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 (13/20)

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.

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

한국철도시설공단 KOREA RAIL NETWORK AUTHORITY

서현기술단 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 (13/20)

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

제10장 파전제3교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

10.1 상부공
10.2 교대공
10.3 교각공
10.4 내진해석
10.5 가시설공

10.1.3 RPF

1. 설계조건

1.1 교 량 명 : B.파전제3 RPF (슬래브 S6)

1.2 교량제원

(1) 교량형식 : RPF 합성형 (단순교)

(2) 선로등급 : 1 급선

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

(4) 지 간 : 43.930 m

(5) 교 폭 : 12.450 m, t = 0.280 m (바닥판 두께)

(6) 곡선반경 : ∞

(7) 사 각 : 90.000 °

(8) RPF 합성형

- 거 더 높 이 : 3.000 m (바닥판 포함)
- 거 더 간 격 : 1.910 m
- 거 더 개 수 : 6 EA
- 경간당가로보개수 : 6 EA (단부 포함)

1.3 사용재로

(1) 콘크리트

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

(2) 철 근

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

(3) 강 재 (SM 520B)

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

(4) PC 강 연 선

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

(5) 도상 및 방수용 아스팔트

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

1.4 설계하중

(1) 고 정 하 중

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

(2) 활 하 중

- KRL-2012 표준열차하중
- 충 격 계 수

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

※ 여기서, ℓ은 부재의 지간 길이(m)

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

※ 여기서, ℓ은 부재의 지간 길이(m)

(3) 탈선하중

- 가로보 (W2)

① 탈선상황 I : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

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

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

(4) 원심하중

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

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

여기서, V : 설계속도

f : 곡선 궤도에서의 L과 V에 따라 고려되는 감소계수

R : 곡률반경(m)

L : 지간(m)

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

(5) 시동하중과 제동하중

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

  ① KRL-2012 하중은 1.8m 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용

  ② 복선 이상의 경우에는 복선 재하상태에서 검토한다.

  ③ 충격은 고려하지 않는다.

- 가로보 (W2)

  ① 시동하중 : 33kN/m×L(m)≤1000kN

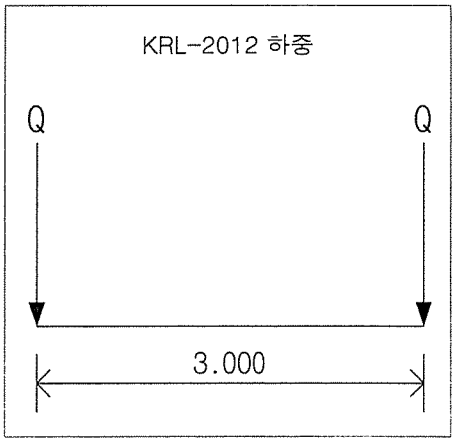
  ② 제동하중 : 20kN/m×L(m)≤6000kN　　여기서, L(m)은 하중의 제하된 길이임

(6) 차량횡하중

- 가로보 (W2)

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

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



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

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

(7) 장대레일 종하중

- 한쪽 끝단에 고정받침을 가지는 자갈도상이 있는 상부구조

  ① 레일신축이음장치가 없을경우

  f_{v0} = ±3L (kN) (1 레일 당)

  여기서, L = 슬래브의 팽창이 고려될 수 있는 길이

  ② 구조물의 가동끝단에서 레일 신축이음이 있는 경우

  f_{v0} = ±500 (kN) (1 레일 당)

- 한쪽 끝단에 고정받침을 가지는 콘크리트도상이 있는 상부구조

  ① 레일 신축이음장치가 없을 경우

  f_{v0} = ±6L (kN) (1 레일 당)

  여기서, L = 슬래브의 팽창이 고려될 수 있는 길이

  ② 구조물의 가동끝단에서 레일 신축이음이 있는 경우

  f_{v0} = ±1,000 (kN) (1 레일 당)

(8) 풍하중

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

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

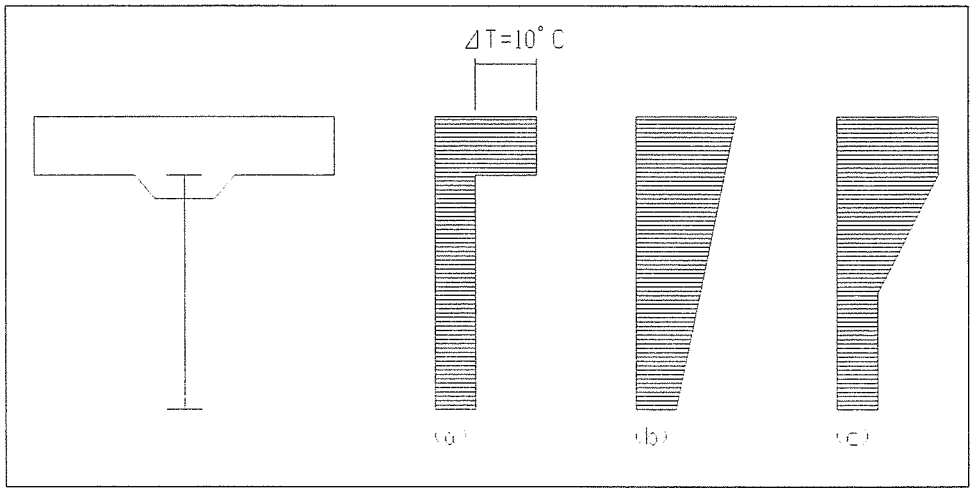
  ① 교량의 연직투사면 : 1.5kN/㎡

  ② 통과열차에 대하여 연직투사면 : 1.5kN/㎡

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

(9) 온도변화의 영향

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



1.5 사용 프로그램

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

1.6 참고문헌

(1) 철도설계기준 (노반편) (한국철도시설공단, 2013)

(2) 콘크리트 구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

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

(4) 강도로교 상세부 설계지침 (건설교통부, 2006)

(5) 철근콘크리트 설계편람 (건설부, 1991)

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

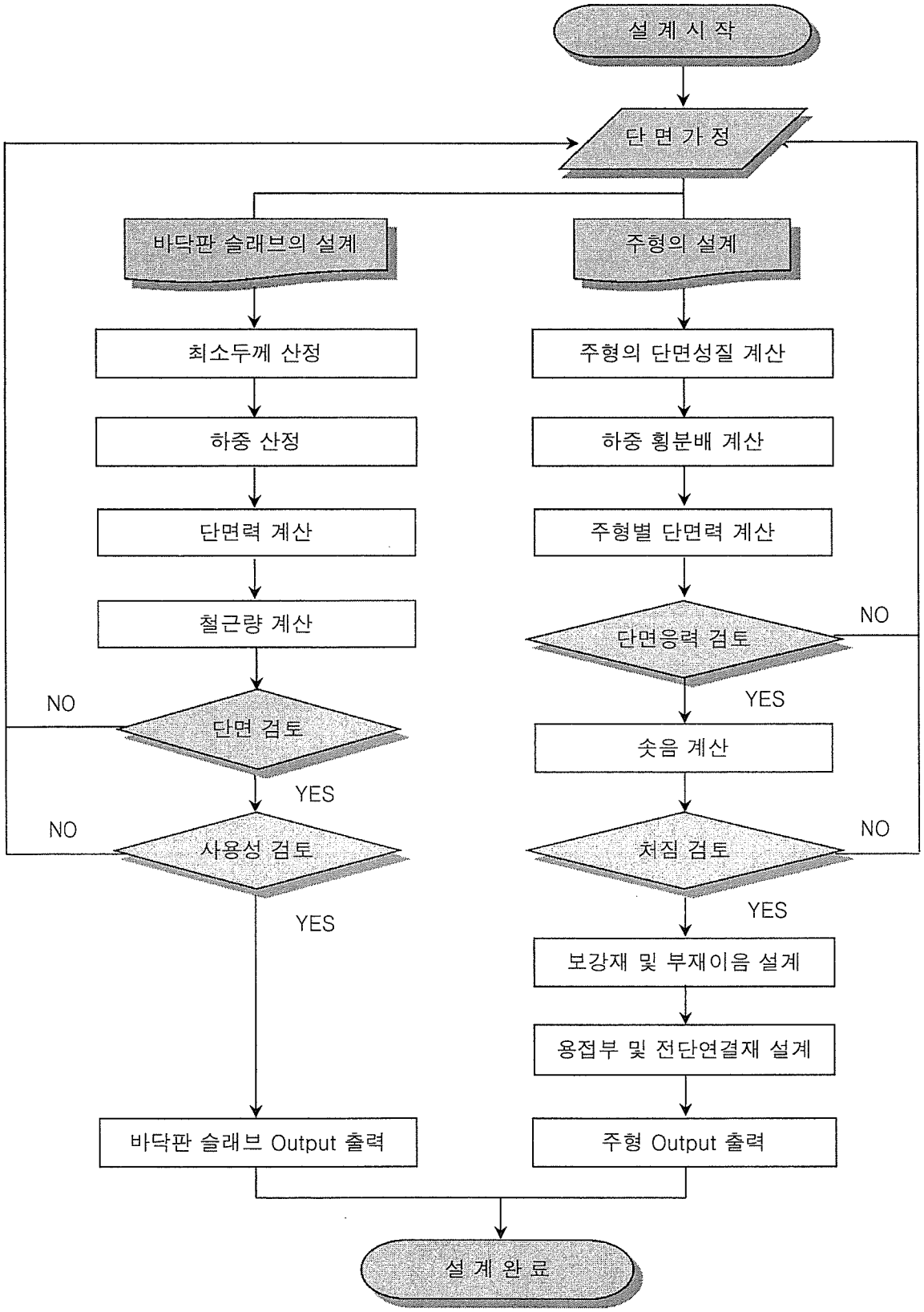
2. 허용응력 및 설계흐름도

2.1 사용재료의 허용응력 및 물리상수

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

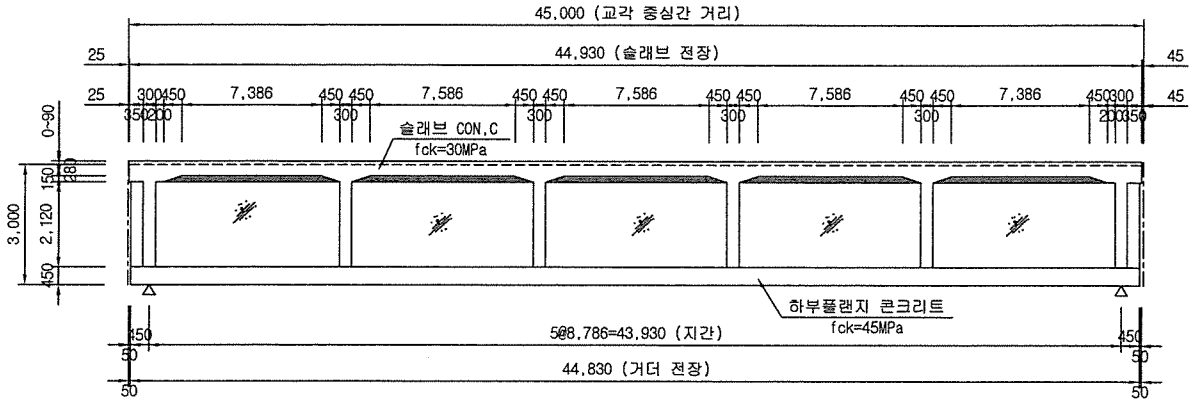
※ 상기사항은 리프리스트레스트 프리플렉스 합성형교의 설계, 제작 및 시공지침서(안), 철도 설계기준 (노반편) 등에 준함.

2.2 설계 흐름도

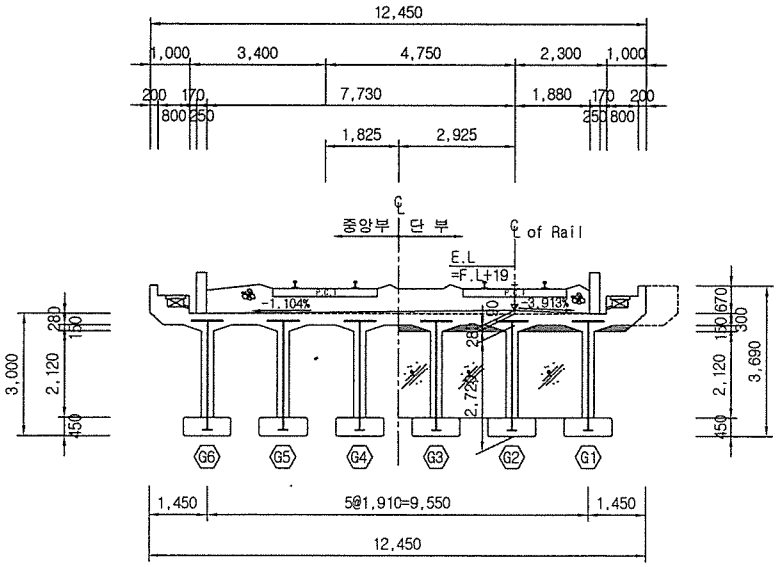

설계 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
최소두께 산정
하중 산정
단면력 계산
철근량 계산
단면 검토
NO
YES
사용성 검토
NO
YES
바닥판 슬래브 Output 출력
주형의 단면성질 계산
하중 횡분배 계산
주형별 단면력 계산
단면응력 검토
NO
YES
솟음 계산
처짐 검토
NO
YES
보강재 및 부재이음 설계
용접부 및 전단연결재 설계
주형 Output 출력
설계 완료

3. 단면가정

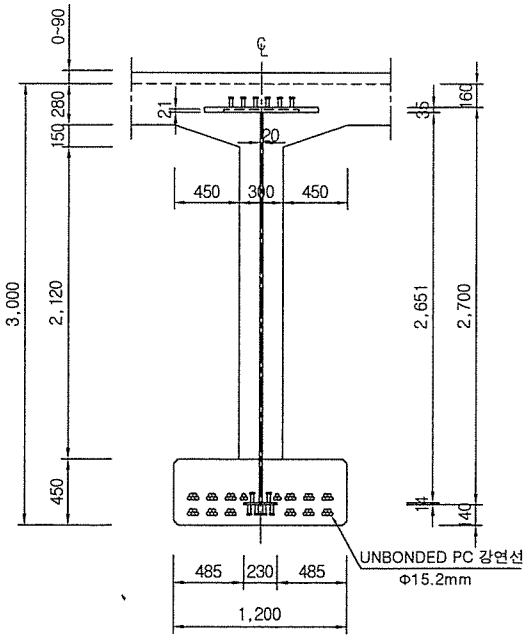
3.1 종단면



3.2 횡단면



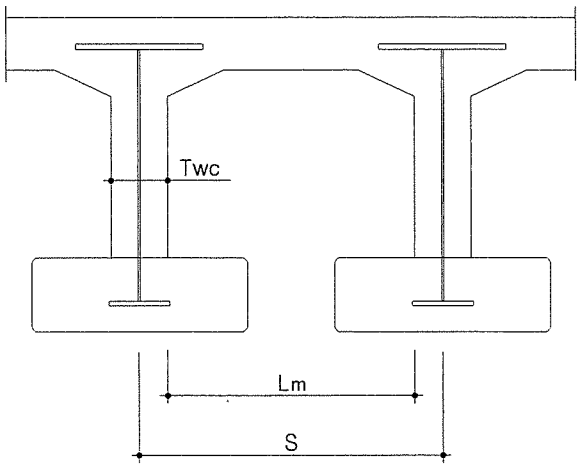
3.3 RPF 합성형단면



4. 바닥판의 설계

4.1 궤도부

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



복부 두께(Twc)	0.300 m
거더 간격(S)	1.910 m
바닥판 두께(tm)	0.280 m

① 중간바닥판의 지간

Lm = 1.910 − 0.300 = 1.610 m

② 바닥판의 최소두께

t min = Max (30L + 110 = 158 mm, 200 mm) = 200.0 mm

③ 중간 바닥판의 두께

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

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

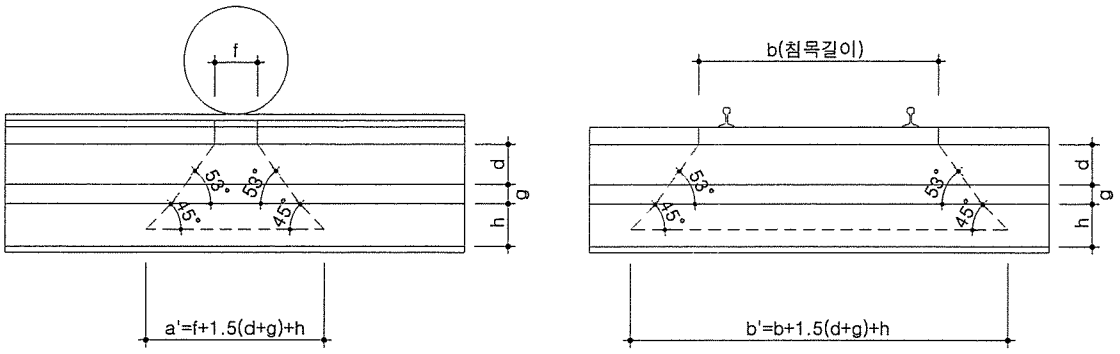
① 고정 하중

구 분	두 께	γ (kN/m³)	하중 (kN/m)	비 고
바 닥 판	0.280	24.50	6.860	
구배콘크리트	0.045	24.50	1.103	
자갈도상 및 침목	0.735	19.00	13.965	30% 할증
레 일	3.000		0.875	b'= 3.428
Σ ω d			22.803	

∴ Md = (Σω d × ℓ²) / 10 = (22.803 × 1.610²) / 10 = 5.911 kN.m

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

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



f: 침목의 폭 d: 자갈도상의 높이 h: 슬래브 두께

g: 방수공의 지름 b: 침목 길이

- 종방향 분포폭(a')

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

a' = 동륜하중 축거 = 3.000 m

객차하중 축거 = 1.000 m

- 횡방향 분포폭(b')

b = 2.600 m

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

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

ii) 충격 계수 (i) [철도설계기준, 2013, P.8-34]

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

iii) 활하중(충격포함)

· 동륜하중 : KRL-2012 하중의 경우 (집중하중)

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

· 객차하중 : KRL-2012 하중의 경우 (등분포하중)

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

· KRL-2012 하중 합계 (집중하중 + 등분포하중)

$\omega\ell$ = 74.698 kN/m

∴ $M\ell = \omega\ell \times \ell^2 / 10$

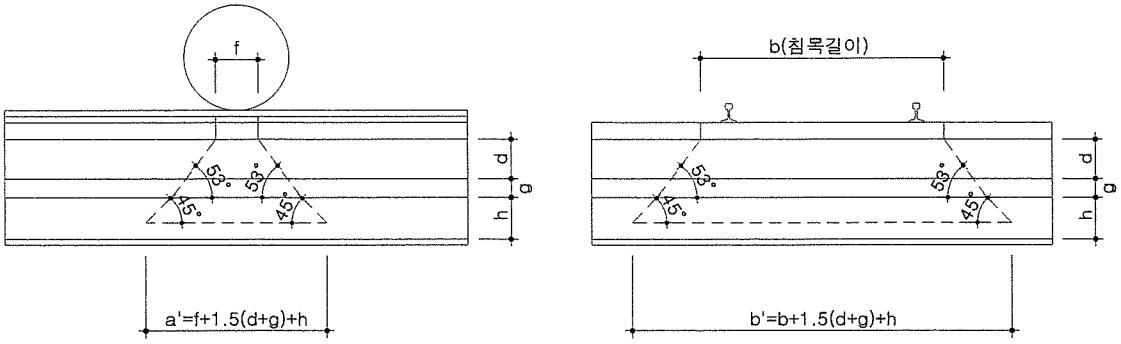
= 74.698 × 1.610² / 10 = 19.362 kN·m/m

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

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

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

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



f: 침목의 폭 d: 자갈도상의 높이 h: 슬래브 두께

g: 방수공의 지름 b: 침목 길이

- 종방향 분포폭(a')

f = 0.000 m

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

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

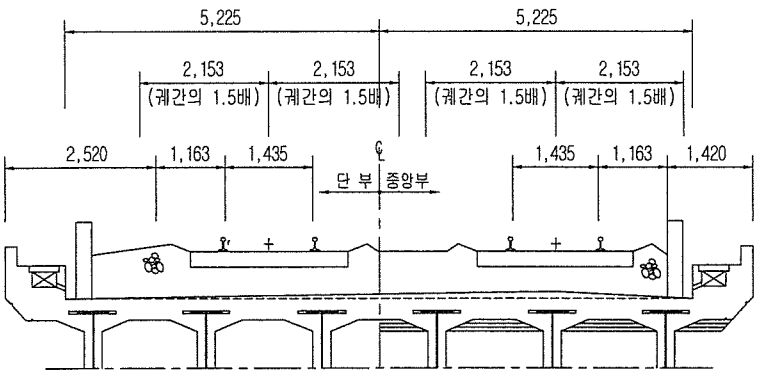
- 횡방향 분포폭(b')

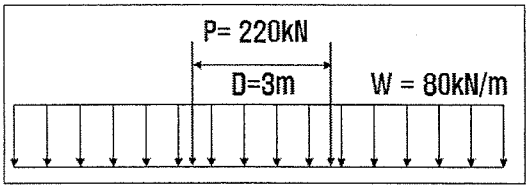
b = 0.000 m

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

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

- 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배 이내 적용





1.435 × 1.5 = 2.153 m

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

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

ii) 충격 계수 (i) [철도설계기준, 2013, P.8-34]

i = 1.44 / (√Lc − 0.2) − 0.18 에서, $0 < i < 0.67$ = 0.000

- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다.

iii) 활하중(충격제외)

· KRL-2012 하중의 경우 (집중하중 0.7배 적용)

ωdr1 = 220 × 0.7 × 1EA / (1.128 × 1.128) = 121.033 kN/m^2

· KRL-2012 하중의 경우 (등분포하중 0.7배 적용)

ωdr2 = 80 × 0.7 × 1.0m / (1.000 × 1.128) = 49.645 kN/m^2

· KRL-2012 하중 합계 (집중하중 + 등분포하중)

ωdr = 170.678 kN/m

∴ Mdr = ωdr × ℓ^2 / 10

= 170.678 × 1.610^2 / 10 = 44.241 kN·m/m

④ 원심하중(Mcf)

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

V = 설계최고속도(km/h)

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

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

f = 속도와 지간에 관련된 감소계수

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

= 0.659

다만, 지간 L ≤ 2.88m 이거나, 속도 V ≤ 120km/h일때 f는 1.0이다.

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

⑤ 하중 조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1 = 1.35 Md + 1.85 Mℓ (1+i) + 1.35 Mcf = 43.800 kN·m

Mu2 = 1.6 Md + 1.6 Mℓ (1+i) + 1.6 Mcf = 40.437 kN·m

Mu3 = 1.35 Md + 1.35 M_{dr} + 1.35 Mcf = 67.705 kN·m

Mu = MAX[Mu1, Mu2, Mu3] = 67.705 kN·m

ii) 사용하중(Service Load)

M_{net1} = Md + Mℓ(1+i) + M_{cf} = 25.273 kN·m

M_{net2} = Md + M_{dr} = 50.152 kN·m

M_{net} = MAX[$Mnet_1$, $Mnet_2$] = 50.152 kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 67705200 N·mm

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

: d = 220 mm , d' = 60 mm

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

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

② 필요 철근량

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

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

−2.667 As^2 + 74800 As − 67705200 = 0 에서

As(req) = 936.415 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0043

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

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 936.415

· As(min) = 770.000 ∴ As = 936.415 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 1248.553

③ 사용 철근량

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

∑ = 1324.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

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

⑤ 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 99.911 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 20.769 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 99.911 kN·m > Mu = 67.705 kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

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

ℓ / 28 = 1.610 / 28 × 1000 = 57.50 mm

tm (280mm) > t min (57.5mm) ----------O.K

ii) 연직처짐 [철도설계기준, 2013, P.8-85]

d = M * (5.5*L^2) / 48 /(E*I) = 19.362 * 5.5 * 1.610² / (48 * 30,251 * 0.002) = 0.095 mm

d (= 0.095 mm) < L/600 (= 2.683 mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

i) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

M_max = Mnet = 50.152 kN·m

n = Es / Ec = 7

p_use = As_use / b·d = 0.00602

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

j = 1 − (k / 3) = 0.916

$fs_max = M_max / (p\cdot j\cdot b\cdot d^2)$ = 187.9 MPa(N/mm²)

fs_max (=187.9 MPa) < 0.6fy (=240MPa) ----------O.K

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

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

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

S_min : 375 × (210 / fs_max) − 2.5 Cc

= 375× (210 / 187.910) − 2.5 × 52.000 = 289.084 mm

300 × (210 / fs_max) = 300× (210 / 187.910) = 335.267 mm

Sa는 작은 값인 289.084 mm를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 289.084 mm) ----------O.K

iii) 피로 검토

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

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 19.362 kN·m

$fy = M(L+I) / (p\cdot j\cdot b\cdot d^2)$ = 72.546 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 1324.000 mm²
- 필요 배력철근량 : Ar_req = As_use / 6 = 220.667 mm²

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm²

③ 사용 배력철근량

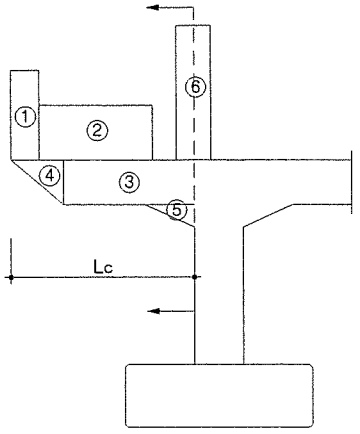
USE As = 633.50 mm² H 13 @ 5.000 EA (c.t.c 200)

$\sum$ = 633.50 mm² > max (Ar_req , At_req) = 440.000 mm²

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

4.2 캔틸레버부 (좌측, 우측)

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



단위 : m

	높이	너비	비고
①	0.670	0.200	연석
②	0.440	0.800	공동구
③	0.280	0.950	슬래브
④	0.300	0.350	슬래브
⑤	0.150	0.450	헌 치
⑥	1.000	0.130	탈선방지벽

① 캔틸레버 바닥판의 지간

Lcd = 1.450 - 0.150 = 1.300 m (고정하중)

Lcℓ = = 0.000 m (활하중)

② 바닥판의 최소두께

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

③ 캔틸레버 바닥판의 두께

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

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

① 고정 하중

구 분	단위폭당 작용하중(kN/m)								거리(m)	M(kN·m/m)
1	0.670	×	0.200	×	24.500		=	3.283	1.200	3.940
2	0.440	×	0.800	×	24.500		=	8.624	0.700	6.037
3	0.280	×	0.950	×	24.500		=	6.517	0.475	3.096
4	0.300	×	0.350	×	24.500	/ 2	=	1.286	1.067	1.372
5	0.150	×	0.450	×	24.500	/ 2	=	0.827	0.150	0.124
6	1.000	×	0.130	×	24.500		=	3.185	0.065	0.207
자갈도상	0.735	×	0.300	×	19.000		=	4.187	0.150	0.628
전철주							=	0.000	0.000	0.000
전철주기초	0.000	×	0.000	×	24.500		=	0.000	0.000	0.000
방음벽 및 기타	(기초 포함)						=	4.188	1.200	5.026
합 계										20.430

② 활하중에 의한 단면력

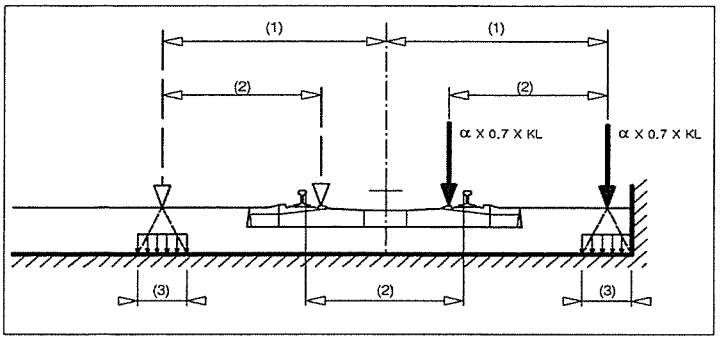
ⅰ) 군중하중(교측보도)

Wp = 5.000 kN/m²

Mp = 5.000 × 0.800 × 0.700 = 2.800 kN·m/m

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

- 탈선상황 Ⅰ : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

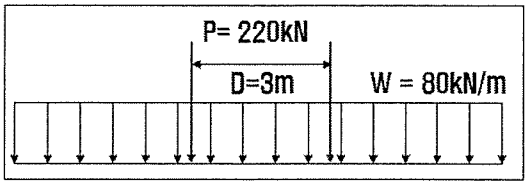


(KRL-2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

주 (1) : 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배

(2) : 궤간

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



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

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

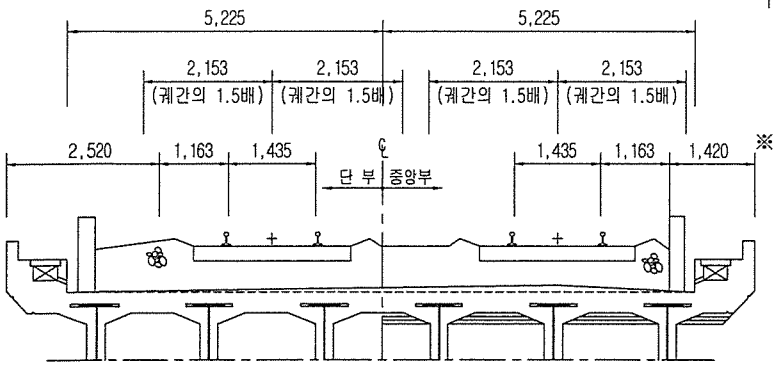
W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

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

ⅰ) 탈선하중의 작용길이 산정

탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배 이내

1.435 × 1.5 = 2.153 m



L = 0.000 m

※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ⅱ) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.300 m

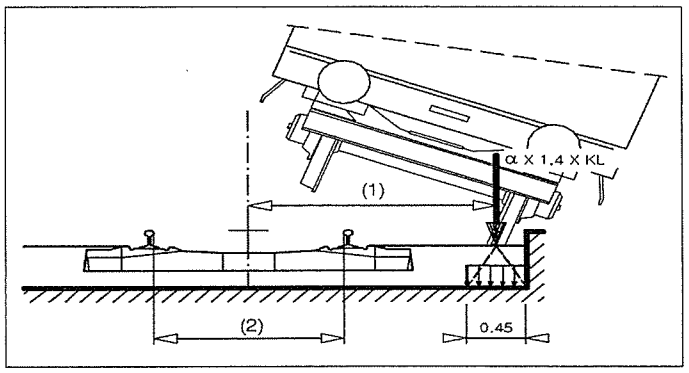
- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

ⅲ) 탈선하중에 의한 단면력

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

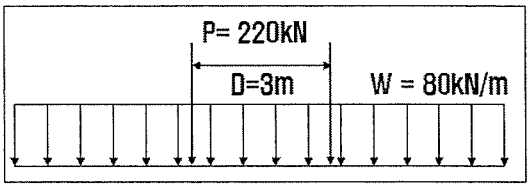
M_{dr} = 210.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

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



주 (1) : 교량 상판 끝에 작용

(2) : 궤간



(KRL-2012하중의 등분포하중만 재하)

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

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

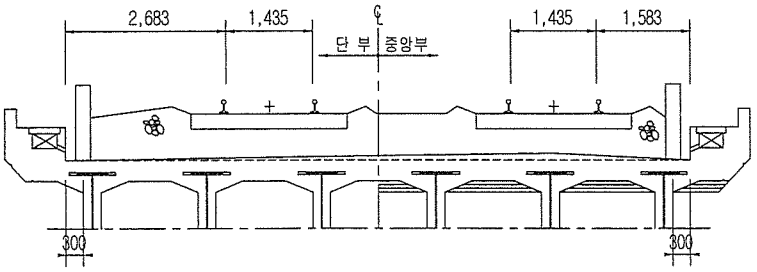
P2 = 1.4 × (0.000 + 80.000) = 112.000 kN

i) 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.300 m, 보도와 같은 비구조부재를 제외한 교량 상판 끝에 재하



※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용



ii) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.300 m

- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

iii) 탈선하중에 의한 단면력

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

M_{dr} = 112.000 × 0.300 = 33.600 kN·m

∴ 탈선하중(MAX) = 33.600 kN·m

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

(열차 높이 = 4.0 m) (적용높이 : 연석 + 열차)

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

⑤ 하중 조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1	= 1.35 Md + 1.85 Mℓ(1+i)	=	32.761	kN·m
Mu2	= 1.6 Md + 1.6 Mℓ(1+i)	=	37.168	kN·m
Mu3	= 1.35 Md + 1.35 Mw1	=	42.016	kN·m
Mu4	= 1.35 Md + 1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2	=	42.541	kN·m
Mu5	= 1.35 Md + 1.35 M_{dr}	=	72.941	kN·m
Mu	= MAX[Mu1, Mu2, Mu3, Mu4, Mu5]	=	72.941	kN·m

ii) 사용하중(Service Load)

Mnet1	= Md + Mℓ(1+i)	=	23.230	kN·m
Mnet2	= Md + Mw1	=	31.123	kN·m
Mnet3	= Md + Mℓ(1+i) + 0.5Mw2	=	31.408	kN·m
Mnet	= MAX[Mnet1, Mnet2, Mnet3]	=	31.408	kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 72940500 N·mm

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

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm²) , fy = 400 MPa(N/mm²)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1324.000 × 400 = 529600.000

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

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

= 20.769 / 0.85 = 17.653 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

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

= 0.0599

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

② 필요 철근량

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

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

$-2.667\ As^2 + 125800\ As - 72940500.0 = 0$ 에서

$As(req) =$ 587.121 mm^2

단면철근비 : p = $As / (b \times d)$ = 0.0016

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

최소철근비 : p_min = $1.4 / fy$ = 0.0035

· As(req) = 587.121

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 782.828 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 782.828

③ 사용 철근량

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

∑ = 1324.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

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

⑤ 설계휨강도

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

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

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 171.407 kN·m > Mu = 72.941 kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

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

$\ell / 10$ = 1.300 / 10 × 1000 = 130.00 mm

tm (280mm) > t min (130mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

i) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

$M_max = Mnet$ = 31.408 kN·m

$n = Es / Ec$ = 7

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

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

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

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 68.69 $MPa(N/mm^2)$

fs_max (=68.687 MPa) < 0.6fy (=240MPa) ----------O.K

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

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

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) − 2.5 Cc

= 375× (210 / 68.687) − 2.5 × 52.00 = 1016.505 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300× (210 / 68.69) = 917.204 mm

Sa는 작은 값인 917.204 mm 를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 917.204 mm) ----------O.K

iii) 피로 검토

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

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 2.800 kN·m

$f_y = M(L+I) / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 6.123 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 1324.000 mm^2

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

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm^2

③ 사용 배력철근량

H 13 @ 200 = 633.50 mm^2

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

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

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

① 극한 단면력 산정

Mu1 = 1.35 Md + 2×1.85 Mℓ(1+i) = 37.941 kN·m

Mu2 = 1.6 Md + 2×1.6 Mℓ(1+i) = 41.648 kN·m

Mu3 = 1.35 Md + 2×1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2 = 46.461 kN·m

Mu = MAX[Mu1, Mu2, Mu3] = 46.461 kN·m

(7) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 46461256 N·mm

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

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

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

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1910 × 400 = 764000

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

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

= 29.961 / 0.85 = 25.467 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

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

= 0.0406

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

② 필요 철근량

a = As·fy / 0.85· fck· b = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

−2.667 As^2 + 125800 As − 46461256 = 0 에서

As(req) = 372.264 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0010

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

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 372.264

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 496.352 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 496.352

◆ 거더의 단부이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는것이 좋다.

[철도설계기준, 2013, P.10-192]

Areq_lL × 2 = 782.8 × 2 = 1565.656 ----------O.K

③ 사용 철근량

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

∑ = 1910.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

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

⑤ 설계휨강도

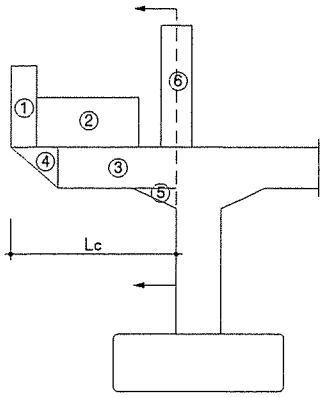
ϕ_f·Mn = 0.90×As×fy×(d − a/2) = 244.111 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 29.961 mm

∴ ϕ_f·Mn = 244.111 kN·m > Mu = 46.461 kN·m ----------O.K

4.3 캔틸레버부 (좌측, 우측 : 전철주)

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



단위 : m

	높이	너비	비고
①	0.670	0.200	연석
②	0.440	0.800	공동구
③	0.280	0.950	슬래브
④	0.300	0.350	슬래브
⑤	0.150	0.450	헌 치
⑥	1.000	0.130	탈선방지벽

① 캔틸레버 바닥판의 지간

Lcd = 1.450 − 0.150 = 1.300 m (고정하중)

Lcℓ = = 0.000 m (활하중)

② 바닥판의 최소두께

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

③ 캔틸레버 바닥판의 두께

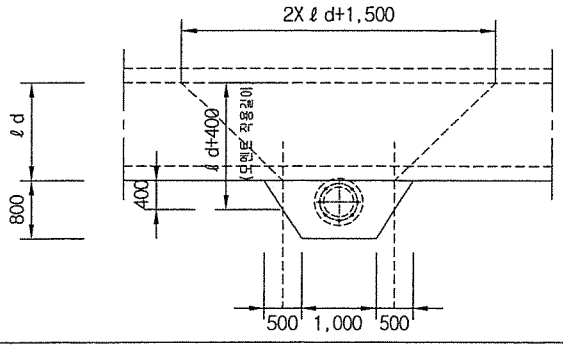
tcs = 430 mm > t min = 200 mm ----------O.K

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

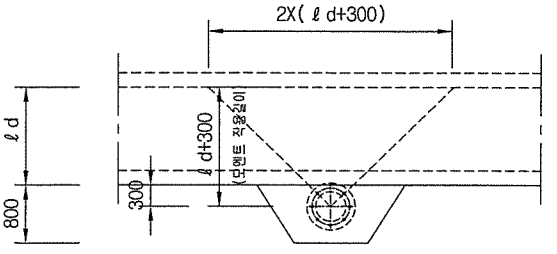
① 고정 하중

구 분	단위폭당 작용하중(kN/m)	거리(m)	M(kN·m/m)
1	0.670 × 0.200 × 24.500 = 3.283	1.200	3.940
2	0.440 × 0.800 × 24.500 = 8.624	0.700	6.037
3	0.280 × 0.950 × 24.500 = 6.517	0.475	3.096
4	0.300 × 0.350 × 24.500 / 2 = 1.286	1.067	1.372
5	0.150 × 0.450 × 24.500 / 2 = 0.827	0.150	0.124
6	1.000 × 0.130 × 24.500 = 3.185	0.065	0.207
자갈도상	0.735 × 0.300 × 19.000 = 4.187	0.150	0.628
전철주	20.000 / 3.200 = 6.250	1.600	10.000
전철주기초	0.670 × 0.800 × 1.500 × 24.500 / 4.100 = 4.804	1.700	8.167
전철주기초	0.300 × 0.800 × 1.500 × 24.500 / 4.100 = 2.151	1.700	3.657
방음벽 및 기타	(기초 포함) = 4.188	1.200	5.026
합 계			42.254

※ 전철주기초하중 적용범위



※ 전철주하중 적용범위



② 활하중에 의한 단면력

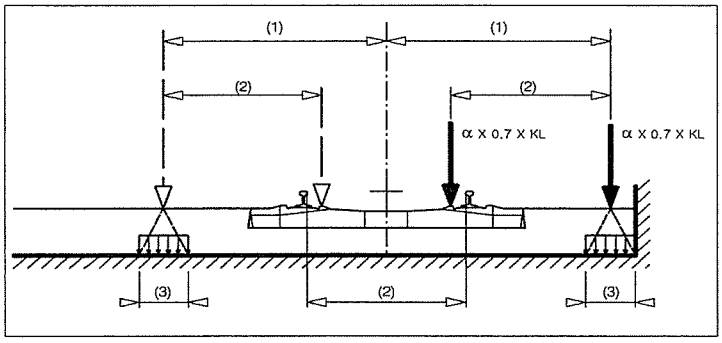
ⅰ) 군중하중(교측보도)

Wp = 5.000 kN/m^2

Mp = 5.000 × 0.800 × 0.700 = 2.800 kN·m/m

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

- 탈선상황 Ⅰ : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

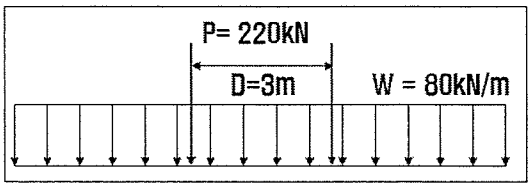


(KRL-2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

주 (1) : 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배

(2) : 궤간

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



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

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

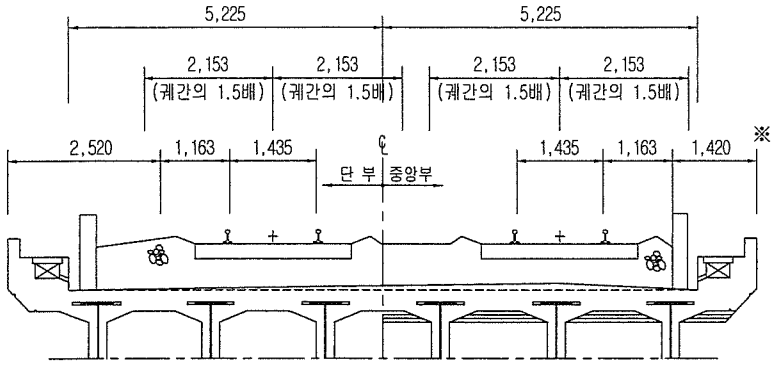
W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

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

ⅰ) 탈선하중의 작용길이 산정

탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배 이내

1.435 × 1.5 = 2.153 m



L = 0.000 m

※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ⅱ) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.300 m

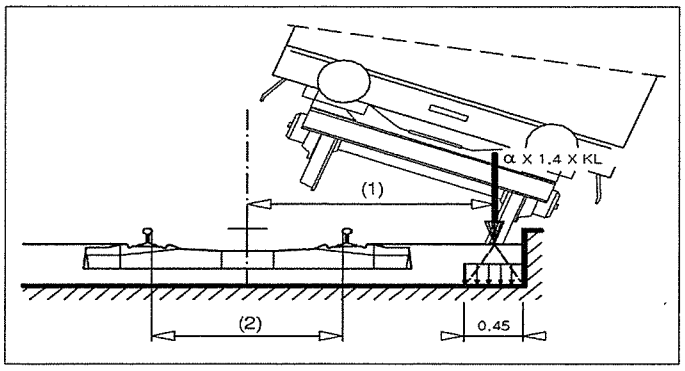
- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

ⅲ) 탈선하중에 의한 단면력

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

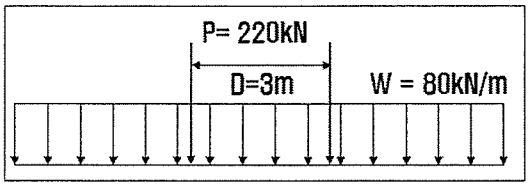
M_{dr} = 210.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

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



주 (1) : 교량 상판 끝에 작용

(2) : 궤간



(KRL-2012하중의 등분포하중만 재하)

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

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

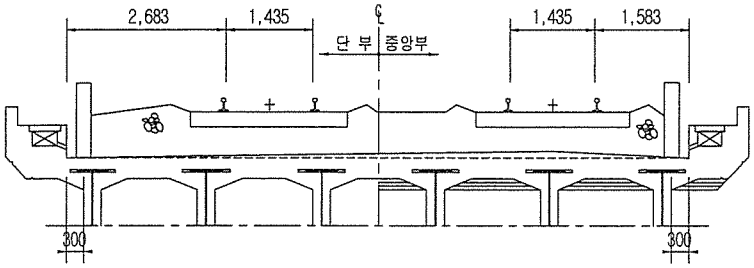
P2 = 1.4 × (0.000 + 80.000) = 112.000 kN

i) 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.300 m, 보도와 같은 비구조부재를 제외한 교량 상판 끝에 재하



※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용



ii) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.300 m

- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

iii) 탈선하중에 의한 단면력

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

M_{dr} = 112.000 × 0.300 = 33.600 kN·m

∴ 탈선하중(MAX) = 33.600 kN·m

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

(열차 높이 = 4.0 m) (적용높이 : 연석 + 열차)

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

⑤ 하중 조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1	= 1.35 Md + 1.85 Mℓ(1+i)	=	62.223	kN·m
Mu2	= 1.6 Md + 1.6 Mℓ(1+i)	=	72.086	kN·m
Mu3	= 1.35 Md + 1.35 Mw1	=	71.478	kN·m
Mu4	= 1.35 Md + 1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2	=	72.004	kN·m
Mu5	= 1.35 Md + 1.35 M_{dr}	=	102.403	kN·m
Mu	= MAX[Mu1, Mu2, Mu3, Mu4, Mu5]	=	102.403	kN·m

ii) 사용하중(Service Load)

Mnet1	= Md + Mℓ(1+i)	=	45.054	kN·m
Mnet2	= Md + Mw1	=	52.947	kN·m
Mnet3	= Md + Mℓ(1+i) + 0.5Mw2	=	53.232	kN·m
Mnet	= MAX[Mnet1, Mnet2, Mnet3]	=	53.232	kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 102402900 N·mm

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

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

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

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2292.000 × 400 = 916800.000

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

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

= 35.953 / 0.85 = 30.560 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

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

= 0.0333

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

② 필요 철근량

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

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

$-2.667\ As^2 + 125800\ As - 102402900.0 = 0$ 에서

$As(req) = 828.568\ mm^2$

단면철근비 : $p = As / (b \times d) = 0.0022$

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

최소철근비 : $p_min = 1.4 / fy = 0.0035$

· As(req) = 828.568

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 1104.757 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 1104.757

③ 사용 철근량

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

$\sum = 2292.000$ ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

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

⑤ 설계휨강도

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

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

∴ $\phi f \cdot Mn = 290.462$ kN·m > $Mu = 102.403$ kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

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

$\ell / 10 = 1.300 / 10 \times 1000 = 130.00$ mm

tm (280mm) > t min (130mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

i) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

$M_max = Mnet = 53.232$ kN·m

$n = Es / Ec = 7$

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

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

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

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 68.65\ MPa(N/mm^2)$

fs_max (=68.653 MPa) < 0.6fy (=240MPa) ----------O.K

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

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

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375× (210 / 68.653) - 2.5 × 50.50 = 1020.823 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300× (210 / 68.65) = 917.658 mm

Sa는 작은 값인 917.658 mm 를 적용

S = 125 mm ≤ Sa (= 917.658 mm) ----------O.K

iii) 피로 검토

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

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 2.800 kN·m

fy = M(L+I) / (p·j·b·d^2) = 3.611 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 2292.000 mm^2

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

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm^2

③ 사용 배력철근량

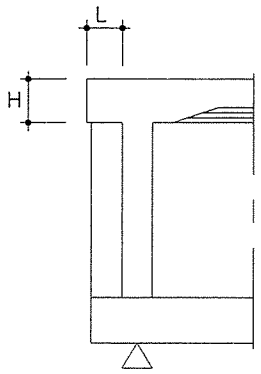
H 13 @ 200 = 633.50 mm^2

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

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

4.4 슬래브 단부 설계

(1) 단면치수



H : 0.430 m

L : 0.350 m

(2) 설계하중에 의한 단면력

① 고정하중에 의한 단면력

Wd = 22.80 kN/m^2 (4.1 궤도부 설계 참고)

Md = Wd × $H1^2$ /2 = 1.397 kN · m/m

② 활하중에 의한 휨모멘트

Wℓ(1+i) = 74.698 kN/m^2 (4.1 궤도부 설계 참고)

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

③ 하중조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1 = 1.35 Md + 1.85 Mℓ(1+i) = 10.350 kN·m

Mu2 = 1.6 Md + 1.6 Mℓ(1+i) = 9.555 kN·m

Mu = MAX[Mu1, Mu2] = 10.350 kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu 10349752 N·mm

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

: d 370.0 mm , d' = 60.0 mm

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

iv) 강도감소계수 : ϕ_f 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 633.500 × 400 = 253400

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

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

= 9.937 / 0.85 = 8.447 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

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

= 0.1284

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

② 필요 철근량

a = As·fy / 0.85· fck· b = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

$-2.673\ As^2 + 125800\ As - 10349752.248 = 0$ 에서

As(req) = 82.416 (mm^2)

단면철근비	: p = As / (b × d)	=	0.0002
최대철근비	: p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy))	=	0.0240
최소철근비	: p_min = 1.4 / fy	=	0.0035

· As(req) 82.416
· As(min) 1295.000
· 4/3×As 109.888

∴ As = 109.888 mm^2 이상 사용하여야 한다.

③ 사용 철근량

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

∑ = 633.50 mm^2 ----------O.K

④ 철근비 검토

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

⑤ 설계휨강도

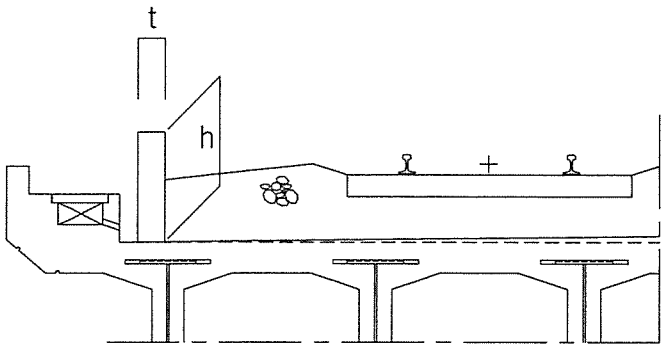
$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 83.249 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 9.937 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 83.249 kN·m > Mu = 10.350 kN·m ----------O.K

4.5 탈선방지벽

(1) 단면치수

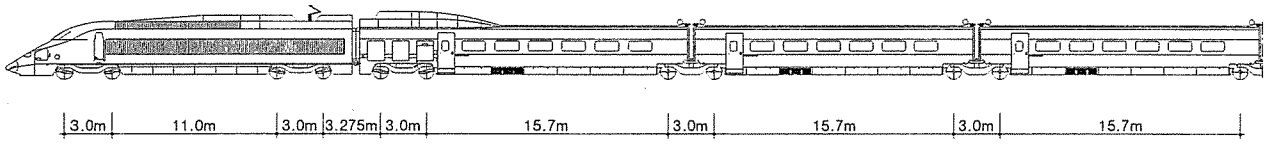


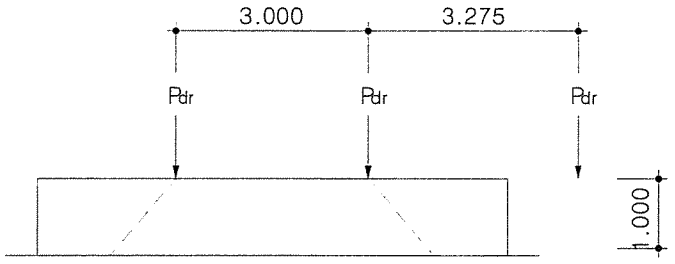
단위 : m

높이(h)	두께(t)	비고
1.000	0.250	탈선방지벽

(2) 하중과 단면력의 계산

① 탈선하중 재하폭 산정 (실하중 기준으로 적용)





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

* 탈선방호벽설계시 적용하중은 철도설계기준(2013)에 언급없음.

② 전단력 산정

S_r = 150.00 × 2 ea / 5.000 = 60.000 kN

③ 휨모멘트 산정

M_r = 60.000 × 1.000 = 60.000 kN·m

▶ 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 않음.

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 60000000 N·mm

ii) 설계전단력 : Su = 60000 N

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

: d = 200.0 mm , d' = 50.0 mm

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

v) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

ϕ_v = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1324.000 × 400 = 529600

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

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

= 20.769 / 0.85 = 17.653 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

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

= 0.0310

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

② 필요 철근량

a = As·fy / 0.85· fck· b = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

−2.623 As^2 + 66880 As − 60000000.0 = 0 에서

As(req) = 931.133 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0047

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

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 931.133

· As(min) = 700.000 ∴ As = 931.133 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 1241.511

③ 사용 철근량

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

Σ = 1324.000 mm^2 ----------O.K

④ 철근비 검토

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

⑤ 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.9 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 90.378 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 20.769 mm

∴ ϕ_f·Mn = 90.378 kN·m > Mu = 60.000 kN·m ----------O.K

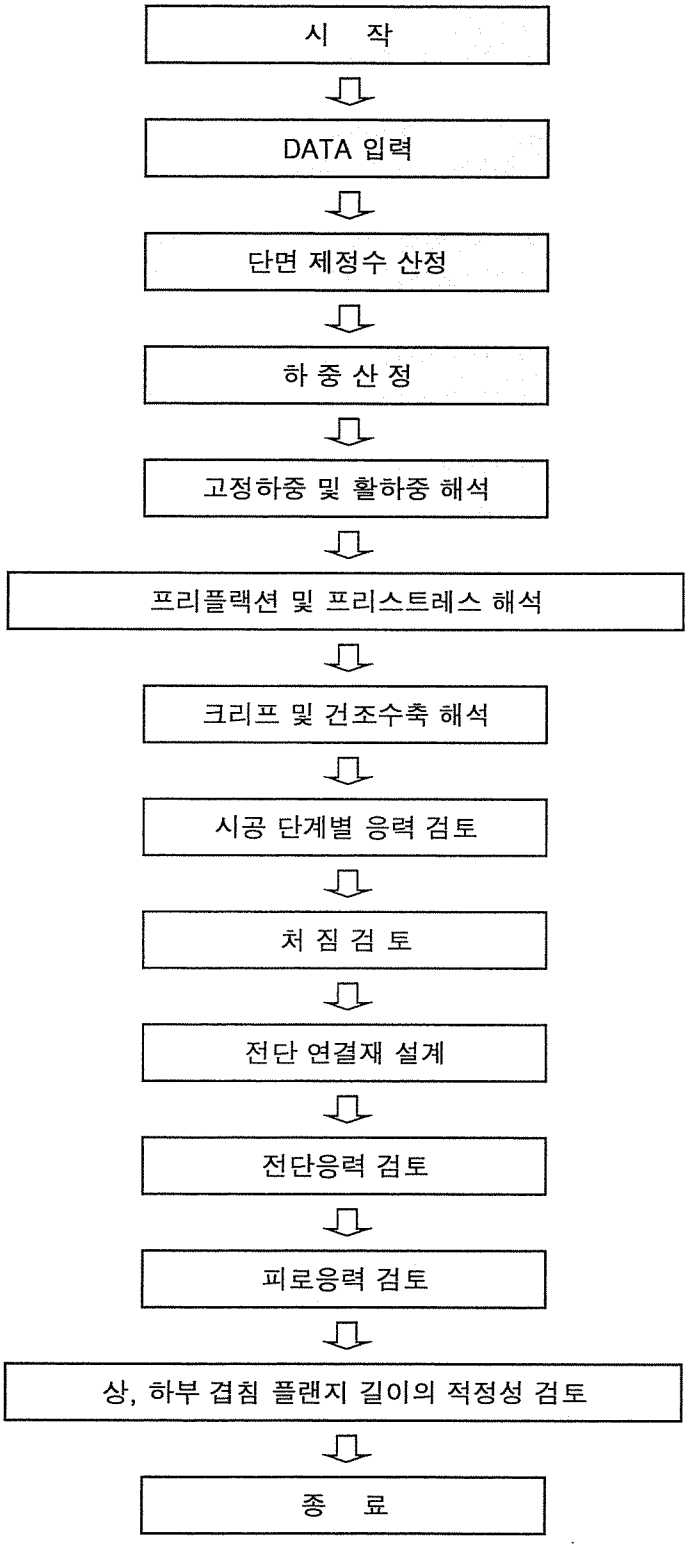
⑥ 전단 검토

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

∴ ϕVc= 155.188 kN > Su = 60.000 kN ----------O.K

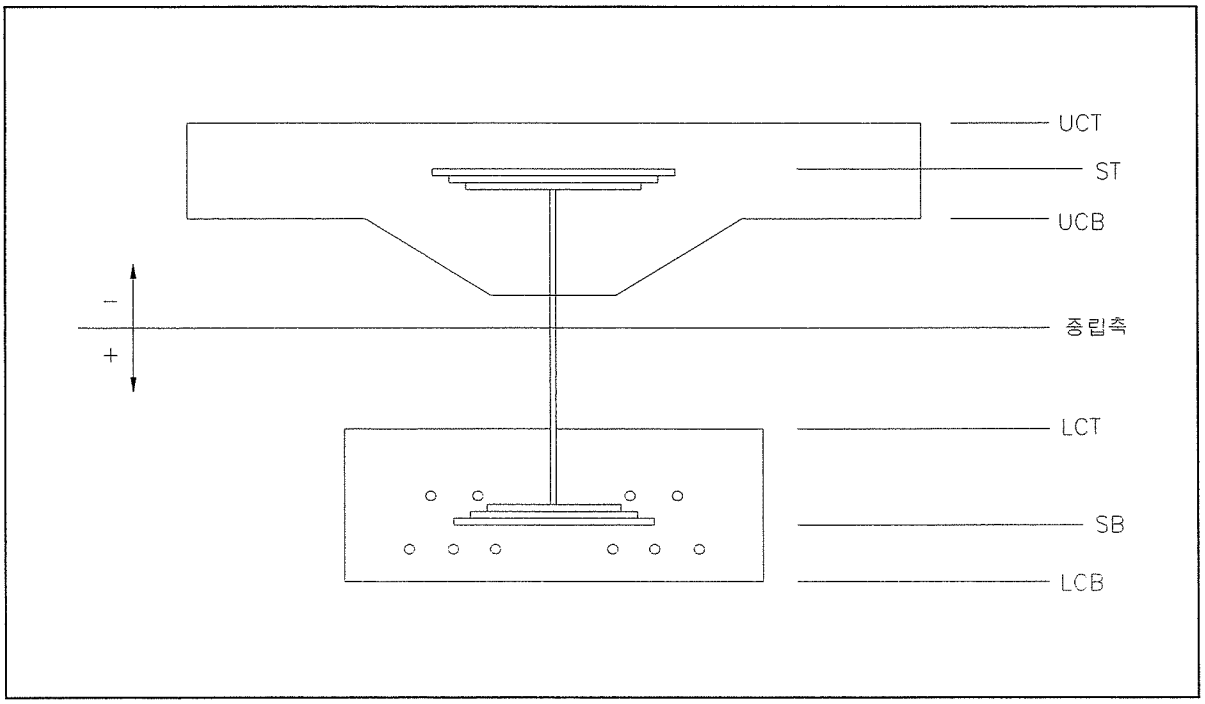
5. RPF 합성형의 설계

◎ RPF 합성형의 설계 흐름도



5.1 기호 및 부호

(1) 응력 및 거리



인장응력 : +

압축응력 : −

도심축 위의 거리 : −

도심축 아래의 거리 : +

ST : 강형상면에서의 응력

SB : 강형하면에서의 응력

UCT : 상부슬래브 상면에서의 응력

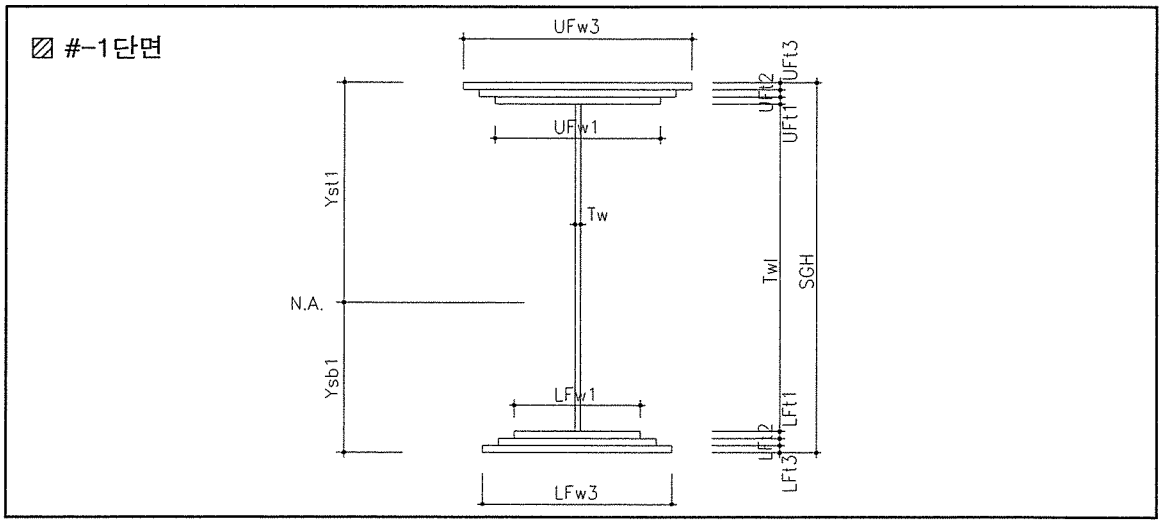
UCB : 상부슬래브 하면에서의 응력

LCT : 하부콘크리트 상면에서의 응력

LCB : 하부콘크리트 하면에서의 응력

(2) 단 면 제 원

a) 강 형



SGH : Steel Girder 높이

Ast : 강형의 단면적

I : 강형의 단면 2차 모멘트

Yst1 : 도심에서 강형 상단까지의 거리

Ysb1 : 도심에서 강형 하단까지의 거리

Ysb1 = Gxst / Ast

Gxst = UFw3 * UFt3 * (SGH – UFt3/2)

+ UFw2 * UFt2 * (SGH – UFt3 – UFt2/2)

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

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

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

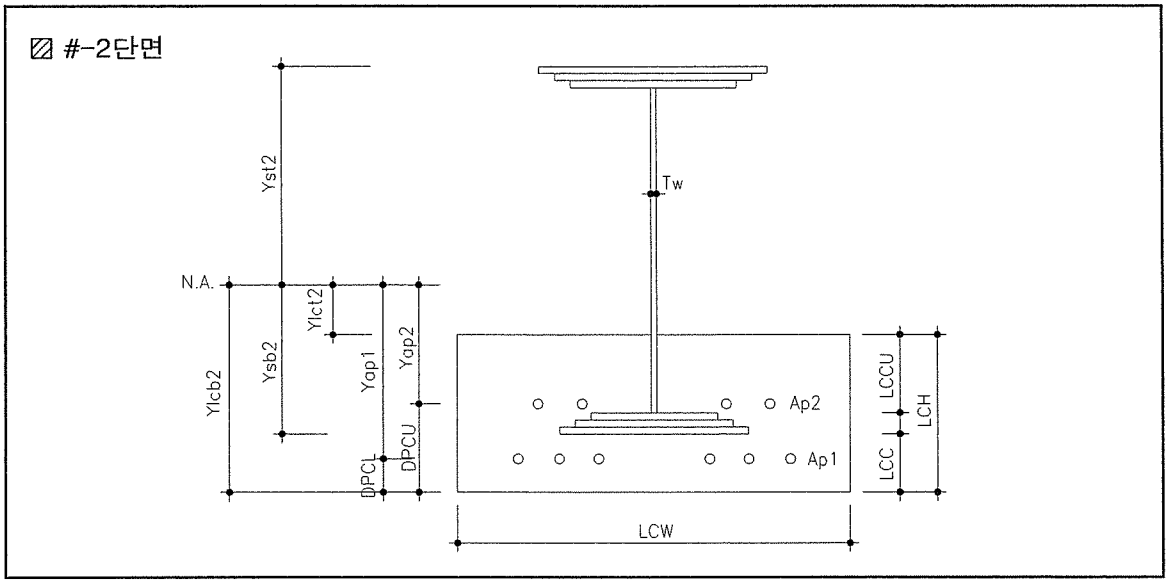
+ LFw2 * LFt2 * (LFt3 + LFt2/2)

+ LFw3 * LFt3 * (LFt3/2)

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

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

b) RPF 빔 (강형+하부콘크리트)



Alc : 강형단면으로 환산된 합성단면적(강형 + 하부플랜지 콘크리트)

I : 합성단면의 단면2차 모멘트

Yst2 : 합성단면 도심에서 강형 상단까지의 거리

Ysb2 : 합성단면 도심에서 강형 하단 까지의 거리

Ylct2 : 합성단면 도심에서 하부콘크리트 상단까지의 거리

Ylcb2 : 합성단면 도심에서 하부콘크리트 하단까지의 거리

Nap1 : 단면적이 Ap1인 강연선의 수

Nap2 : 단면적이 Ap2인 강연선의 수

Ylcb2 = Gxlc / Alc

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

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

그 사이는 직선보간으로 구한다.

n1 = Ec1 / Es

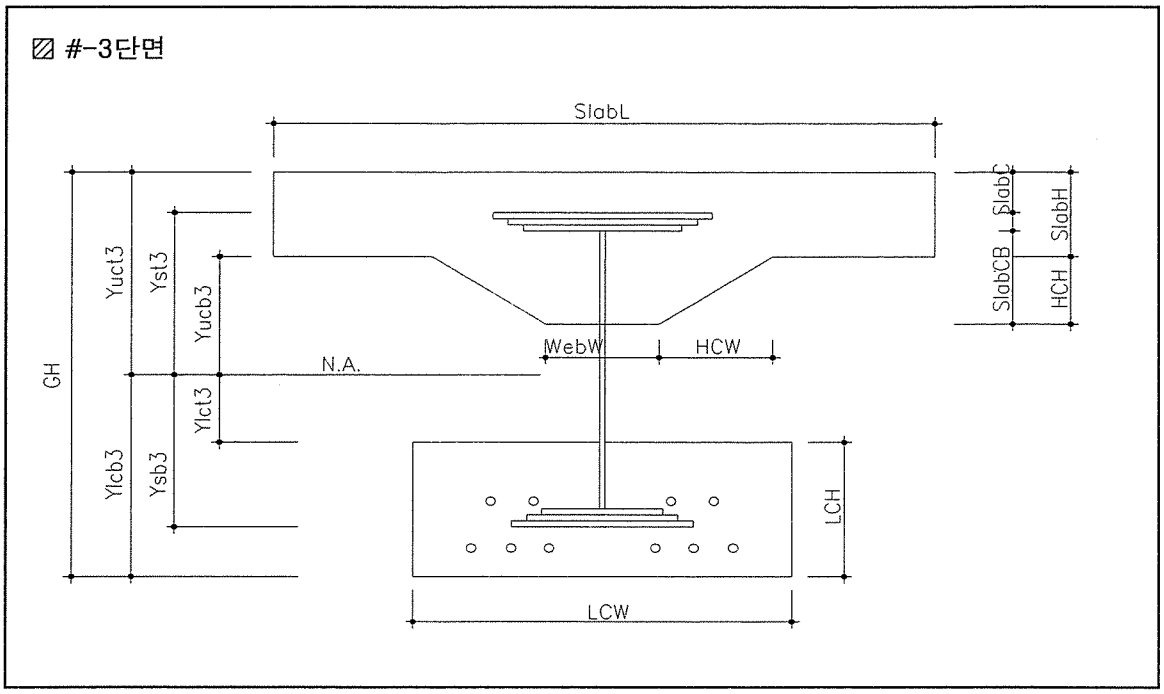
Gxlc = Ast * (Ysb1 + LCC) + LCW * LCH²/2 * n1

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

Alc = Ast + LCW * LCH * n1

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

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



Ylcb3 : 합성단면 도심에서 하부콘크리트 하단까지의 거리

Yuct3 : 합성단면 도심에서 상부 슬래브 상단까지의 거리

Yucb3 : 합성단면 도심에서 상부 슬래브 하단까지의 거리

Ylcb3 = Gxuc / Auc

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

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

그 사이는 직선보간으로 구한다.

n2 = Ec2 / Es

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

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

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

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

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

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

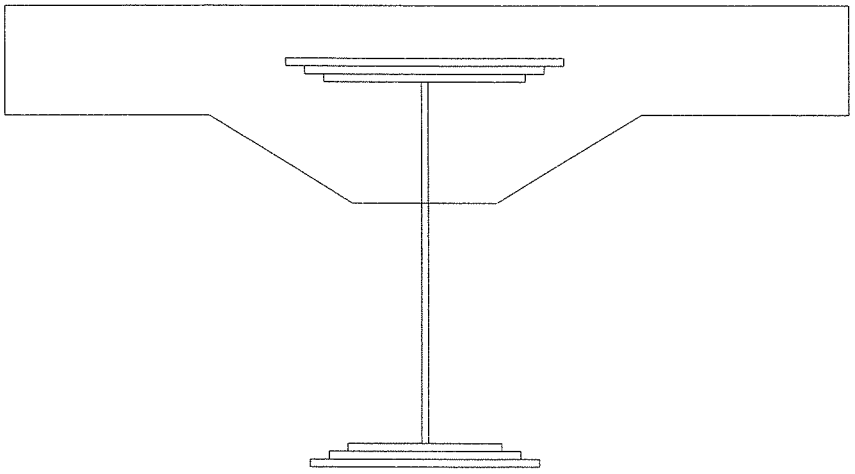
- Tw * SlabCB * (GH - SlabC - UFt3 - UFt2 - UFt1 - SlabCB/2) * n2

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

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

d) 강형 + 상부 슬래브

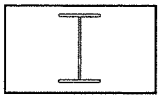
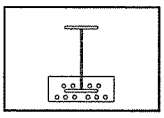
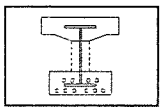
▨ #-4단면



AREA : 강형단면으로 환산된 합성단면적

I : 합성단면의 단면2차 모멘트

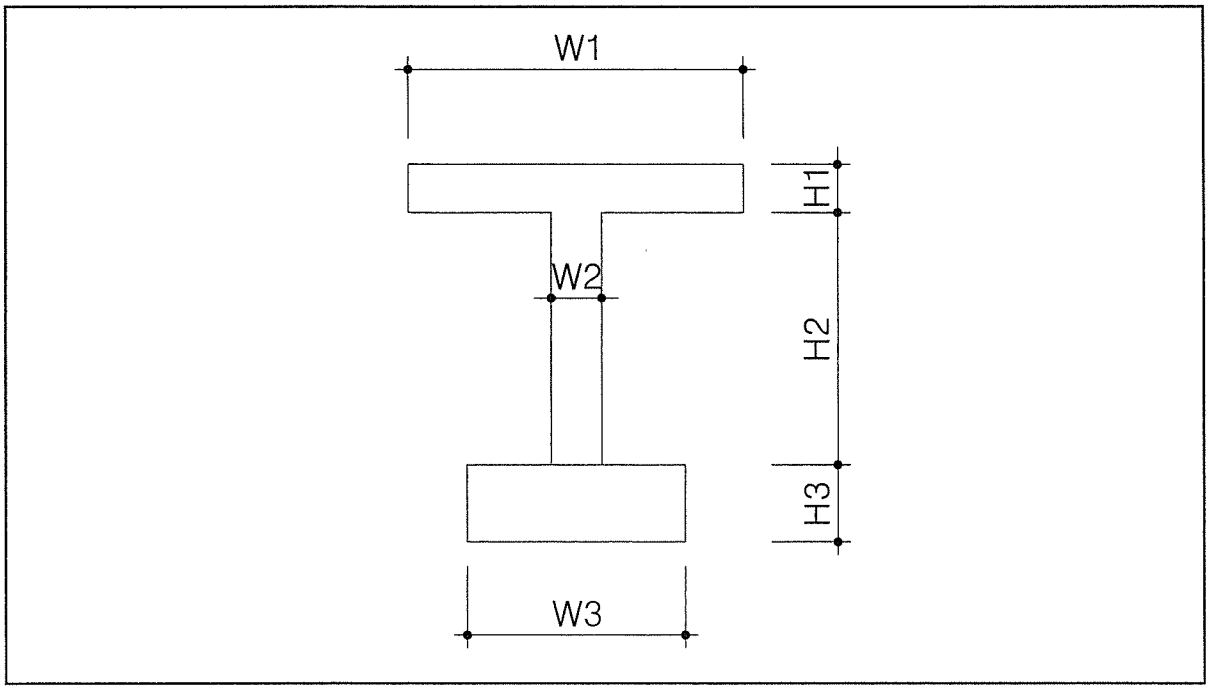
(3) 시공 단계별 작용하중과 저항단면

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

5.2 하중 및 각 거더별 하중 분배계수의 산정

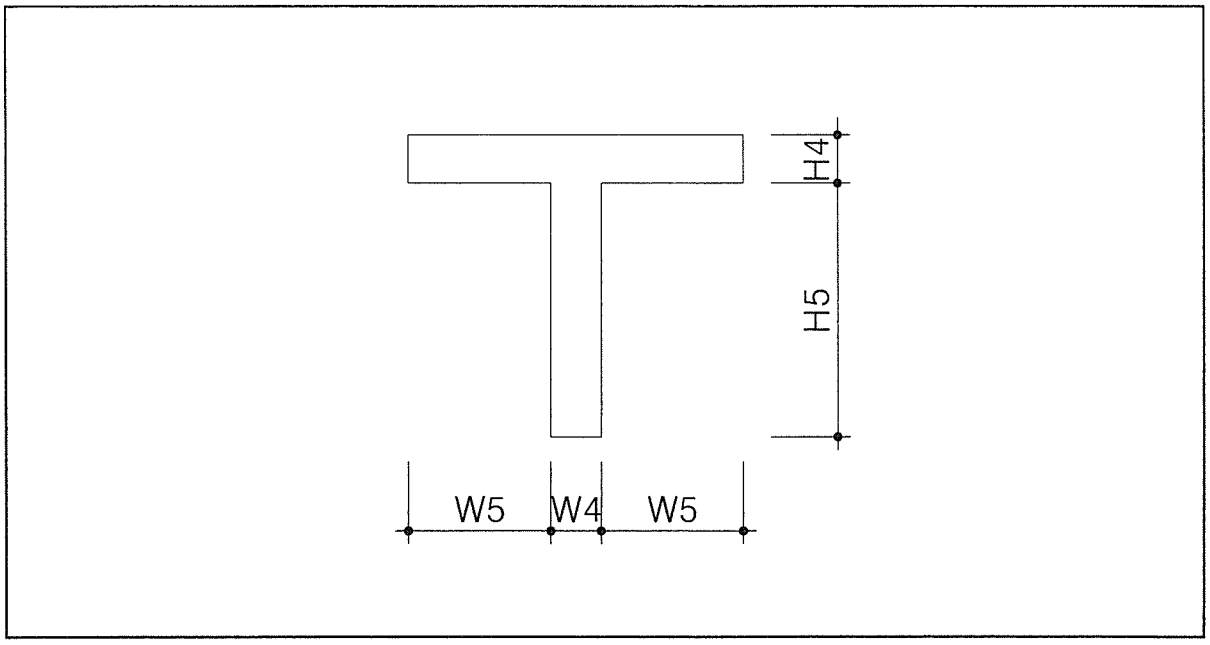
(1) 하중 분배 계수

· J_ℓ 및 I_ℓ 값 계산을 위한 주빔 단면



W1 =	1910	mm	W2 =	300	mm	W3 =	1200 mm
H1 =	280	mm	H2 =	2270	mm	H3 =	450 mm

· J_t 및 I_t 값 계산을 위한 횡빔 단면



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

1) 휨 강성 계수

$$\Theta = \frac{b}{\ell}\sqrt[4]{\frac{E_\ell I_\ell q_t}{E_t I_t q_\ell}} = 0.23237$$

2b	: 유효폭	=	11.460	m
ℓ	: 지간	=	43.930	m
E_ℓ	: 주빔 콘크리트의 탄성계수	=	34285.33	MPa
E_t	: 횡빔 콘크리트의 탄성계수	=	30250.52	MPa
I_ℓ	: 주빔의 단면2차모멘트	=	2.27128	m^4
I_t	: 횡빔의 단면2차모멘트	=	1.17554	m^4
q_ℓ	: 주빔 간격	=	1.910	m
q_t	: 횡빔 간격	=	8.786	m

2) 비틀림 강성 계수

$$\alpha = \frac{\frac{J_\ell}{q_\ell} + \frac{J_t}{q_t}}{2 \times \sqrt{\frac{E_\ell I_\ell}{q_\ell} \times \frac{E_t I_t}{q_t}}} = 0.02140$$

J_ℓ : 주빔의 비틀림 강성 = 0.0556 × 0.43 × E_ℓ

J_t : 횡빔의 비틀림 강성 = 0.0817 × 0.43 × E_t

$J = \Sigma \beta \times a \times b^3$

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

a : 단면의 길이

b : 장변의 길이

3) 하중 분배 계수

id	point	beam1	beam2	beam3	beam4	beam5	beam6
1	-1.00b	3.187	2.292	1.413	.550	-.300	-1.144
2	-.75b	2.632	1.973	1.317	.667	.024	-.614
3	-.50b	2.079	1.652	1.219	.784	.349	-.084
4	-.25b	1.530	1.328	1.119	.899	.675	.450
5	.00b	.987	1.002	1.012	1.012	1.002	.987
6	.25b	.450	.675	.899	1.119	1.328	1.530
7	.50b	-.084	.349	.784	1.219	1.652	2.079
8	.75b	-.614	.024	.667	1.317	1.973	2.632
9	1.00b	-1.144	-.300	.550	1.413	2.292	3.187

하 중	beam1	beam2	beam3	beam4	beam5	beam6
보도 바닥, 마감(좌측)	2.517	1.815	1.125	.447	-.221	-.884
보도 바닥, 마감(우측)	-.884	-.221	.447	1.125	1.815	2.517
도상, 방수,방진재	10.433	10.453	10.465	10.465	10.453	10.433
보도 연석, 방음벽,난간	2.828	2.085	1.351	.626	-.090	-.801
보도 연석, 방음벽,난간	-.801	-.090	.626	1.351	2.085	2.828
활하중 1	0.350	0.277	0.204	0.130	0.056	0.000
활하중 2	0.051	0.098	0.144	0.191	0.236	0.280
활하중 1+2	0.401	0.375	0.348	0.321	0.292	0.280

(2) 하중 산정

1) 고정하중

㉠ 프리플렉스형의 자중

프로그램 내에서 자동고려

㉡ 합성전 고정하중

ⓐ 바닥판, 복부, 헌치, 하부플랜지 콘크리트, 가로보

프로그램 내에서 자동고려

ⓑ 배수기울기 콘크리트

24.5 kN/m³ × 10.45 × 0.090 ÷ 2 ÷ 6

= 1.920 kN/m

㉢ 합성후 고정하중

ⓐ 궤도(단선재하)	:	3 kN/m (1선당 1.5 kN/m)
ⓑ 도상(자갈)	:	19.0 × 0.565 × 1.3 = 13.956 kN/m²
ⓒ 방수, 방진재	:	11.0 × 0.02 = 0.220 kN/m²
ⓓ 자갈막이(좌측)	:	0.00 kN/m²
ⓔ 자갈막이(우측)	:	0.00 kN/m²
ⓕ 보도바닥, 마감(좌측)	:	24.5 × 0.31 = 7.595 kN/m²
ⓖ 보도바닥, 마감(우측)	:	24.5 × 0.31 = 7.595 kN/m²
ⓗ 연석,방음벽기초(좌측)	:	24.5 × 0.69 × 0.23 = 3.804 kN/m
ⓘ 연석,방음벽기초(우측)	:	24.5 × 0.69 × 0.23 = 3.804 kN/m
ⓙ 난간 및 방음벽(좌측)	:	3.00 kN/m
ⓚ 난간 및 방음벽(우측)	:	3.00 kN/m
ⓛ 탈선방지벽(좌측)	:	24.5 × 0.25 × 1.00 = 6.125 kN/m
ⓜ 탈선방지벽(우측)	:	24.5 × 0.25 × 1.00 = 6.125 kN/m
ⓝ 전철주, 기초(좌측)	:	20.00 + 24.5 × 1.16 = 48.518 kN
등가하중으로 치환	:	8 × (48.518 × 0.977 + 10.000) / 43.93 ² = 0.238 kN/m
ⓞ 전철주, 기초(우측)	:	20.00 + 24.5 × 1.16 = 48.518 kN
등가하중으로 치환	:	8 × (48.518 × 0.977 + 10.000) / 43.93 ² = 0.238 kN/m

※ 전철주는 좌우측 모두 지점에서 1m 에 위치함

ⓟ 전선(좌측)	:	1.000 kN/m
ⓠ 전선(우측)	:	1.000 kN/m

2) 활하중

㉠ 보도적재하중

ⓐ 보도적재하중(좌측)	:	3.5 kN/m²
ⓑ 보도적재하중(우측)	:	3.5 kN/m²

㉡ 활하중

KRL-2012 표준열차 (복선)

㉢ 충격하중

㉣ 활하중의 재하위치(궤도위치)

3. 단면가정 참조

1 궤도에서의 레일 간격	:	1.435 m

(3) 거더별 하중

1) Girder : 1
- 궤도
  3.0 * .401 = 1.204
- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽
  1 / 6 * (14.167* 2.828 + 14.167* -.801) = 4.786
- 도상, 방수, 방진재
  1 / 6 * 12.570 * 10.433 = 21.857
- 보도바닥 및 마감(좌.우측)
  1 / 6 * (7.595* 2.517 + 7.595* -.884) = 2.067
- 총 합성후 고정하중
  29.914
- 보도적재하중(좌.우측)
  1 / 6 * (3.500* 2.517 + 3.500* -.884) = .953
- 활하중 분배 계수
  0.401

2) Girder : 2
- 궤도
  3.0 * .375 = 1.125
- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽
  1 / 6 * (14.167* 2.085 + 14.167* -.090) = 4.711
- 도상, 방수, 방진재
  1 / 6 * 12.570 * 10.453 = 21.899
- 보도바닥 및 마감(좌.우측)
  1 / 6 * (7.595* 1.815 + 7.595* -.221) = 2.018
- 총 합성후 고정하중
  29.753
- 보도적재하중(좌.우측)
  1 / 6 * (3.500* 1.815 + 3.500* -.221) = .930
- 활하중 분배 계수
  0.375

3) Girder : 3
- 궤도
  3.0 * .348 = 1.045
- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽
  1 / 6 * (14.167* 1.351 + 14.167* .626) = 4.668
- 도상, 방수, 방진재
  1 / 6 * 12.570 * 10.465 = 21.924
- 보도바닥 및 마감(좌.우측)
  1 / 6 * (7.595* 1.125 + 7.595* .447) = 1.990
- 총 합성후 고정하중
  29.627
- 보도적재하중(좌.우측)
  1 / 6 * (3.500* 1.125 + 3.500* .447) = .917
- 활하중 분배 계수
  0.348

4) Girder : 4

- 궤도

  3.0 * .321 = .962

- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽

  1 / 6 * (14.167* .626 + 14.167* 1.351) = 4.668

- 도상, 방수, 방진재

  1 / 6 * 12.570 * 10.465 = 21.924

- 보도바닥 및 마감(좌.우측)

  1 / 6 * (7.595* .447 + 7.595* 1.125) = 1.990

- 총 합성후 고정하중

  29.544

- 보도적재하중(좌.우측)

  1 / 6 * (3.500* .447 + 3.500* 1.125) = .917

- 활하중 분배 계수

  0.321

5) Girder : 5

- 궤도

  3.0 * .292 = .876

- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽

  1 / 6 * (14.167* -.090 + 14.167* 2.085) = 4.711

- 도상, 방수, 방진재

  1 / 6 * 12.570 * 10.453 = 21.899

- 보도바닥 및 마감(좌.우측)

  1 / 6 * (7.595* -.221 + 7.595* 1.815) = 2.018

- 총 합성후 고정하중

  29.503

- 보도적재하중(좌.우측)

  1 / 6 * (3.500* -.221 + 3.500* 1.815) = .930

- 활하중 분배 계수

  0.292

6) Girder : 6

- 궤도

  3.0 * .280 = .841

- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽

  1 / 6 * (14.167* -.801 + 14.167* 2.828) = 4.786

- 도상, 방수, 방진재

  1 / 6 * 12.570 * 10.433 = 21.857

- 보도바닥 및 마감(좌.우측)

  1 / 6 * (7.595* -.884 + 7.595* 2.517) = 2.067

- 총 합성후 고정하중

  29.551

- 보도적재하중(좌.우측)

  1 / 6 * (3.500* -.884 + 3.500* 2.517) = .953

- 활하중 분배 계수

  0.280

5.3 합성거더의 설계 (G1, G6 : KRL-2012)

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

1) 설계 조건

1-1) 일반사항

교량 등급 = KRL-2012 표준열차
주형의 갯수 = 6 ea
받침간 거리 = 43.930 m
주형의 간격 = 1.910 m
외측 주형

1-2) 강형 단면의 제원

강형의 총높이 = 2700.00 mm
강형 복부의 두께 = 20.00 mm

상부플랜지 단면 종류의 수 = 2

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

하부플랜지 단면 종류의 수 = 2

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

1-3) 콘크리트 단면의 제원

합성 주형의 총 높이 = 3000.00 mm

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

복부 콘크리트
복부 콘크리트의 두께 = 300.00 mm

상부 슬래브
상부 슬래브의 두께 = 280.00 mm
상부 슬래브의 폭 = 2405.00 mm
상부 슬래브의 피복 두께 = 160.00 mm

헌치

헌치의 높이	=	150.00 mm
헌치의 폭	=	450.00 mm

1-4) 캔틸레버 제원

포장 두께	=	.00 mm
캔틸레버 길이	=	1450.00 mm

1-5) 재료의 성질

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

1-6) 크리프 및 건조수축

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

1-7) 프리플랙션

지점에서 재하점까지의 거리 / 지간	=	.300
프리플랙션시 강형의 응력 / 항복응력	=	.620
프리플랙션시 처짐 보정계수	=	.100

1-8) 프리스트레싱

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

1-9) 전단연결재

스터드의 직경 = 22.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (하부CONC) = 70.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (슬래브) = 90.000 mm

2) 단면의 성질

2-1) 외력에 대한 단면의 성질

단면 환산시 n(탄성계수비) 적용

2-1-1) 총단면 성질

* 총단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 미고려

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
1-2	0- 7965	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
1-3		.2696E+06	.3966E+12	-1151.1	1534.9	1224.9	1674.9	-1325.1	-1045.1
1-4		.1808E+06	.1167E+12						
2-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
2-2	7965- 8265	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
2-3		.2696E+06	.3966E+12	-1151.1	1534.9	1224.9	1674.9	-1325.1	-1045.1
2-4		.1808E+06	.1167E+12						
3-1		.8389E+05	.7378E+11	-969.0	1731.0				
3-2	8265-21965	.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
3-3		.2839E+06	.4146E+12	-1107.3	1592.7	1282.7	1732.7	-1267.3	-987.3
3-4		.1951E+06	.1192E+12						

2-1-2) 순단면 성질

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

(단위 : mm)

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

1-3		.2667E+06	.3898E+12	-1134.6	1551.4	1241.4	1691.4	-1308.6	-1028.6
1-4		.1808E+06	.1167E+12						
2-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
2-2	7965- 8265	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
2-3		.2667E+06	.3898E+12	-1134.6	1551.4	1241.4	1691.4	-1308.6	-1028.6
2-4		.1808E+06	.1167E+12						
3-1		.8389E+05	.7378E+11	-969.0	1731.0				
3-2	8265-21965	.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
3-3		.2810E+06	.4072E+12	-1091.0	1609.0	1299.0	1749.0	-1251.0	-971.0
3-4		.1951E+06	.1192E+12						

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

2-1-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
1-2	0- 7965	513687.	227.	530860.	225.
1-3				770280.	168.
2-2	7965- 8265	513687.	227.	530860.	225.
2-3				770280.	168.
3-2	8265-21965	513687.	227.	530860.	225.
3-3				753550.	167.

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

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

2-2) 크리프와 건조수축에 대한 단면의 성질

2-2-1) 총단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1382E+06	.1243E+12	-1917.0	769.0	459.0	909.0		
S1	1-2		.1263E+06	.1181E+12	-1852.9	833.1	523.1	973.1		
C2	1-2		.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
S2	1-2	0- 7965	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
C3	1-3		.2316E+06	.3028E+12	-912.8	1773.2	1463.2	1913.2	-1086.8	-806.8
S3	1-3		.2163E+06	.2561E+12	-794.0	1892.0	1582.0	2032.0	-968.0	-688.0
C4	1-3		.2128E+06	.2995E+12	-1460.3	1225.7	915.7	1365.7	-1634.3	-1354.3
S4	1-3		.1938E+06	.2545E+12	-1603.7	1082.3	772.3	1222.3	-1777.7	-1497.7
C1	2-2		.1382E+06	.1243E+12	-1917.0	769.0	459.0	909.0		
S1	2-2		.1263E+06	.1181E+12	-1852.9	833.1	523.1	973.1		
C2	2-2		.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
S2	2-2	7965- 8265	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
C3	2-3		.2316E+06	.3028E+12	-912.8	1773.2	1463.2	1913.2	-1086.8	-806.8
S3	2-3		.2163E+06	.2561E+12	-794.0	1892.0	1582.0	2032.0	-968.0	-688.0
C4	2-3		.2128E+06	.2995E+12	-1460.3	1225.7	915.7	1365.7	-1634.3	-1354.3
S4	2-3		.1938E+06	.2545E+12	-1603.7	1082.3	772.3	1222.3	-1777.7	-1497.7
C1	3-2		.1549E+06	.1792E+12	-1723.8	976.2	666.2	1116.2		
S1	3-2		.1431E+06	.1689E+12	-1650.1	1049.9	739.9	1189.9		
C2	3-2		.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
S2	3-2	8265-21965	.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
C3	3-3		.2458E+06	.3140E+12	-873.8	1826.2	1516.2	1966.2	-1033.8	-753.8
S3	3-3		.2306E+06	.2645E+12	-758.9	1941.1	1631.1	2081.1	-918.9	-638.9
C4	3-3		.2283E+06	.3303E+12	-1375.1	1324.9	1014.9	1464.9	-1535.1	-1255.1
S4	3-3		.2097E+06	.2924E+12	-1496.0	1204.0	894.0	1344.0	-1656.0	-1376.0

2-2-2) 순단면 성질

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

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1359E+06	.1230E+12	-1904.0	782.0	472.0	922.0		
S1	1-2		.1244E+06	.1167E+12	-1840.1	845.9	535.9	985.9		
C2	1-2		.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
S2	1-2	0- 7965	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
C3	1-3		.2299E+06	.2976E+12	-900.2	1785.8	1475.8	1925.8	-1074.2	-794.2
S3	1-3		.2152E+06	.2519E+12	-783.9	1902.1	1592.1	2042.1	-957.9	-677.9
C4	1-3		.2099E+06	.2951E+12	-1443.6	1242.4	932.4	1382.4	-1617.6	-1337.6
S4	1-3		.1910E+06	.2511E+12	-1587.5	1098.5	788.5	1238.5	-1761.5	-1481.5
C1	2-2		.1359E+06	.1230E+12	-1904.0	782.0	472.0	922.0		
S1	2-2		.1244E+06	.1167E+12	-1840.1	845.9	535.9	985.9		
C2	2-2		.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
S2	2-2	7965- 8265	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
C3	2-3		.2299E+06	.2976E+12	-900.2	1785.8	1475.8	1925.8	-1074.2	-794.2
S3	2-3		.2152E+06	.2519E+12	-783.9	1902.1	1592.1	2042.1	-957.9	-677.9
C4	2-3		.2099E+06	.2951E+12	-1443.6	1242.4	932.4	1382.4	-1617.6	-1337.6
S4	2-3		.1910E+06	.2511E+12	-1587.5	1098.5	788.5	1238.5	-1761.5	-1481.5
C1	3-2		.1526E+06	.1770E+12	-1709.2	990.8	680.8	1130.8		
S1	3-2		.1412E+06	.1667E+12	-1635.9	1064.1	754.1	1204.1		
C2	3-2		.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
S2	3-2	8265-21965	.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
C3	3-3		.2442E+06	.3085E+12	-861.6	1838.4	1528.4	1978.4	-1021.6	-741.6
S3	3-3		.2295E+06	.2602E+12	-749.2	1950.8	1640.8	2090.8	-909.2	-629.2
C4	3-3		.2254E+06	.3252E+12	-1358.3	1341.7	1031.7	1481.7	-1518.3	-1238.3
S4	3-3		.2069E+06	.2882E+12	-1479.3	1220.7	910.7	1360.7	-1639.3	-1359.3

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

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

2-2-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
C1	1-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	1-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	1-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	1-2	0- 7965	513687.	227.	530860.	225.
C3	1-3				770280.	168.
S3	1-3				770280.	168.
C4	1-3				770280.	168.
S4	1-3				770280.	168.
C1	2-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	2-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	2-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	2-2	7965- 8265	513687.	227.	530860.	225.
C3	2-3				770280.	168.
S3	2-3				770280.	168.
C4	2-3				770280.	168.
S4	2-3				770280.	168.
C1	3-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	3-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	3-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	3-2	8265-21965	513687.	227.	530860.	225.
C3	3-3				753550.	167.
S3	3-3				753550.	167.
C4	3-3				753550.	167.
S4	3-3				753550.	167.

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

3) 단면력 산정

3-1) 하중

3-1-1) 고정하중

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

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

- 합성전 고정하중 (w2) : 상부슬래브, 복부, 헌치
  .0000245 * [(1450.+1910./2.)*280. + 450.* 150. + 300.*(3000.-280.-450.)
  - 520.* 21. -2355.* 20.] = 33.4151 (N/mm)

- 가로보 (w2) : 집중하중으로서 고려
  가로보의 수 : 6. (개)
  가로보 1개의 중량
  .0000245 * [{(1910.-300.)*(3000.-280.-450.) - 450.*150.}*300.
  + 450.*150.*(1910.-300.)] / 2 = 14514.2 (N)

- 추가적인 합성전 고정하중 (w2)
  1.920 (N/mm)

- 합성후 고정하중 (w3)
  29.914 (N/mm)

3-1-2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중

3-1-3) 충격계수

i = .044

3-1-4) 횡분배계수

D.F. = .401 (이방성 판이론에 의거하여 산정)

3-1-5) 보도 등분포하중

.953 (N/mm)

3-2) 모멘트

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	add.M1+M2	TOTAL
22.0	1558.2	3137.5	8906.5	7216.2	9972.9	229.9	.0	31021.1
14.6	1385.0	2788.7	7916.5	6414.1	8895.1	204.3	.0	27603.7
13.2	1308.9	2635.5	7478.9	6061.6	8410.4	193.1	.0	26088.3
8.3	952.0	1916.9	5447.8	4408.9	6129.2	140.5	.0	18995.3
8.0	925.2	1862.9	5292.3	4284.6	5955.0	136.5	.0	18456.4
.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

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

3-3) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	TOTAL
22.0	.0	.0	.0	.0	196.7	.0	196.7
14.6	47.3	95.2	273.3	219.1	387.0	7.0	1028.8
13.2	56.8	114.3	325.0	262.8	438.4	8.4	1205.6
8.3	88.5	178.2	513.1	409.8	627.2	13.1	1829.8
8.0	90.4	182.1	523.7	418.8	638.4	13.3	1866.7
.0	141.9	285.7	805.2	657.1	938.9	20.9	2849.6

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

3-4) 지점 반력

* 고정하중 = 1.05 * (142.+ 286.+ 805.+ 657.) = 1984.275 kN
* 활하중 = 1.05 * 959.800 = 1007.790 kN
* 총하중 = 2992.065 kN

4) 외력에 의한 응력

2-1-2)와 3-2)의 결과를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2	3	3	2	2	
DIST.	POSI.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	add. M1	add. M2	TOTAL
	ST	-20.5	-29.7	-84.4	-19.3	-27.3	.0	.0	-181.3
	SB	36.6	14.9	42.2	28.5	40.3	.0	.0	162.4
22.0	LCT		1.6	4.6	3.8	5.4	.0	.0	15.5
	LCB		2.9	8.2	5.2	7.3	.0	.0	23.5
	UCT			.0	-3.3	-4.6			-7.9
	UCB			.0	-2.5	-3.6			-6.1
	ST	-18.2	-26.4	-75.1	-17.2	-24.4	.0	.0	-161.2
	SB	32.5	13.2	37.5	25.3	36.0	.0	.0	144.5
14.6	LCT		1.4	4.1	3.4	4.9	.0	.0	13.8
	LCB		2.6	7.2	4.6	6.5	.0	.0	20.9
	UCT			.0	-2.9	-4.1			-7.0
	UCB			.0	-2.3	-3.2			-5.5
	ST	-17.2	-25.0	-70.9	-16.2	-23.0	.0	.0	-152.4
	SB	30.7	12.5	35.4	24.0	34.0	.0	.0	136.5
13.2	LCT		1.4	3.9	3.2	4.6	.0	.0	13.1
	LCB		2.4	6.8	4.4	6.2	.0	.0	19.8
	UCT			.0	-2.7	-3.9			-6.6
	UCB			.0	-2.1	-3.0			-5.2
	ST	-20.8	-29.1	-82.7	-12.8	-18.3	.0	.0	-163.6
	SB	26.0	10.3	29.4	17.5	25.0	.0	.0	108.2
8.3	LCT		1.0	2.7	2.3	3.3	.0	.0	9.4
	LCB		2.1	5.9	3.2	4.6	.0	.0	15.7
	UCT			.0	-2.2	-3.1			-5.3
	UCB			.0	-1.7	-2.4			-4.2

	ST	-20.2	-28.3	-80.3	-12.5	-17.7	.0	.0	-159.0
	SB	25.3	10.0	28.5	17.1	24.2	.0	.0	105.1
8.0	LCT		.9	2.7	2.3	3.2	.0	.0	9.1
	LCB		2.0	5.7	3.1	4.4	.0	.0	15.3
	UCT			.0	-2.1	-3.0			-5.1
	UCB			.0	-1.7	-2.4			-4.0
	ST	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	SB	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
.0	LCT		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	LCB		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	UCT			.0	.0	.0			.0
	UCB			.0	.0	.0			.0

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

5) 프리플랙션 및 프리스트레스

5-1) 프리플랙션

* 프리플랙션 하중의 크기 (Pf) : 593634.600 N
* 지점에서 재하점까지의 거리 (Df) : 13.179 m
* 프리플랙션에 의한 모멘트 (Mpf) : Pf*Df = 7823511.000 N-m

5-2) 프리스트레스 (긴장재 1개당)

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

DEL Pel = Ap * 0.5 * n * fci

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

DEL Pel : 탄성수축에 의해 손실된 힘

DEL L : 정착장치에서 강연선의 활동량

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

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

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

5-3) 프리플랙션 및 프리스트레스에 의한 응력

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2
DIST.	POSI.	PREF.	RELEASE	P.S.
	ST	-102.7	74.2	29.6
	SB	183.5	-37.0	-114.7
22.0	LCT		-4.1	-16.4
	LCB		-7.2	-20.4
	ST	-102.7	74.2	29.6
	SB	183.5	-37.0	-114.7
14.6	LCT		-4.1	-16.4
	LCB		-7.2	-20.4
	ST	-102.7	74.2	29.6
	SB	183.5	-37.0	-114.7
13.2	LCT		-4.1	-16.4
	LCB		-7.2	-20.4
	ST	-107.1	74.4	46.6
	SB	133.9	-26.4	-116.8
8.3	LCT		-2.5	-16.4
	LCB		-5.3	-21.0
	ST	-103.2	71.7	46.6
	SB	129.1	-25.5	-116.8
8.0	LCT		-2.4	-16.4
	LCB		-5.1	-21.0
	ST	.0	.0	46.6
	SB	.0	.0	-116.8
.0	LCT		.0	-16.4
	LCB		.0	-21.0

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

6) 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 영향

6-1) 단면력

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

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

(단위 : m kN kN-m)

DIST.	CLAS.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
22.0	P.	-157.5	-3170.1	.0	.0	-1206.9	.0	-920.0	-2051.6
	M.	-142.3	-3096.5	.0	.0	-2113.4	.0	1242.8	3019.7
14.6	P.	-169.2	-3170.1	.0	.0	-1403.1	.0	-817.8	-2051.6
	M.	-152.9	-3096.5	.0	.0	-2456.9	.0	1104.7	3019.7
13.2	P.	-174.4	-3170.1	.0	.0	-1489.5	.0	-772.8	-2051.6

	M.	-157.5	-3096.5	.0	.0	-2608.3	.0	1044.0	3019.7
8.3	P.	-106.4	-3170.1	.0	.0	-1626.3	.0	-468.5	-2097.1
	M.	-73.9	-2404.8	.0	.0	-2762.2	.0	679.3	3342.7
8.0	P.	-102.0	-3170.1	.0	.0	-1640.5	.0	-455.3	-2097.1
	M.	-70.8	-2404.8	.0	.0	-2786.2	.0	660.2	3342.7
.0	P.	.0	-3170.1	.0	.0	-2267.7	.0	.0	-2097.1
	M.	.0	-2404.8	.0	.0	-3851.5	.0	.0	3342.7

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

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

6-2) 응력

2-2-2)와 6-1)의 결과를 이용하여 계산

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

1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es
A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

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

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

A : 단면적 (건조수축에 대한)

I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)

y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)

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

(단위 : m MPa)

저항단면		2	2	2	2	3	3	3	3
DIST.	POSI.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.0	.0	-9.3	-25.4
	SB	-1.8	-42.2	.0	.0	-17.5	.0	1.0	2.9
22.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.6	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	.8	.0	.3	.7
	UCT					.3	.0	.7	1.4
	UCB					.0	.0	.4	1.5
	PS					-16.2	.0	.5	1.3
	ST	.4	7.9	.0	.0	1.1	.0	-8.2	-25.4
	SB	-2.0	-42.2	.0	.0	-20.4	.0	.9	2.9
14.6	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	1.0	.0	.2	.7
	UCT					.4	.0	.6	1.4
	UCB					.0	.0	.4	1.5
	PS					-18.8	.0	.4	1.3
	ST	.4	7.9	.0	.0	1.2	.0	-7.8	-25.4
	SB	-2.0	-42.2	.0	.0	-21.6	.0	.9	2.9
13.2	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	1.1	.0	.2	.7
	UCT					.4	.0	.6	1.4
	UCB					.0	.0	.4	1.5
	PS					-19.9	.0	.4	1.3
	ST	.4	12.4	.0	.0	1.3	.0	-5.6	-32.1
	SB	-1.3	-42.9	.0	.0	-23.7	.0	.6	3.6
8.3	LCT	.0	2.1	.0	.0	.8	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.2	.0	.2	.9
	UCT					.4	.0	.3	1.0
	UCB					.0	.0	.2	1.2
	PS					-21.8	.0	.3	1.7
	ST	.3	12.4	.0	.0	1.3	.0	-5.4	-32.1
	SB	-1.2	-42.9	.0	.0	-23.9	.0	.6	3.6

8.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.8	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.2	.0	.2	.9
	UCT					.4	.0	.3	1.0
	UCB					.0	.0	.2	1.2
	PS					-22.0	.0	.3	1.7
	ST	.0	12.4	.0	.0	1.8	.0	.0	-32.1
	SB	.0	-42.9	.0	.0	-33.0	.0	.0	3.6
.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.9	.0	.0	-.1
	LCB	.0	1.1	.0	.0	1.8	.0	.0	.9
	UCT					.6	.0	.0	1.0
	UCB					.1	.0	.0	1.2
	PS					-30.4	.0	.0	1.7

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

6-3) PS강재의 장기손실에 의한 응력

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

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

(단위 : m MPa)

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

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

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

7) 응력 검토

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 고려시)

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

(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP1	STEP2	STEP2-1	STEP2-2	STEP3	
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	
	ST	-123.2	-40.9	-40.9	-40.9	-206.1	==> O.K
	SB	220.1	39.1	39.1	39.1	141.1	==> O.K
22.0	LCT		-16.7	-16.7	-16.7	-1.6	==> O.K
	LCB		-23.4	-23.4	-23.4	-.1	==> O.K
	UCT					-5.6	==> O.K
	UCB					-4.1	==> O.K
	ST	-120.9	-35.3	-35.3	-35.3	-184.8	==> O.K
	SB	216.0	33.3	33.3	33.3	120.0	==> O.K
14.6	LCT		-16.9	-16.9	-16.9	-3.2	==> O.K
	LCB		-23.7	-23.7	-23.7	-2.6	==> O.K
	UCT					-4.8	==> O.K
	UCB					-3.5	==> O.K
	ST	-119.9	-32.8	-32.8	-32.8	-175.4	==> O.K
	SB	214.3	30.7	30.7	30.7	110.7	==> O.K
13.2	LCT		-17.0	-17.0	-17.0	-4.0	==> O.K
	LCB		-23.9	-23.9	-23.9	-3.7	==> O.K
	UCT					-4.4	==> O.K
	UCB					-3.2	==> O.K
	ST	-127.8	-23.1	-23.1	-23.1	-173.6	==> O.K
	SB	159.9	-17.1	-17.1	-17.1	40.0	==> O.K
8.3	LCT		-15.8	-15.8	-15.8	-6.0	==> O.K
	LCB		-23.0	-23.0	-23.0	-6.3	==> O.K
	UCT					-3.7	==> O.K
	UCB					-2.8	==> O.K
	ST	-123.4	-20.5	-20.5	-20.5	-167.6	==> O.K
	SB	154.3	-22.0	-22.0	-22.0	32.9	==> O.K

8.0	LCT		-15.7	-15.7	-15.7	-6.2 ==> O.K
	LCB		-22.9	-22.9	-22.9	-6.5 ==> O.K
	UCT					-3.5 ==> O.K
	UCB					-2.7 ==> O.K
	ST	.0	59.0	59.0	59.0	28.3 ==> O.K
	SB	.0	-159.7	-159.7	-159.7	-184.4 ==> O.K
.0	LCT		-14.3	-14.3	-14.3	-12.8 ==> O.K
	LCB		-19.9	-19.9	-19.9	-16.3 ==> O.K
	UCT					1.5 ==> O.K
	UCB					1.3 ==> O.K

	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0
	UCT					-12.0~2.1
	UCB					-12.0~2.1

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

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

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 미고려시)

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

DIST.	POSI.	STEP3-1

허용응력		(-)215	
	SB	(+)215	
22.0	ST	-180.6	==> O.K
	SB	198.8	==> O.K
14.6	ST	-160.6	==> O.K
	SB	180.8	==> O.K
13.2	ST	-151.7	==> O.K
	SB	172.9	==> O.K
8.3	ST	-150.0	==> O.K
	SB	103.5	==> O.K
8.0	ST	-144.2	==> O.K
	SB	96.6	==> O.K
.0	ST	46.2	==> O.K
	SB	-112.2	==> O.K
허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	

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

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

항복에 대한 안전 검토 (최대응력 발생 단면)

* 강형 상연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = -283.2 > -355.0 MPa ==> O.K.

* 강형 하연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = 218.1 < 355.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 상연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4
=-10.7 > -18.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 하연

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

= -8.1 > -18.0 MPa ==> O.K.

8) 처짐 검토

8-1) 프리플랙스 및 릴리즈에 의한 처짐

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

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

L : 받침간 거리

X : 지점으로 부터의 거리

P : 집중 하중

E : 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

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

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

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

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

w : 등분포 하중

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

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

M : 모멘트

8-4) 하중별 처짐

(단위 : mm)

DIST.	.0	2745.6	5491.3	8236.9	10982.5	13728.1	16473.8	19219.4	21965.0
DL0	.0	-4.1	-8.0	-11.6	-14.8	-17.3	-19.2	-20.3	-20.7
PREF.	.0	-23.9	-46.8	-68.0	-86.5	-101.5	-112.2	-118.6	-120.8
RELE.	.0	8.4	16.5	24.0	30.6	35.8	39.6	41.9	42.7
DL1	.0	-3.2	-6.3	-9.1	-11.5	-13.5	-15.0	-15.9	-16.2
CR1	.0	.2	.4	.6	.7	.8	.9	.9	.9
SH1	.0	5.1	9.6	13.3	16.4	18.8	20.5	21.5	21.9
P.S.	.0	14.7	27.5	38.3	47.2	54.1	59.0	61.9	62.9
CR2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
DL2	.0	-9.2	-18.0	-26.1	-33.1	-38.8	-43.0	-45.6	-46.5
DL3	.0	-3.4	-6.7	-9.8	-12.4	-14.5	-16.1	-17.1	-17.4
CR3	.0	1.9	3.5	4.9	6.0	6.9	7.6	7.9	8.1
SH3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

CR4	.0	-1.1	-2.0	-2.7	-3.4	-3.9	-4.2	-4.4	-4.5
SH4	.0	-2.9	-5.4	-7.5	-9.2	-10.6	-11.6	-12.1	-12.3
PS LOSS	.0	-.2	-.4	-.5	-.6	-.7	-.8	-.8	-.8
RELAX	.0	-.3	-.6	-.8	-1.0	-1.1	-1.2	-1.3	-1.3
SUM1	.0	-20.7	-41.9	-62.3	-80.6	-95.7	-106.9	-113.7	-116.0
SUM2	.0	-17.9	-36.7	-55.0	-71.7	-85.5	-95.7	-102.0	-104.1

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

8-5) 활하중에 의한 최대 처짐

8-5-1) 주행안전성에 대한 검토

d = M * (5.5*L^2) / 48 / (E*I)

* 활하중(복선, 충격 포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 26.4 mm
* SPAN / DELTA : 1663.0 > 600 ==> O.K

8-5-2) 승객의 승차감 만족에 대한 검토 (FEM 해석)

* 활하중(단선, 충격포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 17.4 mm
* SPAN / DELTA : 2524.7 > 1900 ==> O.K

9) 전단 연결재

9-1) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL1	DL2	DL3	LL+I	TOTAL	RELEASE
.0	285.68	805.16	657.06	959.80	2707.70	-593.63
8.0	182.08	523.72	418.80	651.71	1776.31	-593.63
8.3	178.18	513.12	409.82	640.21	1741.34	-593.63
22.0	.00	.00	.00	196.67	196.67	.00

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

9-2) 하부콘크리트

9-2-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	H0
0.	85912.	617.	.5298E+08	-307956.	.1306E+12	-289.
7965.	85912.	617.	.5298E+08	-411550.	.1306E+12	-271.
8265.	85912.	617.	.5298E+08	-415452.	.1306E+12	-271.
21965.	85912.	812.	.6976E+08	0.	.1899E+12	0.

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

* 프리스트레스에 의한 영향 (Hps<0>)

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

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

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

9-2-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 2405.000
Ps : 1585073.000
Fs : .408

Hs = 2*Ps*Fs/a = 537.710 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

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

ns : 17.93770

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 2405.000

Pt : 211343.100

Ft : .189

Ht = 2*Pt*Ft/a = 33.169 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

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

n : 5.97923

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Hs+Ht
0.	289.	538.	33.	860.
7965.	271.	0.	0.	271.
8265.	271.	0.	0.	271.
21965.	0.	0.	0.	0.

9-2-4) 스터드 간격 (하부콘크리트)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	70.0	6	17975.	859.5	125.5
7965.	22.0	70.0	6	17975.	271.3	397.6
7965.	22.0	70.0	6	17975.	271.3	397.6
21965.	22.0	70.0	6	17975.	.1	10000.0

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

9-3) 상부 슬래브

9-3-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	Ho
0.	113665.	1141.	.1297E+09	1616861.	.3898E+12	538.
7965.	113665.	1141.	.1297E+09	1070502.	.3898E+12	356.
8265.	113665.	1141.	.1297E+09	1050035.	.3898E+12	349.
21965.	111196.	1084.	.1205E+09	196672.	.4072E+12	58.

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

9-3-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 2405.000

Ps : 2097123.000

Fs : .418

Hs = 2*Ps*Fs/a = 728.919 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

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

ns : 20.33023

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 2405.000

Pt : 211343.100

Ft : .194

Ht = 2*Pt*Ft/a = 34.019 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

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

n : 6.77674

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

9-3-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Ht	Hs+Ht
0.	538.	729.	34.	572.	763.
7965.	356.	0.	0.	356.	0.
8265.	349.	0.	0.	349.	0.
21965.	58.	0.	0.	58.	0.

9-3-4) 스터드 간격 (상부 슬래브)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	84.0	6	17612.	762.9	138.5
8265.	22.0	84.0	6	17612.	349.4	302.4
8265.	22.0	70.0	6	14677.	349.4	252.0
21965.	22.0	70.0	6	14677.	58.2	1513.3

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

10) 전단응력 검토

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* Tw = 20.000 mm < 1-2) 참조 >
* Vmax = 2849586.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Aw =2651.00*20.00 = 53020. mm^2

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2) + Tw*(Yst-UFt1)^2/2
= .2665E+08 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

10-1) 일반 이론

* Sstr = Vmax / Aw
= 53.745 MPa ===> O.K.

10-2) 보 이론

* Sstr = Vmax*Q / (I*Tw)
= 69.452 MPa ===> O.K.

11) 피로응력 검토

* 응력 반복 횟수 (철.설 p.9-32 참조)
  200만회 이상

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

11-1) 상.하 플랜지의 맞대기 이음부

* 활하중, 충격하중 및 보도 등분포하중에 의한 강형에서의 최대 휨응력
  - 상 연 : -27.3 MPa ===> O.K.
  - 하 연 : 40.3 MPa ===> O.K.

12) 강형 단면 변화 구간의 결정

12-1) 단면 1-2 변화 구간

12-1-1) 상부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
   Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Yst
   Pf : 593634.6 N
   w0 : 6.45953 N/mm
   wi : 5.17132 N/mm
   L : 43930.00000 mm
   I : .546808E+11 mm^4
   Yst : 1193.15800 mm
   허용 최대 길이 X = 18959.07 mm

b) 강형의 허용응력을 .620*355.0 MPa로 제한하는 경우
   Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .620*355.0*Is/Yst
   Pf : 593634.6 N
   w0 : 6.45953 N/mm
   wi : 5.17132 N/mm
   L : 43930.00000 mm
   I : .546808E+11 mm^4
   Yst : 1193.15800 mm
   허용 최대 길이 X = 14447.78 mm

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

12-1-2) 하부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Ysb
Pf : 593634.6 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Ysb : 1492.84200 mm
허용 최대 길이 X = 14926.36 mm

b) 강형의 허용응력을 .620*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .620*355.0*Is/Ysb
Pf : 593634.6 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Ysb : 1492.84200 mm
허용 최대 길이 X = 11419.35 mm

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

13) 겹침판의 검토

13-1) 단지점부 검토 (외력에 의한 전단력)

13-1-1) 상부 플랜지

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* Vmax = 2849586.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 52.878 MPa ===> O.K.

13-1-2) 하부 플랜지

* Ysb = 1492.842 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 14.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* Vmax = 2849586.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

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

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 29.384 MPa ===> O.K.

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

13-2-1) 상부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Yst = 968.996 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw(I) = < 1-2) 참조 >
* UFt(I) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DL0 = 56753.430 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 593634.600 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .2631E+08 mm^3

* I = .7378E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 18.220 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = -119.94 * 951.5 / 969.0 = -117.8 (MPa)
- 평균 수직력 = -117.77 * 790.0 * 35.0 + (0.) = -3256315. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = -3256315. / (2*13179.0 * 4.24) = -29.1 (MPa)

13-2-2) 하부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Ysb = 1731.004 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw(l) = < 1-2) 참조 >
* LFt(l) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DLO = 56753.430 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 593634.600 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .5551E+07 mm^3

* I = .7378E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DLO+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 5.767 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = 214.25 * 1724.0 / 1731.0 = 213.4 (MPa)
- 평균 수직력 = 213.38 * 230.0 * 14.0 + (0.) = 687098. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = 687098. / (2*13179.0 * 4.24) = 6.1 (MPa)

13-3) 단지점부 필렛용접 검토 (프리플랙션 재하시)

13-3-1) 상부 플랜지

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DLO = 141883.600 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 593634.600 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >

* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

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

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 13.648 MPa ===> O.K.

13-3-2) 하부 플랜지

* Ysb = 1492.842 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 14.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 141883.600 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 593634.600 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

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

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 7.584 MPa ===> O.K.

5.3 합성거더의 설계 (G2~G5 : KRL-2012)

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

1) 설계 조건

1-1) 일반사항

교량 등급 = KRL-2012 표준열차
주형의 갯수 = 6 ea
받침간 거리 = 43.930 m
주형의 간격 = 1.910 m
내측 주형

1-2) 강형 단면의 제원

강형의 총높이 = 2700.00 mm
강형 복부의 두께 = 20.00 mm

상부플랜지 단면 종류의 수 = 2

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

하부플랜지 단면 종류의 수 = 2

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

1-3) 콘크리트 단면의 제원

합성 주형의 총 높이 = 3000.00 mm

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

복부 콘크리트
복부 콘크리트의 두께 = 300.00 mm

상부 슬래브
상부 슬래브의 두께 = 280.00 mm
상부 슬래브의 폭 = 1910.00 mm
상부 슬래브의 피복 두께 = 160.00 mm

헌치

헌치의 높이	=	150.00 mm
헌치의 폭	=	450.00 mm

1-4) 캔틸레버 제원

포장 두께	=	.00 mm
캔틸레버 길이	=	1450.00 mm

1-5) 재료의 성질

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

1-6) 크리프 및 건조수축

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

1-7) 프리플랙션

지점에서 재하점까지의 거리 / 지간	=	.300
프리플랙션시 강형의 응력 / 항복응력	=	.580
프리플랙션시 처짐 보정계수	=	.100

1-8) 프리스트레싱

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

1-9) 전단연결재

스터드의 직경 = 22.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (하부CONC) = 70.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (슬래브) = 90.000 mm

2) 단면의 성질

2-1) 외력에 대한 단면의 성질

단면 환산시 n(탄성계수비) 적용

2-1-1) 총단면 성질

* 총단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 미고려

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
1-2	0- 7965	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
1-3		.2492E+06	.3654E+12	-1248.4	1437.6	1127.6	1577.6	-1422.4	-1142.4
1-4		.1604E+06	.1114E+12						
2-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
2-2	7965- 8265	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
2-3		.2492E+06	.3654E+12	-1248.4	1437.6	1127.6	1577.6	-1422.4	-1142.4
2-4		.1604E+06	.1114E+12						
3-1		.8389E+05	.7378E+11	-969.0	1731.0				
3-2	8265-21965	.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
3-3		.2634E+06	.3864E+12	-1194.8	1505.2	1195.2	1645.2	-1354.8	-1074.8
3-4		.1746E+06	.1146E+12						

2-1-2) 순단면 성질

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

(단위 : mm)

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

1-3		.2463E+06	.3594E+12	-1231.7	1454.3	1144.3	1594.3	-1405.7	-1125.7
1-4		.1604E+06	.1114E+12						
2-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
2-2	7965- 8265	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
2-3		.2463E+06	.3594E+12	-1231.7	1454.3	1144.3	1594.3	-1405.7	-1125.7
2-4		.1604E+06	.1114E+12						
3-1		.8389E+05	.7378E+11	-969.0	1731.0				
3-2	8265-21965	.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
3-3		.2605E+06	.3799E+12	-1178.2	1521.8	1211.8	1661.8	-1338.2	-1058.2
3-4		.1746E+06	.1146E+12						

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

2-1-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
1-2	0- 7965	513687.	227.	530860.	225.
1-3				631680.	174.
2-2	7965- 8265	513687.	227.	530860.	225.
2-3				631680.	174.
3-2	8265-21965	513687.	227.	530860.	225.
3-3				614950.	174.

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

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

2-2) 크리프와 건조수축에 대한 단면의 성질

2-2-1) 총단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1382E+06	.1243E+12	-1917.0	769.0	459.0	909.0		
S1	1-2		.1263E+06	.1181E+12	-1852.9	833.1	523.1	973.1		
C2	1-2		.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
S2	1-2	0- 7965	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
C3	1-3		.2111E+06	.2825E+12	-1004.6	1681.4	1371.4	1821.4	-1178.6	-898.6
S3	1-3		.1959E+06	.2404E+12	-880.5	1805.5	1495.5	1945.5	-1054.5	-774.5
C4	1-3		.2026E+06	.2754E+12	-1535.8	1150.2	840.2	1290.2	-1709.8	-1429.8
S4	1-3		.1870E+06	.2355E+12	-1663.4	1022.6	712.6	1162.6	-1837.4	-1557.4
C1	2-2		.1382E+06	.1243E+12	-1917.0	769.0	459.0	909.0		
S1	2-2		.1263E+06	.1181E+12	-1852.9	833.1	523.1	973.1		
C2	2-2		.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
S2	2-2	7965- 8265	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
C3	2-3		.2111E+06	.2825E+12	-1004.6	1681.4	1371.4	1821.4	-1178.6	-898.6
S3	2-3		.1959E+06	.2404E+12	-880.5	1805.5	1495.5	1945.5	-1054.5	-774.5
C4	2-3		.2026E+06	.2754E+12	-1535.8	1150.2	840.2	1290.2	-1709.8	-1429.8
S4	2-3		.1870E+06	.2355E+12	-1663.4	1022.6	712.6	1162.6	-1837.4	-1557.4
C1	3-2		.1549E+06	.1792E+12	-1723.8	976.2	666.2	1116.2		
S1	3-2		.1431E+06	.1689E+12	-1650.1	1049.9	739.9	1189.9		
C2	3-2		.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
S2	3-2	8265-21965	.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
C3	3-3		.2254E+06	.2960E+12	-954.9	1745.1	1435.1	1885.1	-1114.9	-834.9
S3	3-3		.2101E+06	.2508E+12	-834.7	1865.3	1555.3	2005.3	-994.7	-714.7
C4	3-3		.2180E+06	.3094E+12	-1440.6	1259.4	949.4	1399.4	-1600.6	-1320.6
S4	3-3		.2029E+06	.2761E+12	-1546.9	1153.1	843.1	1293.1	-1706.9	-1426.9

2-2-2) 순단면 성질

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

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Yict	Yicb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1359E+06	.1230E+12	-1904.0	782.0	472.0	922.0		
S1	1-2		.1244E+06	.1167E+12	-1840.1	845.9	535.9	985.9		
C2	1-2		.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
S2	1-2	0- 7965	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
C3	1-3		.2095E+06	.2778E+12	-991.4	1694.6	1384.6	1834.6	-1165.4	-885.4
S3	1-3		.1947E+06	.2367E+12	-869.9	1816.1	1506.1	1956.1	-1043.9	-763.9
C4	1-3		.1997E+06	.2716E+12	-1519.3	1166.7	856.7	1306.7	-1693.3	-1413.3
S4	1-3		.1841E+06	.2325E+12	-1647.5	1038.5	728.5	1178.5	-1821.5	-1541.5
C1	2-2		.1359E+06	.1230E+12	-1904.0	782.0	472.0	922.0		
S1	2-2		.1244E+06	.1167E+12	-1840.1	845.9	535.9	985.9		
C2	2-2		.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
S2	2-2	7965- 8265	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
C3	2-3		.2095E+06	.2778E+12	-991.4	1694.6	1384.6	1834.6	-1165.4	-885.4
S3	2-3		.1947E+06	.2367E+12	-869.9	1816.1	1506.1	1956.1	-1043.9	-763.9
C4	2-3		.1997E+06	.2716E+12	-1519.3	1166.7	856.7	1306.7	-1693.3	-1413.3
S4	2-3		.1841E+06	.2325E+12	-1647.5	1038.5	728.5	1178.5	-1821.5	-1541.5
C1	3-2		.1526E+06	.1770E+12	-1709.2	990.8	680.8	1130.8		
S1	3-2		.1412E+06	.1667E+12	-1635.9	1064.1	754.1	1204.1		
C2	3-2		.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
S2	3-2	8265-21965	.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
C3	3-3		.2237E+06	.2910E+12	-942.1	1757.9	1447.9	1897.9	-1102.1	-822.1
S3	3-3		.2090E+06	.2468E+12	-824.4	1875.6	1565.6	2015.6	-984.4	-704.4
C4	3-3		.2152E+06	.3048E+12	-1423.8	1276.2	966.2	1416.2	-1583.8	-1303.8
S4	3-3		.2000E+06	.2723E+12	-1530.4	1169.6	859.6	1309.6	-1690.4	-1410.4

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

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

2-2-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
C1	1-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	1-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	1-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	1-2	0- 7965	513687.	227.	530860.	225.
C3	1-3				631680.	174.
S3	1-3				631680.	174.
C4	1-3				631680.	174.
S4	1-3				631680.	174.
C1	2-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	2-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	2-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	2-2	7965- 8265	513687.	227.	530860.	225.
C3	2-3				631680.	174.
S3	2-3				631680.	174.
C4	2-3				631680.	174.
S4	2-3				631680.	174.
C1	3-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	3-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	3-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	3-2	8265-21965	513687.	227.	530860.	225.
C3	3-3				614950.	174.
S3	3-3				614950.	174.
C4	3-3				614950.	174.
S4	3-3				614950.	174.

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

3) 단면력 산정

3-1) 하중

3-1-1) 고정하중

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

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

- 합성전 고정하중 (w2) : 상부슬래브, 복부, 헌치
  .0000245 * [1910.*280. + 450.* 150. + 300.*(3000.-280.-450.)
  - 520.* 21. -2355.* 20.] = 30.0194 (N/mm)

- 가로보 (w2) : 집중하중으로서 고려
  가로보의 수 : 6. (개)
  가로보 1개의 중량
  .0000245 * [{(1910.-300.)*(3000.-280.-450.) - 450.*150.}*300.
  + 450.*150.*(1910.-300.)] = 29028.5 (N)

- 추가적인 합성전 고정하중 (w2)
  1.920 (N/mm)

- 합성후 고정하중 (w3)
  29.753 (N/mm)

3-1-2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중

3-1-3) 충격계수

i = .044

3-1-4) 횡분배계수

D.F. = .375 (이방성 판이론에 의거하여 산정)

3-1-5) 보도 등분포하중

.930 (N/mm)

3-2) 모멘트

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	add.M1+M2	TOTAL
22.0	1558.2	3137.5	8469.9	7177.3	9326.3	224.3	.0	29893.5
14.6	1385.0	2788.7	7528.4	6379.5	8318.3	199.4	.0	26599.4
13.2	1308.9	2635.5	7109.6	6029.0	7865.1	188.4	.0	25136.5
8.3	952.0	1916.9	5187.2	4385.2	5731.8	137.1	.0	18310.2
8.0	925.2	1862.9	5037.1	4261.5	5568.8	133.2	.0	17788.8
.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

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

3-3) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	TOTAL
22.0	.0	.0	.0	.0	183.9	.0	183.9
14.6	47.3	95.2	262.9	217.9	361.9	6.8	992.0
13.2	56.8	114.3	309.6	261.4	409.9	8.2	1160.2
8.3	88.5	178.2	495.6	407.6	586.5	12.7	1769.2
8.0	90.4	182.1	505.2	416.5	597.0	13.0	1804.3
.0	141.9	285.7	759.6	653.5	878.0	20.4	2739.1

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

3-4) 지점 반력

* 고정하중 = 1.05 * (142.+ 286.+ 760.+ 654.) = 1932.726 kN
* 활하중 = 1.05 * 898.421 = 943.342 kN
* 총하중 = 2876.068 kN

4) 외력에 의한 응력

2-1-2)와 3-2)의 결과를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2	3	3	2	2	
DIST.	POSI.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	add. M1	add. M2	TOTAL
	ST	-20.5	-29.7	-80.3	-22.3	-29.6	.0	.0	-182.4
	SB	36.6	14.9	40.1	28.8	38.3	.0	.0	158.5
22.0	LCT		1.6	4.4	3.8	5.1	.0	.0	14.9
	LCB		2.9	7.8	5.3	7.0	.0	.0	22.9
	UCT			.0	-3.7	-5.0			-8.7
	UCB			.0	-3.0	-3.9			-6.9
	ST	-18.2	-26.4	-71.4	-19.8	-26.4	.0	.0	-162.2
	SB	32.5	13.2	35.7	25.6	34.1	.0	.0	141.0
14.6	LCT		1.4	3.9	3.4	4.5	.0	.0	13.3
	LCB		2.6	6.9	4.7	6.2	.0	.0	20.3
	UCT			.0	-3.3	-4.4			-7.7
	UCB			.0	-2.6	-3.5			-6.1
	ST	-17.2	-25.0	-67.4	-18.7	-25.0	.0	.0	-153.3
	SB	30.7	12.5	33.7	24.2	32.3	.0	.0	133.3
13.2	LCT		1.4	3.7	3.2	4.3	.0	.0	12.6
	LCB		2.4	6.5	4.4	5.9	.0	.0	19.2
	UCT			.0	-3.1	-4.2			-7.3
	UCB			.0	-2.5	-3.3			-5.8
	ST	-20.8	-29.1	-78.7	-15.0	-20.1	.0	.0	-163.7
	SB	26.0	10.3	28.0	17.7	23.8	.0	.0	105.8
8.3	LCT		1.0	2.6	2.3	3.1	.0	.0	9.0
	LCB		2.1	5.6	3.3	4.4	.0	.0	15.3
	UCT			.0	-2.5	-3.4			-5.9
	UCB			.0	-2.0	-2.7			-4.7

	ST	-20.2	-28.3	-76.4	-14.6	-19.5	.0	.0	-159.0
	SB	25.3	10.0	27.1	17.2	23.1	.0	.0	102.8
8.0	LCT		.9	2.5	2.3	3.0	.0	.0	8.8
	LCB		2.0	5.4	3.2	4.2	.0	.0	14.8
	UCT			.0	-2.5	-3.3			-5.8
	UCB			.0	-2.0	-2.6			-4.6
	ST	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	SB	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
.0	LCT		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	LCB		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	UCT			.0	.0	.0			.0
	UCB			.0	.0	.0			.0

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

5) 프리플랙션 및 프리스트레스

5-1) 프리플랙션

* 프리플랙션 하중의 크기 (Pf) : 547707.400 N
* 지점에서 재하점까지의 거리 (Df) : 13.179 m
* 프리플랙션에 의한 모멘트 (Mpf) : Pf*Df = 7218237.000 N-m

5-2) 프리스트레스 (긴장재 1개당)

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

DEL Pel = Ap * 0.5 * n * fci

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

DEL Pel : 탄성수축에 의해 손실된 힘

DEL L : 정착장치에서 강연선의 활동량

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

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

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

5-3) 프리플랙션 및 프리스트레스에 의한 응력

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2
DIST.	POSI.	PREF.	RELEASE	P.S.
	ST	-94.8	68.4	29.6
	SB	169.3	-34.2	-114.7
22.0	LCT		-3.7	-16.4
	LCB		-6.6	-20.4
	ST	-94.8	68.4	29.6
	SB	169.3	-34.2	-114.7
14.6	LCT		-3.7	-16.4
	LCB		-6.6	-20.4
	ST	-94.8	68.4	29.6
	SB	169.3	-34.2	-114.7
13.2	LCT		-3.7	-16.4
	LCB		-6.6	-20.4
	ST	-98.8	68.7	46.6
	SB	123.6	-24.4	-116.8
8.3	LCT		-2.3	-16.4
	LCB		-4.9	-21.0
	ST	-95.2	66.2	46.6
	SB	119.1	-23.5	-116.8
8.0	LCT		-2.2	-16.4
	LCB		-4.7	-21.0
	ST	.0	.0	46.6
	SB	.0	.0	-116.8
.0	LCT		.0	-16.4
	LCB		.0	-21.0

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

6) 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 영향

6-1) 단면력

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

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

(단위 : m kN kN-m)

DIST.	CLAS.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
22.0	P.	-137.2	-3170.1	.0	.0	-1183.9	.0	-956.2	-1674.2
	M.	-123.9	-3096.5	.0	.0	-1977.7	.0	1348.4	2539.5
14.6	P.	-148.9	-3170.1	.0	.0	-1375.0	.0	-849.9	-1674.2
	M.	-134.5	-3096.5	.0	.0	-2296.9	.0	1198.5	2539.5
13.2	P.	-154.0	-3170.1	.0	.0	-1459.4	.0	-803.2	-1674.2

	M.	-139.2	-3096.5	.0	.0	-2437.9	.0	1132.7	2539.5
8.3	P.	-92.9	-3170.1	.0	.0	-1604.1	.0	-509.4	-1719.8
	M.	-64.5	-2404.8	.0	.0	-2578.2	.0	774.2	2834.1
8.0	P.	-89.0	-3170.1	.0	.0	-1619.1	.0	-495.1	-1719.8
	M.	-61.8	-2404.8	.0	.0	-2602.3	.0	752.4	2834.1
.0	P.	.0	-3170.1	.0	.0	-2256.9	.0	.0	-1719.8
	M.	.0	-2404.8	.0	.0	-3627.4	.0	.0	2834.1

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

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

6-2) 응력

2-2-2)와 6-1)의 결과를 이용하여 계산

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

1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es
A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

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

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

A : 단면적 (건조수축에 대한)

I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)

y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)

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

(단위 : m MPa)

저항단면		2	2	2	2	3	3	3	3
DIST.	POSI.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.1	.0	-10.7	-22.6
	SB	-1.6	-42.2	.0	.0	-17.2	.0	1.2	2.5
22.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.6	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	.8	.0	.3	.6
	UCT					.3	.0	.9	1.5
	UCB					.0	.0	.7	1.7
	PS					-15.9	.0	.6	1.2
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.3	.0	-9.5	-22.6
	SB	-1.7	-42.2	.0	.0	-20.0	.0	1.1	2.5
14.6	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	1.0	.0	.3	.6
	UCT					.4	.0	.8	1.5
	UCB					.1	.0	.6	1.7
	PS					-18.4	.0	.5	1.2
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.4	.0	-9.0	-22.6
	SB	-1.8	-42.2	.0	.0	-21.3	.0	1.0	2.5
13.2	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	1.0	.0	.3	.6
	UCT					.4	.0	.8	1.5
	UCB					.1	.0	.6	1.7
	PS					-19.6	.0	.5	1.2
	ST	.3	12.4	.0	.0	1.5	.0	-6.9	-29.4
	SB	-1.1	-42.9	.0	.0	-23.4	.0	.8	3.3
8.3	LCT	.0	2.1	.0	.0	.8	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.2	.0	.2	.8
	UCT					.5	.0	.4	1.2
	UCB					.1	.0	.3	1.3
	PS					-21.5	.0	.4	1.5
	ST	.3	12.4	.0	.0	1.6	.0	-6.7	-29.4
	SB	-1.0	-42.9	.0	.0	-23.6	.0	.8	3.3

8.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.8	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.2	.0	.2	.8
	UCT					.5	.0	.4	1.2
	UCB					.1	.0	.2	1.3
	PS					-21.7	.0	.4	1.5
	ST	.0	12.4	.0	.0	2.2	.0	.0	-29.4
	SB	.0	-42.9	.0	.0	-32.9	.0	.0	3.3
.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.9	.0	.0	-.1
	LCB	.0	1.1	.0	.0	1.8	.0	.0	.8
	UCT					.7	.0	.0	1.2
	UCB					.1	.0	.0	1.3
	PS					-30.3	.0	.0	1.5

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

6-3) PS강재의 장기손실에 의한 응력

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

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

(단위 : m MPa)

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

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

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

7) 응력 검토

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 고려시)

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

(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP1	STEP2	STEP2-1	STEP2-2	STEP3	
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	
	ST	-115.3	-38.7	-38.7	-38.7	-203.6	==> 0.K
	SB	205.9	28.0	28.0	28.0	126.2	==> 0.K
22.0	LCT		-16.4	-16.4	-16.4	-1.9	==> 0.K
	LCB		-22.9	-22.9	-22.9	-.4	==> 0.K
	UCT					-6.0	==> 0.K
	UCB					-4.5	==> 0.K
	ST	-113.0	-33.1	-33.1	-33.1	-182.0	==> 0.K
	SB	201.8	22.2	22.2	22.2	105.7	==> 0.K
14.6	LCT		-16.6	-16.6	-16.6	-3.5	==> 0.K
	LCB		-23.2	-23.2	-23.2	-2.7	==> 0.K
	UCT					-5.1	==> 0.K
	UCB					-3.9	==> 0.K
	ST	-112.0	-30.7	-30.7	-30.7	-172.5	==> 0.K
	SB	200.1	19.6	19.6	19.6	96.6	==> 0.K
13.2	LCT		-16.7	-16.7	-16.7	-4.2	==> 0.K
	LCB		-23.3	-23.3	-23.3	-3.8	==> 0.K
	UCT					-4.7	==> 0.K
	UCB					-3.5	==> 0.K
	ST	-119.6	-20.6	-20.6	-20.6	-169.7	==> 0.K
	SB	149.6	-25.2	-25.2	-25.2	29.5	==> 0.K
8.3	LCT		-15.6	-15.6	-15.6	-6.2	==> 0.K
	LCB		-22.6	-22.6	-22.6	-6.4	==> 0.K
	UCT					-4.0	==> 0.K
	UCB					-3.1	==> 0.K
	ST	-115.4	-18.1	-18.1	-18.1	-163.7	==> 0.K
	SB	144.4	-29.8	-29.8	-29.8	22.7	==> 0.K

8.0	LCT		-15.5	-15.5	-15.5	-6.3	==> O.K
	LCB		-22.5	-22.5	-22.5	-6.6	==> O.K
	UCT					-3.9	==> O.K
	UCB					-3.0	==> O.K
	ST	.0	59.0	59.0	59.0	31.3	==> O.K
	SB	.0	-159.7	-159.7	-159.7	-184.7	==> O.K
.0	LCT		-14.3	-14.3	-14.3	-12.8	==> O.K
	LCB		-19.9	-19.9	-19.9	-16.4	==> O.K
	UCT					1.7	==> O.K
	UCB					1.4	==> O.K
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	

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

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

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 미고려시)

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

DIST.	POSI.	STEP3-1

허용응력		(-)215	
	SB	(+)215	
22.0	ST	-179.6	==> O.K
	SB	183.5	==> O.K
14.6	ST	-159.4	==> O.K
	SB	166.0	==> O.K
13.2	ST	-150.4	==> O.K
	SB	158.3	==> O.K
8.3	ST	-147.6	==> O.K
	SB	92.8	==> O.K
8.0	ST	-141.9	==> O.K
	SB	86.2	==> O.K
.0	ST	46.2	==> O.K
	SB	-112.2	==> O.K
허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	

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

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

항복에 대한 안전 검토 (최대응력 발생 단면)

* 강형 상연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = -282.2 > -355.0 MPa ==> O.K.

* 강형 하연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = 200.8 < 355.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 상연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4
=-11.5 > -18.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 하연

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

= -8.9 > -18.0 MPa ==> O.K.

8) 처짐 검토

8-1) 프리플랙스 및 릴리즈에 의한 처짐

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

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

L : 받침간 거리

X : 지점으로 부터의 거리

P : 집중 하중

E : 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

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

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

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

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

w : 등분포 하중

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

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

M : 모멘트

8-4) 하중별 처짐

(단위 : mm)

DIST.	.0	2745.6	5491.3	8236.9	10982.5	13728.1	16473.8	19219.4	21965.0
DL0	.0	-4.1	-8.0	-11.6	-14.8	-17.3	-19.2	-20.3	-20.7
PREF.	.0	-22.0	-43.2	-62.8	-79.8	-93.6	-103.5	-109.5	-111.4
RELE.	.0	7.8	15.3	22.2	28.2	33.1	36.6	38.7	39.4
DL1	.0	-3.2	-6.3	-9.1	-11.5	-13.5	-15.0	-15.9	-16.2
CR1	.0	.2	.4	.5	.6	.7	.8	.8	.8
SH1	.0	5.1	9.6	13.3	16.4	18.8	20.5	21.5	21.9
P.S.	.0	14.7	27.5	38.3	47.2	54.1	59.0	61.9	62.9
CR2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
DL2	.0	-8.9	-17.4	-25.1	-31.9	-37.3	-41.4	-43.9	-44.7
DL3	.0	-3.7	-7.2	-10.4	-13.2	-15.5	-17.2	-18.2	-18.5
CR3	.0	1.9	3.5	4.9	6.0	6.9	7.5	7.9	8.0
SH3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

CR4	.0	-1.2	-2.3	-3.2	-3.9	-4.5	-4.9	-5.1	-5.2
SH4	.0	-2.6	-4.8	-6.7	-8.2	-9.4	-10.3	-10.8	-11.0
PS LOSS	.0	-.2	-.4	-.5	-.6	-.7	-.8	-.8	-.8
RELAX	.0	-.3	-.6	-.8	-1.0	-1.1	-1.2	-1.3	-1.3
SUM1	.0	-19.4	-39.3	-58.5	-75.8	-90.1	-100.7	-107.2	-109.3
SUM2	.0	-16.5	-33.9	-51.0	-66.6	-79.6	-89.1	-95.0	-97.0

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

8-5) 활하중에 의한 최대 처짐

8-5-1) 주행안전성에 대한 검토

d = M * (5.5*L^2) / 48 / (E*I)

* 활하중(복선, 충격 포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 26.5 mm
* SPAN / DELTA : 1658.8 > 600 ==> O.K

8-5-2) 승객의 승차감 만족에 대한 검토 (FEM 해석)

* 활하중(단선, 충격포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 14.2 mm
* SPAN / DELTA : 3093.7 > 1900 ==> O.K

9) 전단 연결재

9-1) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL1	DL2	DL3	LL+I	TOTAL	RELEASE
.0	285.68	759.61	653.52	898.42	2597.23	-547.71
8.0	182.08	505.21	416.54	609.99	1713.83	-547.71
8.3	178.18	495.63	407.62	599.23	1680.66	-547.71
22.0	.00	.00	.00	183.92	183.92	.00

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

9-2) 하부콘크리트

9-2-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	H0
0.	85912.	617.	.5298E+08	-262029.	.1306E+12	-270.
7965.	85912.	617.	.5298E+08	-365622.	.1306E+12	-253.
8265.	85912.	617.	.5298E+08	-369524.	.1306E+12	-252.
21965.	85912.	812.	.6976E+08	0.	.1899E+12	0.

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

* 프리스트레스에 의한 영향 (Hps<0>)

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

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

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

9-2-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 1910.000
Ps : 1585073.000
Fs : .408

Hs = 2*Ps*Fs/a = 677.064 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

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

ns : 17.93770

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 1910.000

Pt : 211343.100

Ft : .189

Ht = 2*Pt*Ft/a = 41.766 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

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

n : 5.97923

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Hs+Ht
0.	270.	677.	42.	989.
7965.	253.	0.	0.	253.
8265.	252.	0.	0.	252.
21965.	0.	0.	0.	0.

9-2-4) 스터드 간격 (하부콘크리트)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	70.0	6	17975.	988.8	109.1
7965.	22.0	70.0	6	17975.	252.6	426.9
7965.	22.0	70.0	6	17975.	252.6	426.9
21965.	22.0	70.0	6	17975.	.1	10000.0

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

9-3) 상부 슬래브

9-3-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	Ho
0.	93213.	1232.	.1148E+09	1551946.	.3594E+12	496.
7965.	93213.	1232.	.1148E+09	1026536.	.3594E+12	328.
8265.	93213.	1232.	.1148E+09	1006851.	.3594E+12	322.
21965.	90744.	1165.	.1057E+09	183920.	.3799E+12	51.

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

9-3-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 1910.000

Ps : 1719778.000

Fs : .468

Hs = 2*Ps*Fs/a = 842.843 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

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

ns : 20.33023

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 1910.000

Pt : 211343.100

Ft : .227

Ht = 2*Pt*Ft/a = 50.268 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

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

n : 6.77674

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

9-3-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Ht	Hs+Ht
0.	496.	843.	50.	546.	893.
7965.	328.	0.	0.	328.	0.
8265.	322.	0.	0.	322.	0.
21965.	51.	0.	0.	51.	0.

9-3-4) 스터드 간격 (상부 슬래브)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	84.0	6	17612.	893.1	118.3
8265.	22.0	84.0	6	17612.	321.8	328.4
8265.	22.0	70.0	6	14677.	321.8	273.7
21965.	22.0	70.0	6	14677.	51.2	1721.0

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

10) 전단응력 검토

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* Tw = 20.000 mm < 1-2) 참조 >
* Vmax = 2739113.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Aw =2651.00*20.00 = 53020. mm^2

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2) + Tw*(Yst-UFt1)^2/2
= .2665E+08 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

10-1) 일반 이론

* Sstr = Vmax / Aw
= 51.662 MPa ===> O.K.

10-2) 보 이론

* Sstr = Vmax*Q / (I*Tw)
= 66.759 MPa ===> O.K.

11) 피로응력 검토

* 응력 반복 횟수 (철.설 p.9-32 참조)
  200만회 이상

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

11-1) 상.하 플랜지의 맞대기 이음부

* 활하중, 충격하중 및 보도 등분포하중에 의한 강형에서의 최대 휨응력
  - 상 연 : -29.6 MPa ===> O.K.
  - 하 연 : 38.3 MPa ===> O.K.

12) 강형 단면 변화 구간의 결정

12-1) 단면 1-2 변화 구간

12-1-1) 상부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
   Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Yst
   Pf : 547707.4 N
   w0 : 6.45953 N/mm
   wi : 5.17132 N/mm
   L : 43930.00000 mm
   I : .546808E+11 mm^4
   Yst : 1193.15800 mm
   허용 최대 길이 X = 20440.63 mm

b) 강형의 허용응력을 .580*355.0 MPa로 제한하는 경우
   Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .580*355.0*Is/Yst
   Pf : 547707.4 N
   w0 : 6.45953 N/mm
   wi : 5.17132 N/mm
   L : 43930.00000 mm
   I : .546808E+11 mm^4
   Yst : 1193.15800 mm
   허용 최대 길이 X = 14468.57 mm

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

12-1-2) 하부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Ysb
Pf : 547707.4 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Ysb : 1492.84200 mm
허용 최대 길이 X = 16051.11 mm

b) 강형의 허용응력을 .580*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .580*355.0*Is/Ysb
Pf : 547707.4 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Ysb : 1492.84200 mm
허용 최대 길이 X = 11426.22 mm

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

13) 겹침판의 검토

13-1) 단지점부 검토 (외력에 의한 전단력)

13-1-1) 상부 플랜지

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* Vmax = 2739113.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 50.828 MPa ===> O.K.

13-1-2) 하부 플랜지

* Ysb = 1492.842 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 14.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* Vmax = 2739113.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

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

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 28.245 MPa ===> O.K.

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

13-2-1) 상부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Yst = 968.996 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw(I) = < 1-2) 참조 >
* UFt(I) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DL0 = 56753.430 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 547707.400 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .2631E+08 mm^3

* I = .7378E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 16.934 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = -111.99 * 951.5 / 969.0 = -110.0 (MPa)
- 평균 수직력 = -109.96 * 790.0 * 35.0 + (0.) = -3040495. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = -3040495. / (2*13179.0 * 4.24) = -27.2 (MPa)

13-2-2) 하부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Ysb = 1731.004 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw(l) = < 1-2) 참조 >
* LFt(l) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 56753.430 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 547707.400 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .5551E+07 mm^3

* I = .7378E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 5.360 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = 200.05 * 1724.0 / 1731.0 = 199.2 (MPa)
- 평균 수직력 = 199.24 * 230.0 * 14.0 + (0.) = 641559. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = 641559. / (2*13179.0 * 4.24) = 5.7 (MPa)

13-3) 단지점부 필렛용접 검토 (프리플랙션 재하시)

13-3-1) 상부 플랜지

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DL0 = 141883.600 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 547707.400 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >

* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

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

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 12.796 MPa ===> O.K.

13-3-2) 하부 플랜지

* Ysb = 1492.842 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 14.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 141883.600 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 547707.400 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

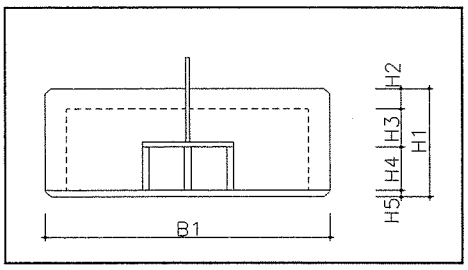
* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .4784E+07 mm^3

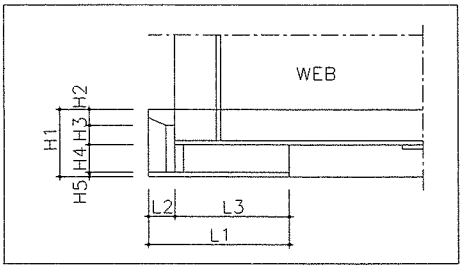
* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 7.111 MPa ===> O.K.

5.5 국부응력 검토

(1) 받침과 Flange의 연결부 응력검토





B1 =	1,200	mm	H3 =	215	mm	L1 =	900	mm
H1 =	450	mm	H4 =	106	mm	L2 =	150	mm
H2 =	95	mm	H5 =	34	mm	L3 =	750	mm

① 지압응력의 검토

a) 수직력 (지점반력 = 2992.1 kN : 5.7 반력 참조.)

· 콘크리트의 허용지압응력 (fba), [철도설계기준, 2013, P.10-235]

fab = 0.25 × fck × √(Ac/Ab)

= 0.25 × 45.0 × √ {(120.0×90.0) / (120.0×90.0)}

= 11.25 MPa ≤ 0.5 × fck = 22.50 MPa ----------O.K

Ac : 지지하는 콘크리트의 전면적

Ab : 지압을 받는 재하면적

· 콘크리트의 지압응력 (fbc)

fbc = 2,992.1 × 10^3 / (1,200.0×900.0)

= 2.77 MPa < fba = 11.25 MPa ----------O.K

· 보강판의 지압응력 (fbs)

A = 0.034 × 0.750 × 1 ea = 0.02550 m^2

fbs = 2,992.1 × 10^3 / (0.02550 × 10^6)

= 117.34 MPa < fsa = 215.00 MPa ----------O.K

[철도설계기준, 2013, P.9-20] 강재의 허용압축응력 SM 520B

b) 수평력

· 수평력 H = 1,984 kN/m × 0.150 = 297.660 kN ; 지점반력 × 0.15 (마찰계수)

· Con'c의 응력 f c = 297.66×10^3 / (120.0 × 3.4 × 100)

= 7.30 MPa < fba = 11.25 MPa ----------O.K

② 받침과 Flange 연결용접부의 응력검토

· 용접길이 = 450.0 mm × 2 EA

· 용접치수 = 7.0 mm

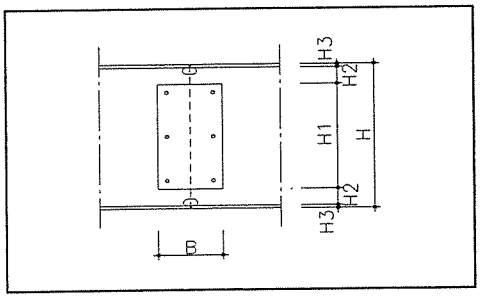
· 유효 목두께 : a = 7.0 × 0.7071 = 4.950 mm

τ = 297.660 × 10^3 / (4.950 × 450.0 × 2)

= 66.82 MPa < τsa = 108.00 MPa ----------O.K

[철도설계기준, 2013, P.9-20] SM 520B (현장용접)

(2) 복부 이음판의 응력검토 : PREFLEXION, RELEASE시 검토



H = 2,700 mm

H1 = 2,450 mm

H2 = 100.5 mm

H3 = 35 mm (14 mm)

B = 400 mm

· Preflexion Load = 593.635 kN

· 용접길이 = 2450.0 mm × 2 EA

· 용접치수 = 8.0 mm

· 유효 목두께 : a = 8.0 × 0.7071 = 5.657 mm

τ = 593.6×10^3 / (5.657 × 2450.0 × 2)

= 21.42 MPa < τsa = 108.00 MPa ----------O.K

[철도설계기준, 2013, P.9-20] SM 520B (현장용접)

5.6 정착부응력 검토

(1) 단부의 허용지압응력 [철도설계기준, 2013, P.10-123]

- 긴장재 정착직후

$$fapi = 0.70\ f_{ci}\sqrt{Ab'/Ab - 0.2} \leq 1.10\ f_{ci}$$

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도 (40.5 MPa)

Ab': 지지하는 콘크리트의 전면적

Ab : 지압을 받는 재하면적

안전율향상 측면에서 Ab'/Ab = 1로 가정하면

fapi = 25.36 MPa ≤ 44.55 MPa

(2) 단부에서의 응력

P/A + Pe/I *y

P : 프리스트레스힘 = 171500 N <1-8)참조>

A : 단면적 = 153100 mm² <2-1-2)참조>

I : 단면2차모멘트 = 130600000000 mm⁴ <2-1-2)참조>

y : 단면의 중립축에서 응력을 구하고자 하는 위치까지의 거리 = 844 mm <2-1-2)참조>

e : 단면의 중립축에서 PC강연선 도심까지의 편심거리

e = 844 - (30 * 85 mm + 36 * 190mm) / (30 + 36)

= 701.73 mm <1-8)참조>

∴ f_{LCBS} = {(171500*66)/153100} + {(171500*66*701.73)/130600000000)} * 844

= 125.26 MPa

f_{LCBS}는 강에서의 응력이므로, 탄성계수비(n=5.97923 <1-5)참조>)를 고려한

하부플랜지 콘크리트 하연에서의 응력 f_{LCB}는

∴ $f_{LCB} = f_{LCBS} / 5.97923$ = 20.95 MPa

(3) 응력 검토

정착부의 지압 응력

∴ f_{LCB} = 20.95 MPa < fapi = 25.36 MPa ∴ O.K

5.7 반력집계표

(1) KRL-2012 표준열차하중

[복선 재하시]

구 분	자 중	합성전 고정하중	합성후 고정하중	보도하중	활하중	합 계	적용받침
G1측	449.0 kN	845.5 kN	689.9 kN	21.9 kN	985.8 kN	2992.1 kN	3500 kN
G2측	449.0 kN	797.6 kN	686.2 kN	21.4 kN	921.9 kN	2876.1 kN	3500 kN
G3측	449.0 kN	797.6 kN	683.3 kN	21.1 kN	855.5 kN	2806.5 kN	3500 kN
G4측	449.0 kN	797.6 kN	681.4 kN	21.1 kN	789.2 kN	2738.3 kN	3500 kN
G5측	449.0 kN	797.6 kN	680.4 kN	21.4 kN	717.9 kN	2666.3 kN	3500 kN
G6측	449.0 kN	845.5 kN	681.5 kN	21.9 kN	688.4 kN	2686.3 kN	3500 kN

[단선 재하시]

구 분	자 중	합성전 고정하중	합성후 고정하중	보도하중	활하중	합 계	적용받침
G1측	449.0 kN	845.5 kN	689.9 kN	21.9 kN	860.5 kN	2866.8 kN	3500 kN
G2측	449.0 kN	797.6 kN	686.2 kN	21.4 kN	681.0 kN	2635.2 kN	3500 kN
G3측	449.0 kN	797.6 kN	683.3 kN	21.1 kN	501.5 kN	2452.5 kN	3500 kN
G4측	449.0 kN	797.6 kN	681.4 kN	21.1 kN	319.6 kN	2268.7 kN	3500 kN
G5측	449.0 kN	797.6 kN	680.4 kN	21.4 kN	137.7 kN	2086.1 kN	3500 kN
G6측	449.0 kN	845.5 kN	681.5 kN	21.9 kN	0.0 kN	1997.9 kN	3500 kN

6. 신축량 산정

(1) 계산 조건

신축장	:	ℓ	=	45.000	m
재료의 선팽창계수	:	α	=	0.000012	
콘크리트 온도의 승강	:	ΔT	=	± 20 °C	
콘크리트 재령 2 개월시	:	β	=	0.5	(저감계수)
콘크리트 크리프 계수	:	Φ	=	2.0	

(2) 신축 이음량 계산

① 온도 변화에 의한 이동량

$\Delta\ell t = \alpha \times \Delta T \times \ell$

$= 0.000012 \times \pm 20 \times 45{,}000 = \pm 10.800$ mm

② 크리프(Creep)에 의한 이동량

$\Delta\ell c = -\Phi \times \beta \times \{ Pt \times \ell / (Ec \times Ac) \}$

$= -2.0 \times 0.5 \times \{11{,}319{,}000 \times 45{,}000 / (30{,}251 \times 1{,}823{,}300)\}$

$= -9.235$ mm

③ 건조수축에 의한 이동량

$\Delta\ell s = -20 \times \alpha \times \beta \times \ell$

$= -20 \times 0.000012 \times 0.5 \times 45{,}000 = -5.400$ mm

④ 보의 처짐에 의한 이동량

$\Delta\ell r = \Sigma (hi \times \Theta i)$

$= -2 \times 2 / 3 \times 3{,}000 \times 1 / 300 = -13.333$ mm

(3) 총 신축량

$+\Delta = \Delta\ell t$		=	10.800	mm
$-\Delta = -(\Delta\ell t + \Delta\ell s + \Delta\ell c + \Delta\ell r)$		=	-38.768	mm
부가여유량 = 기본 신축량 * 20%		=	9.914	mm
설치여유량		=	10.000	mm
	합 계 : $+\Delta$	=	30.714	mm
	$-\Delta$	=	-58.682	mm

7. 가로보 설계

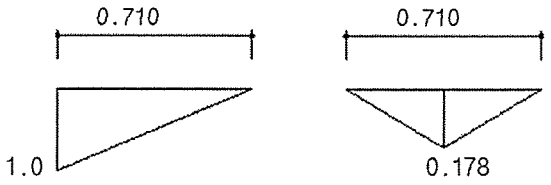
· 거더간격 : 1.910 m

· L.C 폭 : 1.200 m

· 가로보순지간 : 0.710 m

(1) 고정하중에 의한 단면력

전단력 영향선 모멘트 영향선



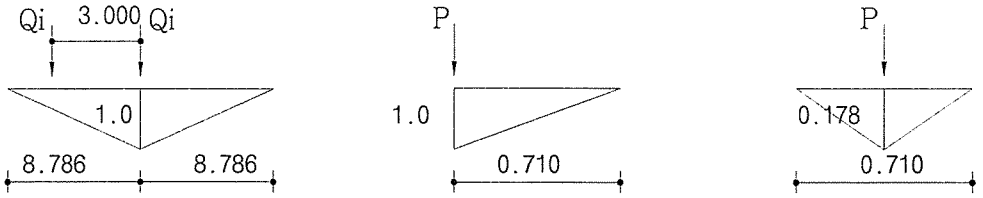
Σ A = 0.355 Σ A = 0.063 <== 영향선의 단면적

(단위 : kN.m)

구 분	두 께	폭	단위중량	전단력	모멘트
바닥판	0.280	8.7860	24.500	21.397	3.798
배수기울기	0.045	8.7860	24.500	3.439	0.610
자갈도상 및 침목	0.650	8.7860	19.000	38.520	6.837
레 일		8.7860	0.867	2.704	0.48
가로보	2.270	0.3000	24.500	5.923	1.051
합 계				71.983	12.776

(2) 활하중에 의한 단면력 [철도설계기준, 2013, P.8-31]

종방향으로의 영향선 전단력 영향선 모멘트 영향선



종거 y1 = 0.659 종거 y2 = 1.000 종거 = 0.178

KRL-2012 하중 : Qi = 110 kN (집중하중), 40 kN/m (분포하중)

충격 계수 : 바닥판 계산서 값 적용 => 0.670

활 하 중 : P = Q * (1 + i) * Σ (종거 : 종단면) = 891.663 kN

전 단 력 : S = P * Σ (종거 : 전단력) = 891.663 kN

모 멘 트 : M = P * Σ (종거 : 모멘트) = 158.270 kN.m

(3) 극한 단면력

Su = 1.35 * Sd + 1.85 * Sl = 1746.754 kN (사용하중 : 963.646 kN)

Mu = 1.35 * Md + 1.85 * Ml = 310.047 kN.m (사용하중 : 171.046 kN.m)

(4) 철근량 계산

① 주철근

f ck =	30.0	MPa	b =	300.0	mm
f y =	400.0	MPa	H =	2550.0	mm
Mu =	310.05	kN-m	d =	2440.0	mm
Vu =	1746.75	kN	dc =	60.0	mm (최외단 피복)
Φ =	0.90	(Bending)	ds =	100.0	mm (상하 철근간격)
Φ =	0.85	(Shear)	k_1 =	0.836	

Mn = 0.85 * f ck * b * d * a − 1/2 * 0.85 * f ck * b * a^2 에서

0.425*f ck*b*a^2− 0.85*f ck*b*d*a + Mu/Φ = 0 (a 에 대한 2차 방정식)

∴ a = 18.526

Req'd As = 0.85 * (f ck/f y) * a * b = 354.313 mm^2

USE As = 2026.80 mm^2 1단 배근 : H 25 * 2.000 EA

2단 배근 : H 25 * 2.000 EA

Md = 0.85²*f ck * a' * b * (d-a'/2) ← a' = 105.976 mm

= 1644.92 kN.m > Mu = 310.05 kN.m ---> O.K

p min = 0.0035 > p = 0.0028 < p max = 0.0240

⊙ Pmin > P 이지만, 사용 철근량이 필요 철근량의 4/3 이상이므로 O.K

♣ 가로보의 인장 철근량 [철도설계기준, 2013, P.10-208]

철도교의 폭 (m)	철근지름(mm)	철근의개수
7m 미만	25	2
7m 이상 9m 미만	25	3
9m 이상 12m 미만	25	4

철도교의 폭 = 5.600 m 이므로

∴ 철근지름 H 25 mm 2개 이상 배근 --- O.K

② 전단 철근

♣ Deep Beam 인지 검토

· ln / d = 0.710 / 2.440 = 0.291 < 5.000

∴ Deep Beam 으로계산.

· 콘크리트가 부담하는 전단력(일반식)

Vc = 1 / 6 √(f ck) * b * d

= 1 / 6 * √(30) * 300 * 2440 = 668.222 kN

· Φ*Vc(=567.989) < Vu (=1746.754) 이므로

(Vu-Φ*Vc) / (Φ*f y*d) = (Av/s) * (1+ln/d) / 12 + (Ah/s_2) * (11-ln/d) / 12

142.0884 = (Av/s) * 0.1076 + (Ah/s_2) * 0.8924 ------ 식①

∴ Ah가 더 유효하므로 Av는 최소 철근량만 배치한다

· 수직 전단철근 (Av)

s = 200.0 mm ≤ 488 mm, 300 mm (s는 d/5 이하, 300mm 이하)

Min Av = 0.0015 * bo * s = 0.0025 * 300 * 200 = 150.00 mm²

Use Av = 397.20 mm² H 16 * 2.000 EA

· 수평 전단철근 (Ah)

s_2 = 200.0 mm ≤ 488 mm, 300 mm (s는 d/5 이하, 300mm 이하)

식①에서 Ah = 3136.463 mm²

Min Ah = 0.0025 * bo * s_2 = 0.0015 * 300 * 200 = 90.00 mm²

Use Av = 397.20 mm² H 16 * 2.000 EA

(5) 인장철근의 간격 검토

M = 171.046 kN.m (service load)

p = 0.0028 , n = Es/Ec = 6.611

k = $-n*p + \sqrt{(n*p)^2 + 2*n*p}$ = 0.175

x = k * d = 426.492 mm

f s = Mser / { As * (d-x/3) }

= 171.046 * 10^6 / { 2026.8 * (2440 - 426.492 / 3)}

= 36.73 Mpa ≤ 0.6*f y = 240.00 MPa ---> O.K

· 인장철근의 간격 [콘크리트구조기준, 2012, P.102]

s_1 = 375 (210 / f s) - 2.5 tc

여기서 tc는 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께

s_2 = 300 (210 / f s), 중 작은 값 이하로 철근의 중심간격 제한

s = Min (2025 , 1715)

= 1.715 m > 사용 인장철근 간격 = 0.180 m == O.K

10.2 교대공

10.2.1 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	1094.238	420.288	473.244	1567.482	1134.739	309.398
G2	1016.804	725.973	817.446	1834.250	1034.033	310.573
G3	1009.181	323.342	364.083	1373.264	941.890	310.973
G4	1009.181	323.342	364.083	1373.264	941.865	310.973
G5	1016.804	725.973	817.446	1834.250	1033.995	310.573
G6	1094.238	420.288	473.244	1567.482	1134.664	309.398
계	6240.446	2939.206	3309.546	9549.992	6221.186	1861.888
Pmax	1834.250				1134.739	310.973
적용받침	2250					

1. 설 계 조 건

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

나. 상부 구조형식 : PSC BEAM

1) 교 량 지 간 : 24.000 m

2) 총 길 이 : 25.000 m

3) PSC BEAM 전장 24.900 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 15 , 토사)

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

흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토

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

흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

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

라) 기초저면의 점착력 (C) : 0.0

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (단선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 6240.446 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 복선 : R(1+*i*) = 3309.546 kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 복선 : RI = 2939.206 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)

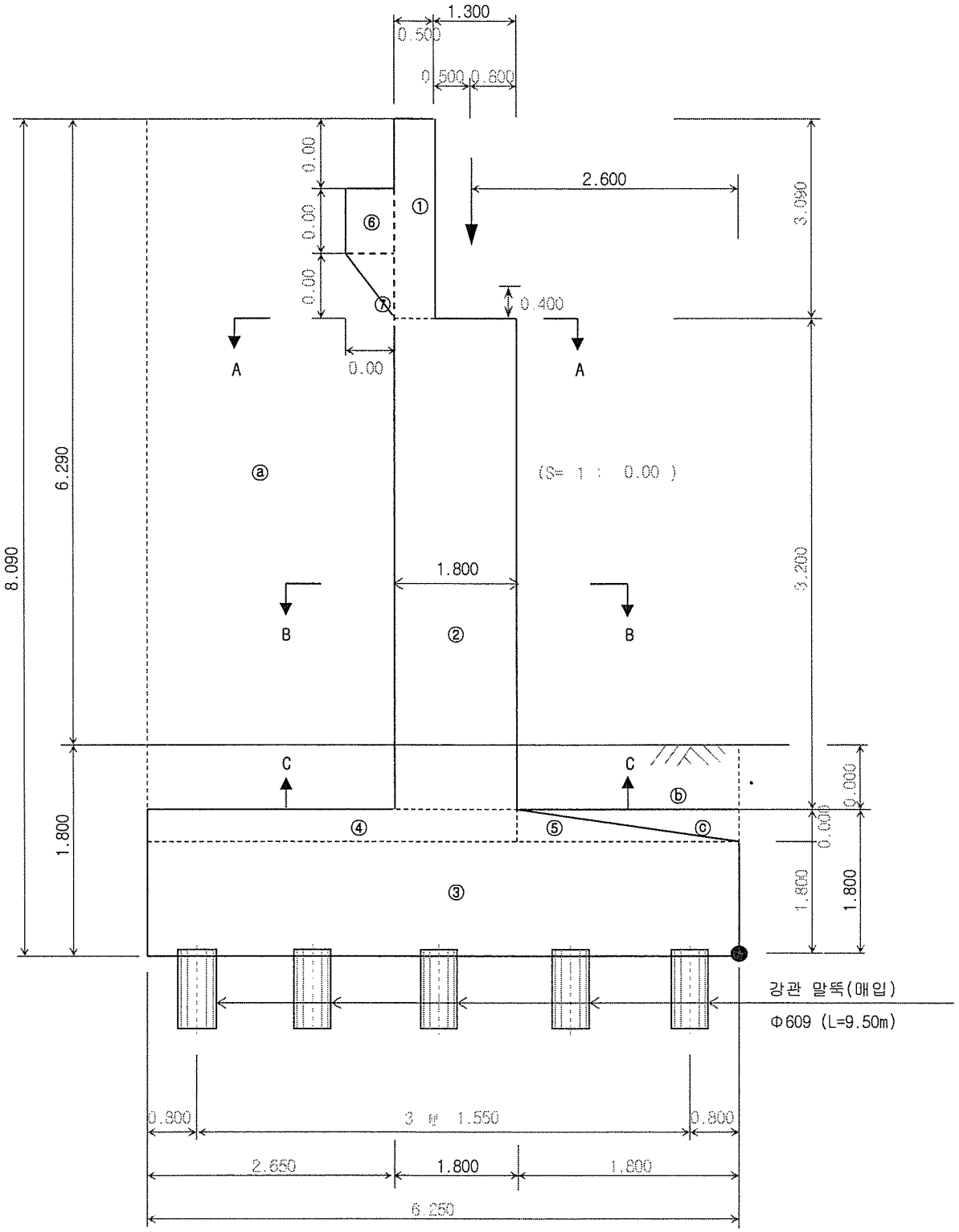
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 14.000 m
◎ 기 초 폭 : L' = 14.000 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.090	×	14.000	=	21.63	㎥
②	1.800	×	3.200	×	14.000	=	80.64	㎥
③	1.800	×	6.250	×	14.000	=	157.50	㎥
④	0.000	×	4.450	×	14.000	=	0.00	㎥
⑤	0.000	×	1.800	×	14.000 / 2	=	0.00	㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	14.000	=	0.00	㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	14.000 / 2	=	0.00	㎥
ⓐ	2.650	×	6.290	×	14.000	=	233.36	㎥
ⓑ	1.800	×	0.000	×	14.000	=	0.00	㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	14.000 / 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	21.63	24.50	529.94	3.35	1775.28	48.97	6.55	320.48
	②	80.64	24.50	1975.68	2.70	5334.34	182.55	3.40	620.68
	③	157.50	24.50	3858.75	3.13	12058.59	356.55	0.90	320.89
	④	0.00	24.50	0.00	4.03	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	8.09	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.09	0.00
	계	259.77		6364.37		19168.21	588.07		1262.06
토사	ⓐ	233.36	20.00	4667.18	4.93	22985.86	431.25	4.95	2132.52
	ⓑ	0.00	20.00	0.00	0.90	0.00	0.00		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	233.36		4667.18		22985.86	431.25		2132.52

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 6240.45 kN
- x = = 2.60 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(1+i)$ = 3309.55 kN
- x = = 2.60 m

다. 부력

- Vw = 6.250 × (221.692 - 229.892) × 14.000 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (6.250 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (2.650 + 0.500) × 14.000 = 661.50 kN
Xc = 6.250 - (2.650 + 0.500) / 2 = 4.68 m
Yc = 1.800 + 3.200 + 3.090 = 8.09 m
MVd = Vd × Xc = 3092.51 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 61.12 kN
MHd = Hd × Yc = 494.48 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 14.000 = 10.95 kN/m²
Vql1 = 10.952 × (2.650 + 0.500) × 14.000 = 483.00 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 2258.03 kN · m

마. 슈에 작용하는 수평하중

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

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

1) 제동하중

T (전체제동하중) = 20.000 × 25.00 = 500.00 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 25.00 = 825.00 kN ≤ 1000.0 kN

3) 고정단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 6240.446 + 2939.206 = 9179.65 kN
Tf (고정단수평력) = 825.000 - 1/2 × 0.15 × 9,179.652
= 136.526 < 662.500 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 662.500 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) = 6240.446 = 6240.45 kN
Tf (고정단수평력) = 150.000 - 1/2 × 0.15 × 6,240.446
= -318.033 < 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) = 6240.446 + 3309.546 = 9549.99 kN

Tf (고정단수평력) = 150.000 - 1/2 × 0.15 × 9,549.992

= -566.249 < 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/㎡
- ql = 10.95 kN/㎡

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.249 × 15.000 × 8.090 × 14.000 = 422.32 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.249 × 10.952 × 8.090 × 14.000 = 308.36 kN

y_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

h_1 = 8.090 m (지하수면 이상)

h_2 = 0.000 m (지하수면 이하)

- 지하수면 이상

Pa_2 = 1/2 × Ka × γt × h_1^2 × L

= 0.500 × 0.249 × 20.00 × 65.45 × 14.000 = 2277.71 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.70 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.249 × 20.00 × 8.09 × 0.000 × 14.000 = 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 × 14.000 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.298 × 15.000 × 8.090 × 14.000 = 507.01 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.298 × 10.952 × 8.090 × 14.000 = 370.20 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

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

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 65.45 × 14.000

= 2734.48 kN

ye_2 = H / 2 = 4.05 m

사. 온도하중

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

ⓐ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

T_{s1} = 1094.238 × 0.150 = 164.136 kN

T_{s2} = 1016.804 × 0.150 = 152.521 kN

T_{s3} = 1009.181 × 0.150 = 151.377 kN

T_{s4} = 1009.181 × 0.150 = 151.377 kN

T_{s5} = 1016.804 × 0.150 = 152.521 kN

T_{s6} = 1094.238 × 0.150 = 164.136 kN

▶ ΣT_u (단선재하시) = 771.931 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교대	①	1134.739	309.398
	②	1034.033	310.573
	③	941.890	310.973
	④	941.865	310.973
	⑤	1033.995	310.573
	⑥	1134.664	309.398
	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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	-	3092.513	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17933.491		61471.746	2700.024		7850.492

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (61471.746 - 7850.492) / 17933.491 - 6.250 / 2

= -0.135 m

Mo = 17933.491 x 0.1350 = 2420.906 kN · m

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

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	441.000	-	2061.675	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	281.546	4.045	1138.853
토 압		-	-	-	2277.706		6142.213
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11472.545		44215.749	2559.251		7281.066

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (44215.749 - 7281.066) / 11472.545 - 6.250 / 2

= 0.094 m

Mo = 11472.545 x 0.0944 = 1082.980 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	-	-	-
	활 하 중	2939.206	2.600	7641.936	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	-	3092.513	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		21355.697		71371.706	3008.384		9097.807

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71371.706 - 9097.807) / 21355.697 - 6.250 / 2

= -0.209 m

Mo = 21355.697 x 0.2090 = 4462.654 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	-	-	-
	활 하 중	2939.206	2.600	7641.936	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	-	3092.513	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
시동 또는 제동 하중		-	-	-	662.500	5.400	3577.500
합 계		21355.697		71371.706	3670.884		12675.307

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71371.706 - 12675.307) / 21355.697 - 6.250 / 2

= -0.376 m

Mo = 21355.697 x 0.3765 = 8040.154 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	-	-	-
	활 하 중	2939.206	2.600	7641.936	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	-	3092.513	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.400	-
온 도		-	-	-	771.931	5.400	4168.428
합 계		21355.697		71371.706	3780.315		13266.235

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (71371.706 - 13266.235) / 21355.697 - 6.250 / 2

= -0.404 m

M_o = 21355.697 x 0.404 = 8631.082 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	6364.365	-	19168.212	588.067	-	1262.056
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	431.247	-	2132.519
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	2306.469	5.400	12454.932
	활 하 중	1469.603	2.600	3820.968	162.950	5.400	879.928
상 재 하 중	고정하중	661.500	-	3092.513	61.123	8.090	494.482
	활 하 중	241.500	-	2258.025	6.694	8.090	54.158
상 재 토 압	PD	-	-	-	507.011	4.045	2050.860
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2734.480	4.045	11060.971
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		19644.594		67550.738	7168.240		31887.357

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (67550.738 - 31887.357) / 19644.594 - 6.250 / 2

= -1.310 m

Mo = 19644.594 x 1.3096 = 25725.975 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	17933.491	2700.024	2420.906	-0.135	
LOAD CASE 2	11472.545	2559.251	1082.980	0.094	
LOAD CASE 3	21355.697	3008.384	4462.654	-0.209	
LOAD CASE 4	21355.697	3670.884	8040.154	-0.376	축력 최대
LOAD CASE 5	21355.697	3780.315	8631.082	-0.404	모멘트 최대
LOAD CASE 6	19644.594	7168.240	25725.975	-1.310	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	21355.697	3670.884	8040.154	-0.376	
2	모멘트 최대시	21355.697	3780.315	8631.082	-0.376	
3	지 진 시	19644.594	7168.240	25725.975	-1.310	

4.3. 말뚝안정검토

4.3.1 상시

가. 설계 조건 (내부굴착강관말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

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

° 말뚝 길이(L) = 9.50 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 14.00 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

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

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) Va = 1735.80 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) Ha = 173.10 kN

c) 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 154070.913 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50485 1/m

∴ βL = 4.80 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 63389.176 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.186 1/m

∴ βλ = 0.49 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
축 력 최대시	21355.697	3670.884	8040.154	
모멘트 최대시	21355.697	3780.315	8631.082	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

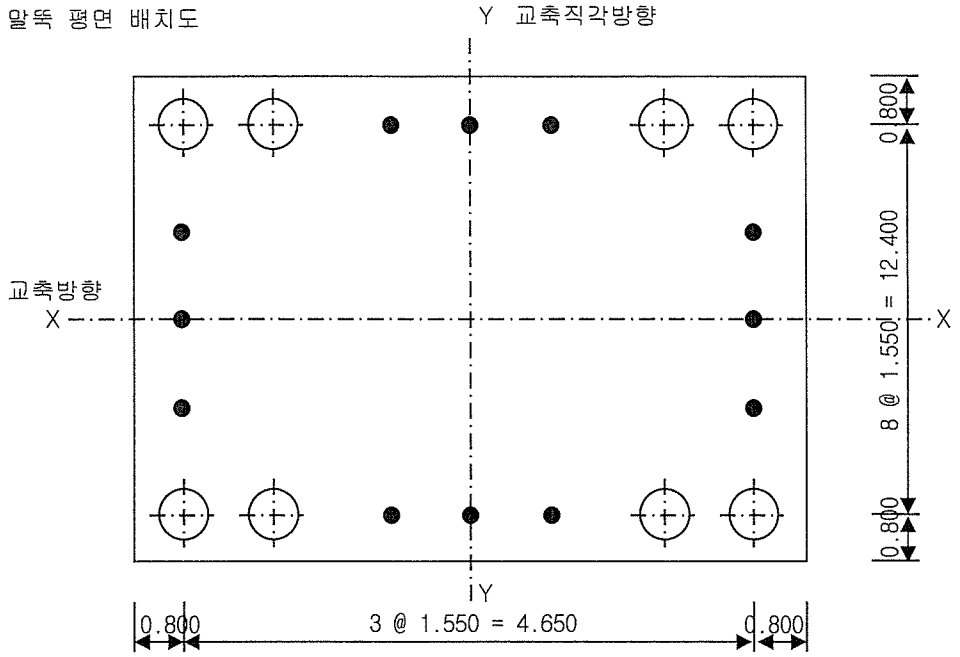
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	154071	0.530

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31773	0	0	0	154071	0.530

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2287661	0	-2265681	5546553	0	21144815

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3670.884	21355.697	8040.154	0.00221645	0.00385026	0.00061774

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00222	0.00529	814.50	101.97	-62.49
2 열	0.00222	0.00433	666.97	101.97	-62.49
3 열	0.00222	0.00337	519.45	101.97	-62.49
4 열	0.00222	0.00241	371.93	101.97	-62.49
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00222	0.00529	814.50	101.97	62.49

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1143831	0	0	5546553	0	16656992

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3670.884	21355.697	8040.154	0.0032093	0.0038503	0.0004827

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00321	0.00497	766.12	101.97	0.00
2 열	0.00321	0.00422	650.85	101.97	0.00
3 열	0.00321	0.00348	535.58	101.97	0.00
4 열	0.00321	0.00273	420.31	101.97	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00321	0.00497	766.12	101.97	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.651	0.00321	62.49	0.00222

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 3.209 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	101.97	말뚝머리 힌 지	수평력	101.97
	수직력	814.50		수직력	766.12
	모멘트	62.49		모멘트	0.65
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	814.50 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	101.97 kN	173.10 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2287661	0	-2265681	5546553	0	21144815

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3780.315	21355.697	8631.082	0.00230092	0.00385026	0.00065473

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00230	0.00537	827.75	105.01	-63.19
2 열	0.00230	0.00436	671.39	105.01	-63.19
3 열	0.00230	0.00334	515.04	105.01	-63.19
4 열	0.00230	0.00241	371.93	105.01	-63.19
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00230	0.00537	827.75	105.01	63.19

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1143831	0	0	5546553	0	16656992

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3780.315	21355.697	8631.082	0.0033050	0.0038503	0.0005182

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00330	0.00506	778.83	105.01	0.00
2 열	0.00330	0.00425	655.09	105.01	0.00
3 열	0.00330	0.00345	531.34	105.01	0.00
4 열	0.00330	0.00265	407.60	105.01	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00330	0.00506	778.83	105.01	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.671	0.00330	63.19	0.00230

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 3.305 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	105.01	말뚝머리 힌 지	수평력	105.01
	수직력	827.75		수직력	778.83
	모멘트	63.19		모멘트	0.67
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	827.75 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	105.01 kN	173.10 kN	O.K

4.3.2 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

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

° 말뚝 길이(L) = 9.50 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 14.00 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.79m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟

- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm^4 , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (지진시) 1735.80 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) Ha = 259.60 kN

c) 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 154070.913 kN/m

- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m

∴ $\beta L = 5.32 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m

- 확대지반반력계수(kp) = $Kv \times n \times m/(L \times B)$ = 63389.176 kN/m

- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.186 1/m

∴ $\beta \lambda = 0.49 \leq 1$ 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
지 진 시	19644.594	7168.240	25725.975	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

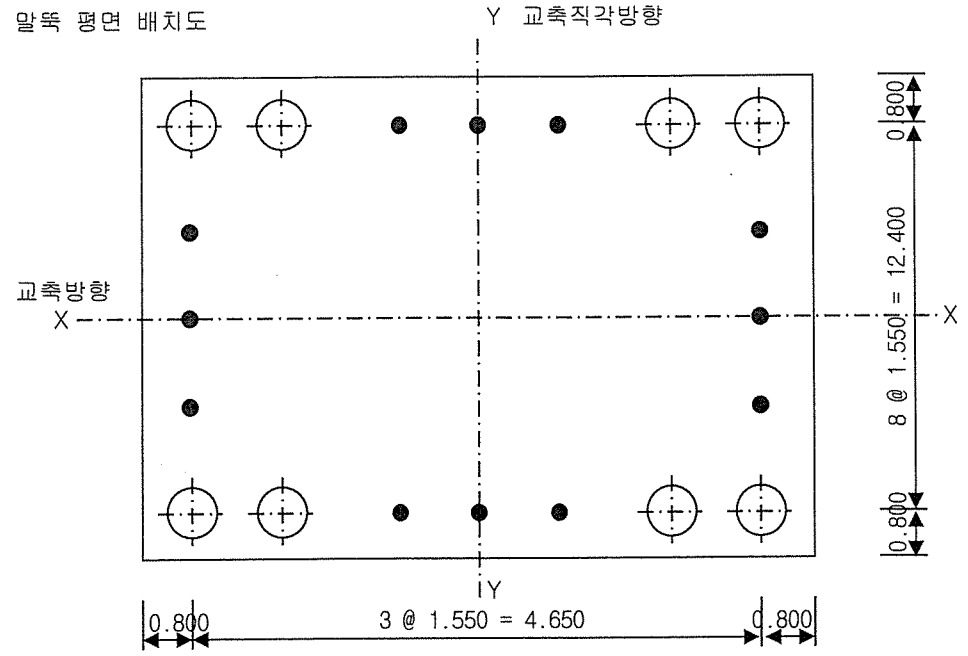
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	154071	0.530

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	43279	0	0	0	154071	0.530

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3116066	0	-2784039	5546553	0	21631774

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7168.240	19644.594	25725.975	0.00379990	0.00354177	0.00167832

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00380	0.00744	1146.88	199.12	-61.94
2 열	0.00380	0.00484	746.08	199.12	-61.94
3 열	0.00380	0.00224	345.28	199.12	-61.94
4 열	0.00380	-0.00036	-55.52	199.12	-61.94
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00380	0.00744	1146.88	199.12	61.94

▷ 축방향 작용 인발력 (55.52 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (185.31 kN) ∴ O.K

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1558033	0	0	5546553	0	16656992

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7168.240	19644.594	25725.975	0.0046008	0.0035418	0.0015445

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00460	0.00713	1098.93	199.12	0.00
2 열	0.00460	0.00474	730.10	199.12	0.00
3 열	0.00460	0.00234	361.27	199.12	0.00
4 열	0.00460	-0.00005	-7.56	199.12	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00460	0.00713	1098.93	199.12	0.00

▷ 축방향 작용 인발력 (7.56 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (185.31 kN) ∴ O.K

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-1.147	0.00460	61.94	0.00380

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 4.601 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	199.12	말뚝머리 힌 지	수평력	199.12
	수직력	1146.88		수직력	1098.93
	모멘트	61.94		모멘트	1.15
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	1146.88 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	199.12 kN	259.60 kN	O.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압

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

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

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

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

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

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

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (흉벽)	①	21.630	24.5	529.935	0.250	132.484	48.966	1.545	75.652
	계	21.630	24.5	529.935	-	132.484	48.966	-	75.652
B-B (벽체)	①	21.630	24.5	529.935	0.250	132.484	48.966	3.145	153.998
	②	40.320	24.5	987.840	0.900	889.056	91.276	0.800	73.021
	계	61.950	24.5	1517.775	-	1021.540	140.242	-	227.019
C-C (벽체)	①	21.630	24.5	529.935	0.250	132.484	48.966	4.745	232.344
	②	80.640	24.5	1975.680	0.900	1778.112	182.553	1.600	292.085
	계	102.270	24.5	2505.615	-	1910.596	231.519	-	524.428

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 14.000 = 105.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 10.952 × 0.500 × 14.000 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 14.000 = 105.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 10.952 × 0.500 × 14.000 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 14.000 = 105.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 10.952 × 0.500 × 14.000 = 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	×	3.09	×	14.000	=	149.470 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	149.470	×	cos δ					=	146.020 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	149.470	×	sin δ					=	31.927 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	10.952	×	3.09	×	14.000	=	109.136 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	109.14	×	cos δ					=	106.618 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	109.14	×	sin δ					=	23.311 kN
작 용 점 :	y	=	3.09	/	2					=	1.545 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	1.600	×	14.000	=	77.395 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	77.395	×	cos (δ+θ)					=	75.609 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	77.395	×	sin (δ+θ)					=	16.532 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	10.952	×	1.600	×	14.000	=	56.511 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	56.511	×	cos (δ+θ)					=	55.207 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	56.511	×	sin (δ+θ)					=	12.071 kN
작 용 점 :	y	=	1.6	/	2					=	0.800 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	3.200	×	14.000	=	154.790 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	154.790	×	cos (δ+θ)					=	151.218 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	154.790	×	sin (δ+θ)					=	33.063 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	10.952	×	3.200	×	14.000	=	113.022 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	113.02	×	cos (δ+θ)					=	110.413 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	113.02	×	sin (δ+θ)					=	24.141 kN
작 용 점 :	y	=	3.2	/	2					=	1.600 m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.230	×	20.0	×	3.09 ^2	×	14.000 = 307.907 kN
수평 분력 :	Ph	=	307.907	×	cos δ					=	300.801 kN
수직 분력 :	Pv	=	307.907	×	sin δ					=	65.769 kN
작 용 점 :	y	=	3.09	/	3					=	1.030 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.09			=	14.235 kN
	P2	=	14.235	+	0.230	×	20.0	×	1.600	=	21.606 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	14.235	+	21.606)	×	1.600	×	14.000 =	401.423 kN
수평 분력 :	Ph	=	401.423	×	cos (δ+θ)					=	392.159 kN
수직 분력 :	Pv	=	401.423	×	sin (δ+θ)					=	85.744 kN
작 용 점 :	y	=	1.600	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)					=	0.745 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.09				=	14.235	kN
	P2	=	14.235	+	0.230	×	20.0	×	3.200		=	28.977	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	14.235	+	28.977)	×	3.200	×	14.000	=	967.956	kN
수평 분력 :	Ph	=	967.956	×	cos (δ+θ)						=	945.617	kN
수직 분력 :	Pv	=	967.956	×	sin (δ+θ)						=	206.754	kN
작 용 점 :	y	=	3.200	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	1.418	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	×	3.09	×	14.000		=	193.654	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	193.654	×	cos δ						=	193.654	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	193.654	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	10.952	×	3.09	×	14.000		=	141.398	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	141.398	×	cos δ						=	141.398	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	141.398	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.090	/	2						=	1.545	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	1.600	×	14.000		=	100.274	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	100.274	×	cos (δ+β)						=	100.274	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	100.274	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	10.952	×	1.6	×	14.000		=	73.216	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	73.216	×	cos (δ+β)						=	73.216	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	73.216	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.600	/	2						=	0.800	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	3.200	×	14.000		=	200.548	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	200.548	×	cos (δ+β)						=	200.548	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	200.548	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	10.952	×	3.2	×	14.000		=	146.432	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	146.43	×	cos (δ+β)						=	146.432	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	146.43	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.200	/	2						=	1.600	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.298	×	20.0	×	3.09 ^2	×	14.000	=	398.928	kN
수평 분력 :	Ph	=	398.928	×	cos δ						=	398.928	kN
수직 분력 :	Pv	=	398.928	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.09	/	2						=	1.545	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.09			=	18.443 kN
	P2	=	18.443	+	0.298	×	20.0	×	1.600	=	27.993 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.443	+	27.993)	×	1.600	× 14.000	=	520.088 kN
수평 분력 :	Ph	=	520.088	× cos (δ+β)						=	520.088 kN
수직 분력 :	Pv	=	520.088	× sin (δ+β)						=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	1.600	/	2					=	0.800 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.09			=	18.443 kN
	P2	=	18.443	+	0.298	×	20.0	×	3.200	=	37.543 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.443	+	37.543)	×	3.200	× 14.000	=	1254.095 kN
수평 분력 :	Ph	=	1254.095	× cos (δ+β)						=	1254.095 kN
수직 분력 :	Pv	=	1254.095	× sin (δ+β)						=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	3.200	/	2					=	1.600 m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	1.545	225.601	233.632	360.961
	배 면 토 압		1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계			∑V =	732.630	158.734	1013.474	214.291	∑H =	446.821	535.426	714.914	856.682
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	987.840	0.900	889.056	1333.584	1200.226	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	6240.446	1.000	6240.446	8424.602	8424.602	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	3.145	459.233	233.632	734.773
		벽 체	1.6	16.532	0.000	0.000	26.450	0.000	75.609	0.800	60.487	120.974	96.780
	배면 토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
		벽 체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	8063.191	7288.236	10935.301	9839.118	∑H =	914.589	1603.048	1463.343	2564.877
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②	1.35	1975.680	0.900	1778.112	2667.168	2400.451	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	6240.446	1.000	6240.446	8424.602	8424.602	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	4.745	692.865	233.632	1108.584
		벽 체	1.6	33.063	0.000	0.000	52.901	0.000	151.218	1.600	241.949	241.949	387.118
	배면 토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
		벽 체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	9188.57	8177.292	12488.952	11039.344	∑H =	1543.657	3548.138	2469.851	5677.021

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	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	1.545	225.601	233.632	360.961
	배 면 토 압		1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계			∑V =	732.630	158.734	1013.474	214.291	∑H =	446.821	535.426	714.914	856.682
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	987.840	0.900	889.056	1333.584	1200.226	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	6240.446	1.000	6240.446	8424.602	8424.602	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	3.145	459.233	233.632	734.773
		벽 체	1.6	16.532	0.000	0.000	26.450	0.000	75.609	0.800	60.487	120.974	96.780
	배면토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
		벽 체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.000	150.000	105.000	210.000
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	8063.191	7288.236	10935.301	9839.118	∑H =	989.589	1753.048	1568.343	2774.877
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②	1.35	1975.680	0.900	1778.112	2667.168	2400.451	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	6240.446	1.000	6240.446	8424.602	8424.602	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	4.745	692.865	233.632	1108.584
		벽 체	1.6	33.063	0.000	0.000	52.901	0.000	151.218	1.600	241.949	241.949	387.118
	배면토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
		벽 체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.600	270.000	105.000	378.000
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	9188.57	8177.292	12488.952	11039.344	∑H =	1618.657	3818.138	2574.851	6055.021

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	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	1.545	390.325	404.220	624.521
	배면토압		1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계			∑V =	832.608	177.900	1158.106	241.124	∑H =	553.439	700.151	885.502	1120.241
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	987.840	0.900	889.056	1333.584	1200.226	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	6240.446	1.000	6240.446	8424.602	8424.602	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	2939.206	1.000	2939.206	4114.888	4114.888	-	-	-	-	-
		충격	1.4	370.340	1.000	370.340	518.476	518.476	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	3.145	794.546	404.220	1271.273
		벽체	1.6	28.602	0.000	0.000	45.763	0.000	130.816	0.800	104.653	209.305	167.444
	배면토압	흉벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
		벽체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.000	150.000	105.000	210.000
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	662.500	2.000	1325.000	927.500	1855.000
	계			∑V =	11484.79	10616.948	15732.610	14499.316	∑H =	1813.914	3457.526	2754.762	5237.042
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②	1.35	1975.680	0.900	1778.112	2667.168	2400.451	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	6240.446	1.000	6240.446	8424.602	8424.602	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	2939.206	1.000	2939.206	4114.888	4114.888	-	-	-	-	-
		충격	1.4	370.340	1.000	370.340	518.476	518.476	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	4.745	1198.766	404.220	1918.026
	토압	벽체	1.6	57.204	0.000	0.000	91.527	0.000	261.631	1.600	418.610	418.610	669.776
	배면토압	흉벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
	토압	벽체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.600	270.000	105.000	378.000
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	662.500	3.600	2385.000	927.500	3339.000
	계			∑V =	12622.24	11506.004	17305.574	15699.542	∑H =	2498.188	6885.701	3849.600	10486.121

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) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉 벽	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	1.545	390.325	404.220	624.521
	배 면 토 압		1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계			∑V =	832.608	177.900	1158.106	241.124	∑H =	553.439	700.151	885.502	1120.241
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	987.840	0.900	889.056	1333.584	1200.226	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	6240.446	1.000	6240.446	8424.602	8424.602	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	2939.206	1.000	2939.206	4114.888	4114.888	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	370.340	1.000	370.340	518.476	518.476	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	3.145	794.546	404.220	1271.273
		벽 체	1.6	28.602	0.000	0.000	45.763	0.000	130.816	0.800	104.653	209.305	167.444
	배면토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
		벽 체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	771.931	2.000	1543.862	1080.704	2161.407
	계			∑V =	11484.79	10616.948	15732.610	14499.316	∑H =	1848.345	3526.389	2802.966	5333.449
벽체 중앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②	1.35	1975.680	0.900	1778.112	2667.168	2400.451	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	6240.446	1.000	6240.446	8424.602	8424.602	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	2939.206	1.000	2939.206	4114.888	4114.888	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	370.340	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	4.745	1198.766	404.220	1918.026
		벽 체	1.6	57.204	0.000	0.000	91.527	0.000	261.631	1.600	418.610	418.610	669.776
	배면토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
		벽 체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	771.931	3.600	2778.952	1080.704	3890.533
	계			∑V =	12622.24	11135.664	16787.098	15181.066	∑H =	2532.619	7009.653	3897.804	10659.654

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중	하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
			V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중	1.4	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중 ①	1.4	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	1.545	390.325	404.220	624.521
	배 면 토 압	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계		∑V =	832.608	177.900	1192.606	249.749	∑H =	553.439	700.151	885.502	1120.241
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중	1.4	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.4	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	자중 ②,H/2	1.4	987.840	0.900	889.056	1333.584	1200.226	-	-	-	-	-
	상부하중 고정하중	1.4	6240.446	1.000	6240.446	8424.602	8424.602	-	-	-	-	-
	상부하중 활 하 중	1.9	2939.206	1.000	2939.206	5437.531	5437.531	-	-	-	-	-
	상부하중 충 격	1.9	370.340	1.000	370.340	685.129	685.129	-	-	-	-	-
	상재토압 흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	3.145	794.546	404.220	1271.273
	상재토압 벽 체	1.6	28.602	0.000	0.000	45.763	0.000	130.816	0.800	104.653	209.305	167.444
	배면토압 흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
	배면토압 벽 체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		∑V =	11484.79	10616.948	17256.405	15997.237	∑H =	1076.414	1982.526	1722.262	3172.042
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중	1.4	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.4	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	자중 ②	1.4	1975.680	0.900	1778.112	2667.168	2400.451	-	-	-	-	-
	상부하중 고정하중	1.4	6240.446	1.000	6240.446	8424.602	8424.602	-	-	-	-	-
	상부하중 활 하 중	1.9	2939.206	1.000	2939.206	5437.531	5437.531	-	-	-	-	-
	상부하중 충 격	1.9	370.340	1.000	370.340	685.129	685.129	-	-	-	-	-
	상재토압 흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	4.745	1198.766	404.220	1918.026
	상재토압 벽 체	1.6	57.204	0.000	0.000	91.527	0.000	261.631	1.600	418.610	418.610	669.776
	배면토압 흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
	배면토압 벽 체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		∑V =	12622.24	11506.004	18829.370	17197.462	∑H =	1760.688	4230.701	2817.100	6769.121

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.6	105.000	0.250	26.250	168.000	42.000	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.6	529.935	0.250	132.484	847.896	211.974	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	1.545	390.325	404.220	624.521
	배 면 토 압		1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계			∑V =	832.608	177.900	1332.173	284.641	∑H =	553.439	700.151	885.502	1120.241
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	105.000	0.250	26.250	168.000	42.000	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	529.935	0.250	132.484	847.896	211.974	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	987.840	0.900	889.056	1580.544	1422.490	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	6240.446	1.000	6240.446	9984.714	9984.714	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	2939.206	1.000	2939.206	4702.730	4702.730	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	370.340	1.000	370.340	592.544	592.544	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	3.145	794.546	404.220	1271.273
		벽 체	1.6	28.602	0.000	0.000	45.763	0.000	130.816	0.800	104.653	209.305	167.444
	배면토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
		벽 체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11484.79	10616.948	18375.657	16987.117	∑H =	1076.414	1982.526	1722.262	3172.042
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	105.000	0.250	26.250	168.000	42.000	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	529.935	0.250	132.484	847.896	211.974	-	-	-	-	-
		②	1.6	1975.680	0.900	1778.112	3161.088	2844.979	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	6240.446	1.000	6240.446	9984.714	9984.714	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	2939.206	1.000	2939.206	4702.730	4702.730	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	370.340	1.000	370.340	592.544	592.544	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	4.745	1198.766	404.220	1918.026
		벽 체	1.6	57.204	0.000	0.000	91.527	0.000	261.631	1.600	418.610	418.610	669.776
	배면토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
		벽 체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	12622.24	11506.004	20195.582	18409.607	∑H =	1760.688	4230.701	2817.100	6769.121

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	105.000	0.250	26.250	105.000	26.250	9.702	3.090	29.979	9.702	29.979
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.090	6.567	2.125	6.567
	자 중	①	1.0	529.935	0.250	132.484	529.935	132.484	48.966	1.545	75.652	48.966	75.652
	상 재 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	335.053	1.545	517.657	335.053	517.657
	배 면 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	398.928	1.545	616.344	398.928	616.344
	계			∑V =	711.602	177.900	711.602	177.900	∑H =	794.774	1246.199	794.774	1246.199
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	105.000	0.250	26.250	105.000	26.250	9.702	4.690	45.502	9.702	45.502
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.690	9.967	2.125	9.967
	자 중	①	1.0	529.935	0.250	132.484	529.935	132.484	48.966	3.145	153.998	48.966	153.998
		②,H/2	1.0	987.840	0.900	889.056	987.840	889.056	91.276	0.800	73.021	91.276	73.021
	상부 하중	고정하중	1.0	6240.446	1.000	6240.446	6240.446	6240.446	2306.469	2.000	4612.938	2306.469	4612.938
		활 하 중	1.0	2939.206	1.000	2939.206	2939.206	2939.206	162.950	2.000	325.899	162.950	325.899
		충 격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	335.053	3.145	1053.741	335.053	1053.741
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	173.490	0.800	138.792	173.490	138.792
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	398.928	3.145	1254.629	398.928	1254.629
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	520.088	0.800	416.071	520.088	416.071
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10879.09	10246.608	10879.094	10246.608	∑H =	4049.048	8084.559	4049.048	8084.559
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	105.000	0.250	26.250	105.000	26.250	9.702	6.290	61.026	9.702	61.026
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.290	13.368	2.125	13.368
	자 중	①	1.0	529.935	0.250	132.484	529.935	132.484	48.966	4.745	232.344	48.966	232.344
		②	1.0	1975.680	0.900	1778.112	1975.680	1778.112	182.553	1.600	292.085	182.553	292.085
	상부 하중	고정하중	1.0	6240.446	1.000	6240.446	6240.446	6240.446	2306.469	3.600	8303.288	2306.469	8303.288
		활 하 중	1.0	2939.206	1.000	2939.206	2939.206	2939.206	162.950	3.600	586.618	162.950	586.618
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	335.053	4.745	1589.826	335.053	1589.826
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	346.980	1.600	555.169	346.980	555.169
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	398.928	4.745	1892.914	398.928	1892.914
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1254.095	1.600	2006.552	1254.095	2006.552
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11866.93	11135.664	11866.934	11135.664	∑H =	5047.821	15533.188	5047.821	15533.188

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$\sum M = \sum M_v + \sum M_h \qquad e = \frac{\sum M}{\sum \gamma V} - \frac{B}{2} \qquad M_u = \sum \gamma V \cdot e$$

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	732.630	446.821	694.160	0.697	511.002	1013.474	714.914	1070.972	0.807	817.604
2	732.630	446.821	694.160	0.697	511.002	1013.474	714.914	1070.972	0.807	817.604
3	832.608	553.439	878.051	0.805	669.899	1158.106	885.502	1361.365	0.926	1071.838
4	832.608	553.439	878.051	0.805	669.899	1158.106	885.502	1361.365	0.926	1071.838
5	832.608	553.439	878.051	0.805	669.899	1192.606	885.502	1369.990	0.899	1071.838
6	832.608	553.439	878.051	0.805	669.899	1332.173	885.502	1404.882	0.805	1071.838
7	711.602	794.774	1424.100	1.751	1246.199	711.602	794.774	1424.100	1.751	1246.199
Max.		553.439			669.899		885.502			1246.199

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	8063.191	914.589	8891.284	0.203	1634.412	10935.301	1463.343	12403.995	0.234	2562.224
2	8063.191	989.589	9041.284	0.221	1784.412	10935.301	1568.343	12613.995	0.254	2772.224
3	11484.786	1813.914	14074.475	0.325	3738.167	15732.610	2754.762	19736.358	0.354	5577.009
4	11484.786	1848.345	14143.337	0.331	3807.030	15732.610	2802.966	19832.765	0.361	5673.417
5	11484.786	1076.414	12599.475	0.197	2263.167	17256.405	1722.262	19169.279	0.211	3638.514
6	11484.786	1076.414	12599.475	0.197	2263.167	18375.657	1722.262	20159.159	0.197	3621.068
7	10879.094	4049.048	18331.167	0.785	8539.983	10879.094	4049.048	18331.167	0.785	8539.983
Max.		1848.345			3807.030		4049.048			8539.983

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	9188.573	1543.657	11725.430	0.376	3455.714	12488.952	2469.851	16716.365	0.438	5476.308
2	9188.573	1618.657	11995.430	0.405	3725.714	12488.952	2574.851	17094.365	0.469	5854.308
3	12622.239	2498.188	18391.705	0.557	7031.690	17305.574	3849.600	26185.663	0.613	10610.646
4	12622.239	2532.619	18145.317	0.538	6785.302	16787.098	3897.804	25840.720	0.639	10732.331
5	12622.239	1760.688	15736.705	0.347	4376.690	18829.370	2817.100	23966.583	0.373	7020.150
6	12622.239	1760.688	15736.705	0.347	4376.690	20195.582	2817.100	25178.728	0.347	7002.704
7	11866.934	5047.821	26668.853	1.347	15988.612	11866.934	5047.821	26668.853	1.347	15988.612
Max.		2532.619			7031.690		5047.821			15988.612

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	1246.199	885.502	669.899	
벽체 중앙	8539.983	4049.048	3807.030	
벽체 하단	15988.612	5047.821	7031.690	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	89.014	63.25	47.85	
벽체 중앙	609.999	289.218	271.931	
벽체 하단	1142.044	360.559	502.264	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.09 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	89.014	63.250	47.850

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 2.539]

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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2)$ ---------- (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 = 625.833 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 = 834.44 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

$a = As \times fy / (0.836 \times fck \times b) =$ 25.340 mm

$\Phi Mn = 0.9 \times As \times fy \times (d - a / 2) =$ 221.540 kN · mm

ΦMn > Mu (= 89.014 kN · m) [사용률 = 2.489] ∴ O.K!!

나) 전단검토

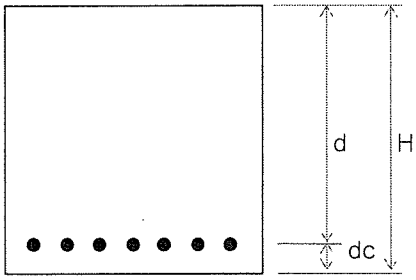
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

x 310.38 > Vu = 63.250 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 =	47.850	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)) = 80.950 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 80.950 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 742.83 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 743 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 500 = 1250.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1250.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

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

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 1.6 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	609.999	289.218	271.931

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 3.093]

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

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

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1001.357 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 = 1335.14 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 (= 609.999 kN · m) [사용률 = 3.062] ∴ O.K!!

나) 전단검토

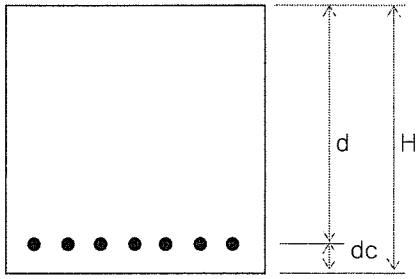
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 289.218 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 =	271.931	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)) = 54.323 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 54.323 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1159.73 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 1160 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

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

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.2 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1142.044	360.559	502.264

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 1.645]

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

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

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- (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 = 1882.434 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 = 2509.91 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 (= 1142.044 kN · m) [사용률 = 1.635] ∴ O.K!!

나) 전단검토

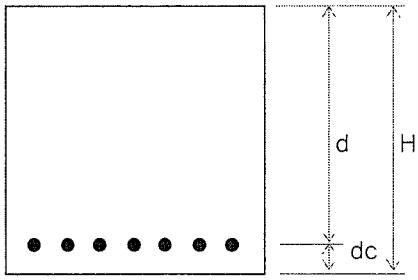
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 360.559 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 =	502.264	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)) = 100.336 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 100.336 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 562.36 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 562 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

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

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/㎡

활하중(ql) = 35.000 kN/㎡

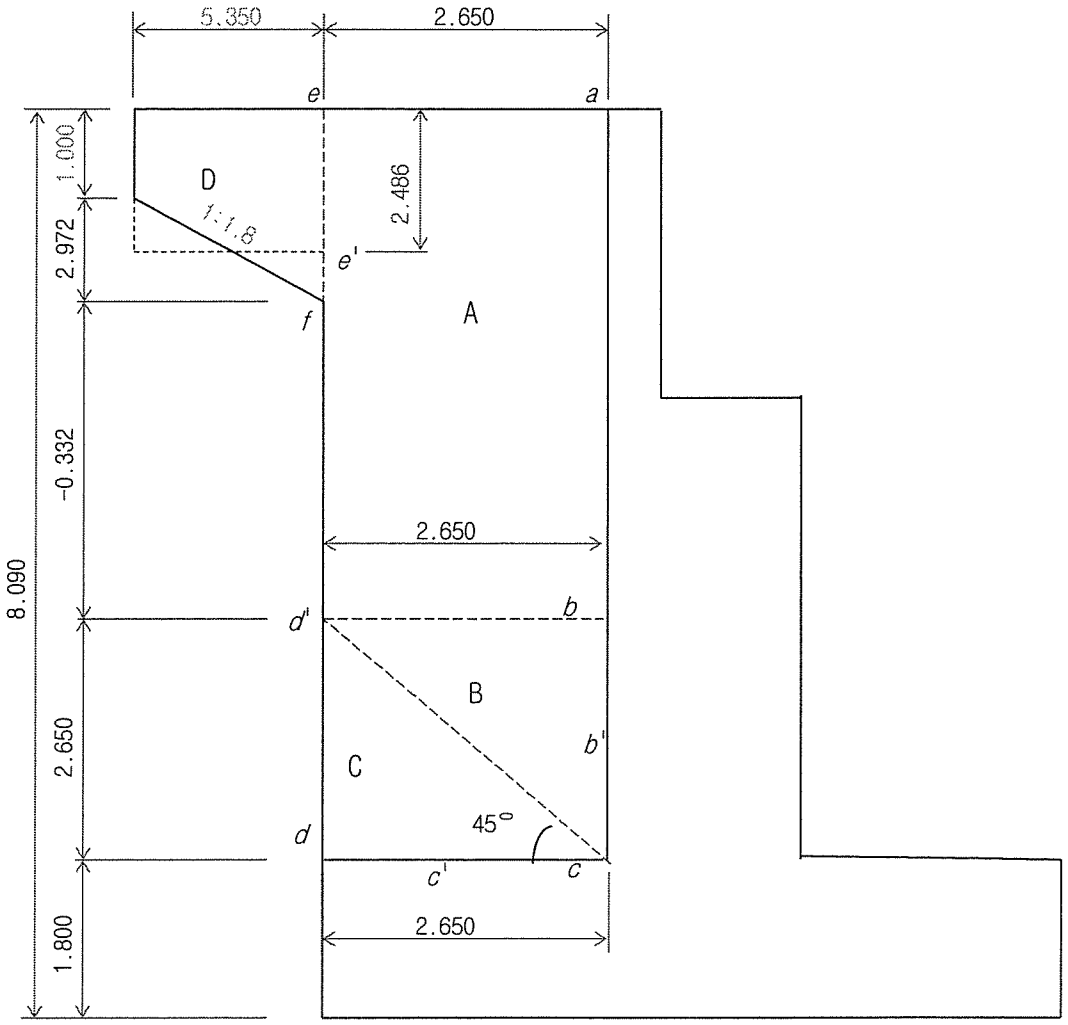
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.398

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/㎡

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm



5.4.3 단면력 계산

ⓐ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

Pe	=	1.0	×	0.398	×	50.000					=	19.909 kN/㎡
Pe'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	2.486	+	Pe	=	39.707 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	×	5.350	=	396.451 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350					=	1060.507 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.398	×	50.000					=	31.855 kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.486	+	Pe	=	63.531 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	×	5.350	=	634.322 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350					=	1696.811 kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=										=	19.909 kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	3.640	+	Pe	=	48.897 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.640	×	2.650	=	331.85 kN
Va_total	=	Va + Vd									=	728.30 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+	Vd	×	2.650 + Md	=	2550.81 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=										=	31.855 kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	3.640	+	Pe	=	78.235 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.640	×	2.650	=	530.96 kN
Va_total	=	Va + Vd									=	1165.29 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+	Vd	×	2.650 + Md	=	4081.29 kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=										=	48.897 kN/㎡
Vb	=	Pb	×	2.65							=	129.577 kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	2.650^{2}					=	171.690 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 78.235 kN/㎡

Vb = Pb × 2.65 = 207.324 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 2.650 ² = 274.704 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 48.897 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.398 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 70.001 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 157.540 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 196.390 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 78.235 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.398 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 112.001 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 252.064 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 314.22 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	682.547	1121.234	274.704	314.224
설계 하중(S)	255.158	320.134	207.324	252.064
사용 하중(M)	426.592	700.771	171.690	196.390

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.972m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	682.547	255.158	426.592

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 1.443]

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

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04347 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 2146.788 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2862.38 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 975.832 kN · mm

ΦMn > Mu (= 682.547 kN · m) [사용률 = 1.430] ∴ O.K!!

나) 전단검토

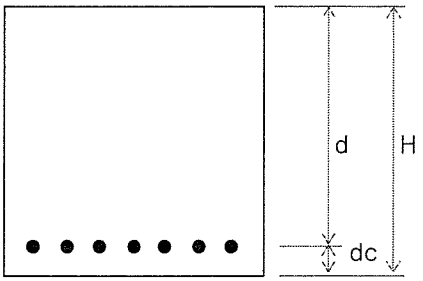
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 255.158 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	426.592	kN· m,	As =	3096.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 177.04 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 163.799 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 163.799 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 258.27 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 258 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 3.640m]

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	1121.234	320.134	700.771

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 1.135]

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 = 3571.776 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 = 4762.37 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 (= 1121.234 kN · m) [사용률 = 1.129] ∴ O.K!!

나) 전단검토

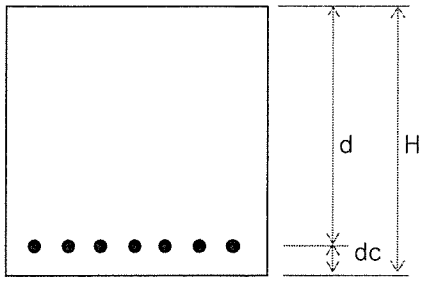
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 320.134 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 =	700.771	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)) = 207.402 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 207.402 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 160.95 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 161 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 6.290m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	274.704	207.324	171.690

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	4	EA	=	1548.400	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.813]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08993 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 854.211 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 = 1138.95 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 274.704 kN · m) [사용률 = 1.801] ∴ O.K!!

나) 전단검토

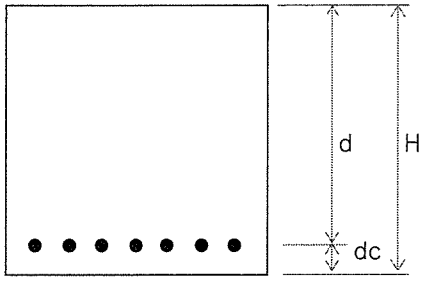
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 207.324 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 =	171.690	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 129.397 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 129.397 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 386.09 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 386 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 6.290m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	314.224	252.064	196.390

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	4	EA	=	1548.400	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.583]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08993 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 978.167 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 = 1304.22 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 314.224 kN · m) [사용률 = 1.575] ∴ O.K!!

나) 전단검토

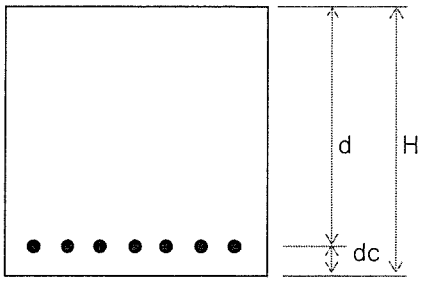
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 252.064 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 =	196.390	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 148.013 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 148.013 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 309.55 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 310 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17933.491		61471.746	2700.024		7850.492

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (61471.746 - 7850.492) / 17933.491 - 6.250 / 2

= -0.135 m

Mo = 17933.491 x 0.1350 = 2420.906 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	8591.893	-	25877.086	-	-	-
	배 면 토	6300.693	-	31030.913	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	8424.602	2.600	21903.965	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	893.025	4.675	4174.892	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3644.329	-	9827.540
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		24210.213		82986.857	4320.039		12560.787

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (82986.857 - 12560.787) / 24210.213 - 6.250 / 2

= -0.216 m

Mo = 24210.213 x 0.2161 = 5230.846 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장대레일종하중		-	-	-	75.000	5.400	405.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17933.491		61471.746	2775.024		8255.492

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (61471.746 - 8255.492) / 17933.491 - 6.250 / 2

= -0.158 m

Mo = 17933.491 x 0.1576 = 2825.906 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	8591.893	-	25877.086	-	-	-
	배 면 토	6300.693	-	31030.913	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	8424.602	2.600	21903.965	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	893.025	4.675	4174.892	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3644.329	-	9827.540
장대레일종하중		-	-	-	105.000	5.400	567.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		24210.213		82986.857	4425.039		13127.787

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (82986.857 - 13127.787) / 24210.213 - 6.250 / 2

= -0.239 m

Mo = 24210.213 x 0.2395 = 5797.846 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	-	-	-
하 중	활 하 중	2939.206	2.600	7641.936	-	-	-
상 재	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
하 중	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재	PD		-	-	422.319	4.045	1708.279
토 압	PL	-	-		308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	5.400	405.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	662.500	5.400	3577.500
합 계		21355.697		71371.706	3745.884		13080.307

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (71371.706 - 13080.307) / 21355.697 - 6.250 / 2
= -0.395 m

Mo = 21355.697 x 0.3955 = 8445.154 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	8591.893	-	25877.086	-	-	-
	배 면 토	6300.693	-	31030.913	-	-	-
상 부	고정하중	8424.602	2.600	21903.965	-	-	-
하 중	활 하 중	4633.364	2.600	12046.747	-	-	-
상 재	고정하중	893.025	4.675	4174.892	-	-	-
하 중	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
토 압	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	3644.329	-	9827.540
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	5.400	567.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	927.500	5.400	5008.500
합 계		29519.777		98194.839	5845.914		20131.991

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (98194.839 - 20131.991) / 29519.777 - 6.250 / 2
= -0.481 m

Mo = 29519.777 x 0.4806 = 14186.456 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	-	-	-
하 중	활 하 중	2939.206	2.600	7641.936	-	-	-
상 재	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
하 중	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재	P_D	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
토 압	P_L	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	771.931	5.400	4168.428
합 계		21355.697		71371.706	3780.315		13266.235

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (71371.706 - 13266.235) / 21355.697 - 6.250 / 2
= -0.404 m
M_o = 21355.697 × 0.404 = 8631.082 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	8591.893	-	25877.086	-	-	-
	배 면 토	6300.693	-	31030.913	-	-	-
상 부	고정하중	8424.602	2.600	21903.965	-	-	-
하 중	활 하 중	4633.364	2.600	12046.747	-	-	-
상 재	고정하중	893.025	4.675	4174.892	-	-	-
하 중	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재	P_D	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
토 압	P_L	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	3644.329	-	9827.540
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1080.704	5.400	5835.800
합 계		29519.777		98194.839	5894.118		20392.291

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (98194.839 - 20392.291) / 29519.777 - 6.250 / 2
= -0.489 m
M_o = 29519.777 × 0.489 = 14446.756 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	-	-	-
	활 하 중	2939.206	2.600	7641.936	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		21355.697		71371.706	3008.384		9097.807

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71371.706 - 9097.807) / 21355.697 - 6.250 / 2

= -0.209 m

Mo = 21355.697 x 0.2090 = 4462.654 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	8591.893	-	25877.086	-	-	-
	배 면 토	6300.693	-	31030.913	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	8424.602	2.600	21903.965	-	-	-
	활 하 중	5437.531	2.600	14137.581	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	893.025	4.675	4174.892	-	-	-
	활 하 중	893.550	4.675	4177.346	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	3644.329	-	9827.540
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		30541.294		101301.784	4813.414		14556.491

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (101301.784 - 14556.491) / 30541.294 - 6.250 / 2

= -0.285 m

Mo = 30541.294 x 0.2847 = 8696.251 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	-	-	-
	활 하 중	2939.206	2.600	7641.936	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장대레일종하중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		21355.697		71371.706	3008.384		9097.807

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71371.706 - 9097.807) / 21355.697 - 6.250 / 2

= -0.209 m

Mo = 21355.697 x 0.2090 = 4462.654 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	10182.984	-	32585.960	-	-	-
	배 면 토	7467.488	-	39075.965	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9984.714	2.600	25960.255	-	-	-
	활 하 중	4702.730	2.600	12227.097	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	1058.400	4.675	4948.020	-	-	-
	활 하 중	772.800	4.675	3612.840	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	3644.329	-	10441.762
장대레일종하중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		34169.115		118410.137	4813.414		15170.712

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (118410.137 - 15170.712) / 34169.115 - 6.250 / 2

= -0.104 m

Mo = 34169.115 x 0.1036 = 3539.060 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	6364.365	-	19168.212	588.067	-	1262.056
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	431.247	-	2132.519
상 부 하 중	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	2306.469	5.400	12454.932
	활 하 중	2939.206	2.600	7641.936	162.950	5.400	879.928
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	61.123	-	494.482
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상 재 토 압	PD	-	-	-	507.011	4.045	2050.860
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2734.480	4.045	11060.971
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		21355.697		71371.706	7174.934		31941.514

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71371.706 - 31941.514) / 21355.697 - 6.250 / 2

= -1.279 m

Mo = 21355.697 x 1.2786 = 27306.361 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6364.365	-	19168.212	588.067	-	1262.056
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	431.247	-	2132.519
상 부 하 중	고정하중	6240.446	2.600	16225.160	2306.469	5.400	12454.932
	활 하 중	2939.206	2.600	7641.936	162.950	5.400	879.928
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	61.123	-	494.482
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상 재 토 압	PD	-	-	-	507.011	4.045	2050.860
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2734.480	4.045	11060.971
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		21355.697		71371.706	7174.934		31941.514

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71371.706 - 31941.514) / 21355.697 - 6.250 / 2

= -1.279 m

Mo = 21355.697 x 1.2786 = 27306.361 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	17933.491	2700.024	2420.906	-0.135	
LOAD CASE2	17933.491	2775.024	2825.906	-0.158	
LOAD CASE3	21355.697	3745.884	8445.154	-0.395	
LOAD CASE4	21355.697	3780.315	8631.082	-0.404	
LOAD CASE5	21355.697	3008.384	4462.654	-0.209	
LOAD CASE6	21355.697	3008.384	4462.654	-0.209	
LOAD CASE7	21355.697	7174.934	27306.361	-1.279	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	24210.213	4320.039	5230.846	-0.216	
LOAD CASE2	24210.213	4425.039	5797.846	-0.239	
LOAD CASE3	29519.777	5845.914	14186.456	-0.481	
LOAD CASE4	29519.777	5894.118	14446.756	-0.489	
LOAD CASE5	30541.294	4813.414	8696.251	-0.285	
LOAD CASE6	34169.115	4813.414	3539.060	-0.104	
LOAD CASE7	21355.697	7174.934	27306.361	-1.279	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	21355.697	3745.884	8631.082	29519.777	5894.118	14446.756
축 력 최대시	21355.697	3745.884	8445.154	34169.115	4813.414	3539.060
지 진 시	21355.697	7174.934	27306.361	21355.697	7174.934	27306.361

6.4. PILE 검토

6.4.1 축력최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

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

° 말뚝 길이(L) = 9.50 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 14.00 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 154070.913 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m

∴ βL = 4.80 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	21355.697	3745.884	8445.154	
극 한 하 중	34169.115	4813.414	3539.060	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

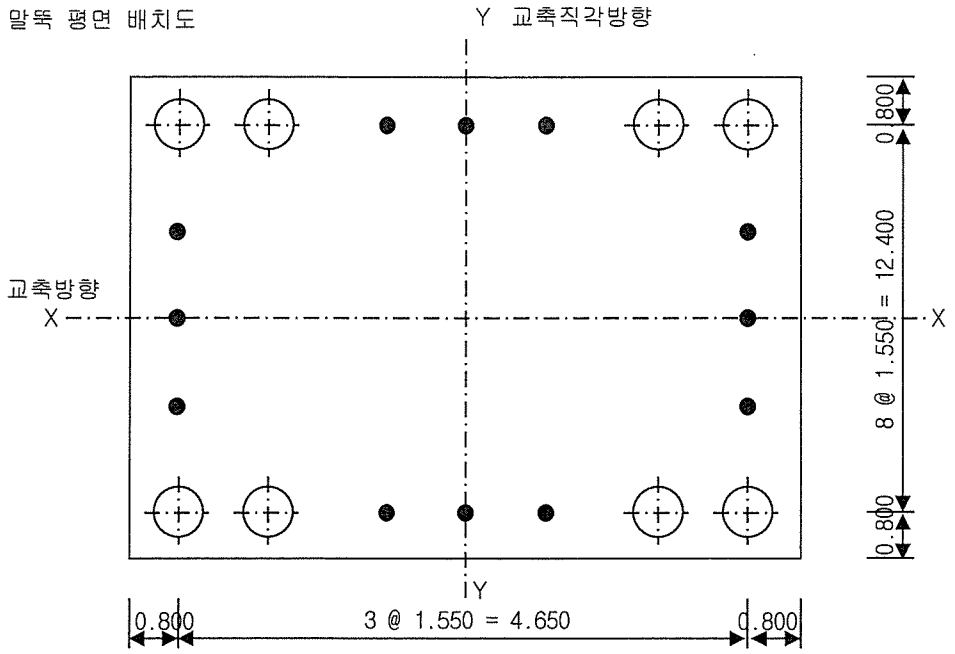
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	154071	0.530

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	154071	0.530

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2298996	0	-2273158	5546553	0	21152215

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3745.884	21355.697	8445.154	0.00226478	0.00385026	0.00064264

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00226	0.00534	823.42	104.05	-62.76
2 열	0.00226	0.00435	669.95	104.05	-62.76
3 열	0.00226	0.00335	516.48	104.05	-62.76
4 열	0.00226	0.00236	363.01	104.05	-62.76
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00226	0.00534	823.42	104.05	62.76

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1149498	0	0	5546553	0	16656992

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3745.884	21355.697	8445.154	0.0032587	0.0038503	0.0005070

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00326	0.00503	774.83	104.05	0.00
2 열	0.00326	0.00424	653.75	104.05	0.00
3 열	0.00326	0.00346	532.68	104.05	0.00
4 열	0.00326	0.00267	411.60	104.05	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00326	0.00503	774.83	104.05	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.663	0.00326	62.76	0.00226

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	104.05	말뚝머리 힌 지	수평력	104.05
	수직력	823.42		수직력	774.83
	모멘트	62.76		모멘트	0.66
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	94.9	15.8	59.3	15.8
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 823.42}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

$= 2.827$ MPa $<$ fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)\,h} = \frac{823.419}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.700\ )\ x\ \ 1.700}$$

$= 0.067$ MPa $<$ τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{104.052}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.709 MPa < fca = 7.500 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{104.052}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.054 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 7253.9 \times 1700.0) / 1000$

= 54388.431 kN ≥ 1106.384 kN - O.K -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4813.414	34169.115	3539.06	0.00253	0.00616	0.00044

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1106.384	133.706
2 열	1001.556	133.706
3 열	896.728	133.706
4 열	791.900	133.706
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1106.384	133.706

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4813.414387	34169.115	3539.060048	0.00419	0.00616	0.00021

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1025.251	133.706
2 열	974.512	133.706
3 열	923.772	133.706
4 열	873.033	133.706
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1025.251	133.706

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1106.384	823.419
2 열	1001.556	669.949
3 열	896.728	516.479
4 열	791.900	363.009
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.4.2 모멘트최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

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

° 말뚝 길이(L) = 9.50 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 14.00 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 154070.913 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m

∴ βL = 4.80 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	21355.697	3745.884	8631.082	
극 한 하 중	29519.777	5894.118	14446.756	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

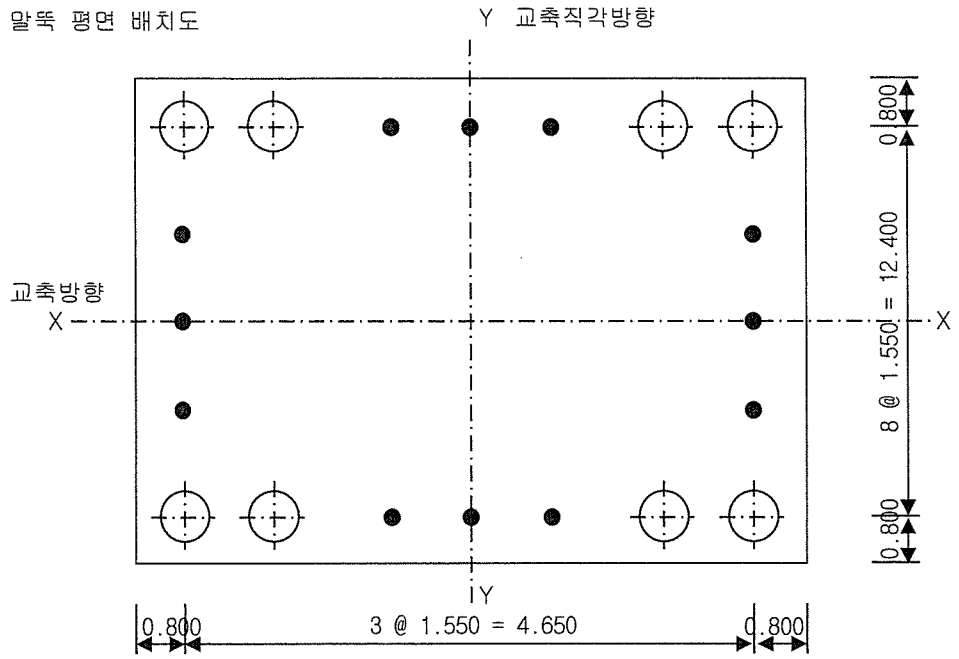
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	154071	0.530

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	154071	0.530

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2298996	0	-2273158	5546553	0	21152215

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3745.884	21355.697	8631.082	0.00227450	0.00385026	0.00065248

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00227	0.00537	826.94	104.05	-62.15
2 열	0.00227	0.00436	671.12	104.05	-62.15
3 열	0.00227	0.00334	515.30	104.05	-62.15
4 열	0.00227	0.00233	359.49	104.05	-62.15
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00227	0.00537	826.94	104.05	62.15

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1149498	0	0	5546553	0	16656992

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3745.884	21355.697	8631.082	0.0032587	0.0038503	0.0005182

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00326	0.00506	778.83	104.05	0.00
2 열	0.00326	0.00425	655.09	104.05	0.00
3 열	0.00326	0.00345	531.34	104.05	0.00
4 열	0.00326	0.00265	407.60	104.05	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00326	0.00506	778.83	104.05	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.663	0.00326	62.15	0.00227

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	104.05	말뚝머리 힌 지	수평력	104.05
	수직력	826.94		수직력	778.83
	모멘트	62.15		모멘트	0.66
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	94.9	15.8	59.6	15.8
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	O.K	O.K	O.K	O.K

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 826.94}{\pi \times 0.609\ ^{\wedge}2}$$

$$= 2.839 \text{ MPa} < fca = 7.500 \text{ MPa} \quad - O.K -$$

$$fca = 0.25 \times fck = 7.50 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi (D + h) h} = \frac{826.942}{\pi (0.609 + 1.700) \times 1.700}$$

$$= 0.067 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} \quad - O.K -$$

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{104.052}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.709 MPa < fca = 7.500 MPa - **O.K** -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{104.052}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.054 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa - **O.K** -

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 7253.9 \times 1700.0) /1000$

= 54388.431 kN ≥ 1204.169 kN - **O.K** -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5894.118	29519.777	14446.76	0.00362	0.00532	0.00107

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1204.169	163.726
2 열	948.052	163.726
3 열	691.935	163.726
4 열	435.819	163.726
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1204.169	163.726

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5894.118067	29519.777	14446.75579	0.00513	0.00532	0.00087

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1130.677	163.726
2 열	923.555	163.726
3 열	716.433	163.726
4 열	509.311	163.726
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1130.677	163.726

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1204.169	826.942
2 열	948.052	671.123
3 열	691.935	515.305
4 열	435.819	359.486
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.4.3 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

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

° 말뚝 길이(L) = 9.50 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 14.00 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.79m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 154070.913 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m

∴ βL = 5.32 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	21355.697	7174.934	27306.361	
극 한 하 중	21355.697	7174.934	27306.361	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

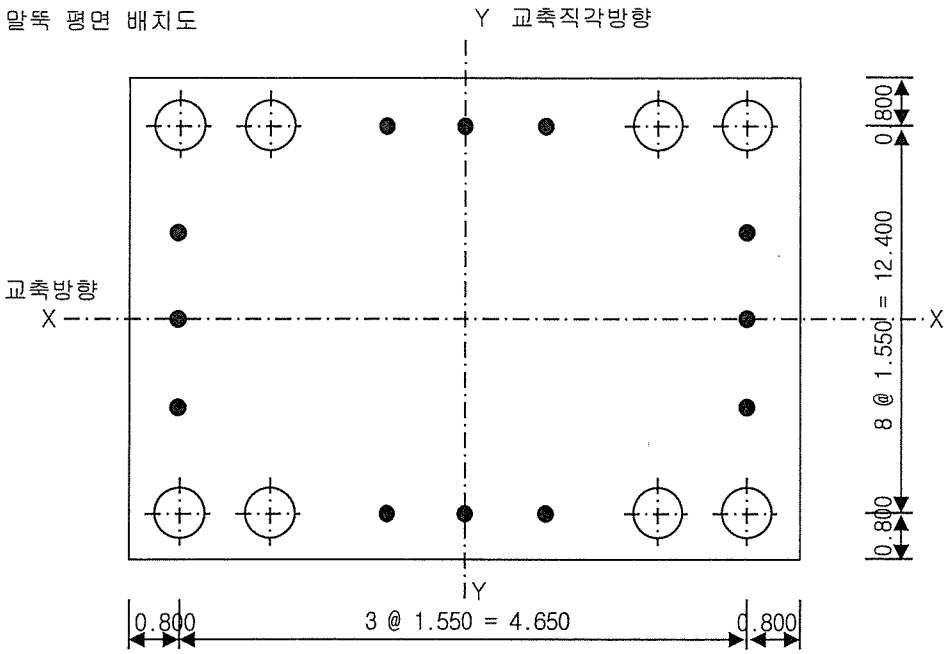
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	154071	0.530

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	43279	0	0	0	154071	0.530

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3116066	0	-2784039	5546553	0	21631774

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7174.934	21355.697	27306.361	0.00387609	0.00385026	0.00176118

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00388	0.00795	1224.10	199.30	-56.38
2 열	0.00388	0.00522	803.51	199.30	-56.38
3 열	0.00388	0.00249	382.92	199.30	-56.38
4 열	0.00388	-0.00024	-37.67	199.30	-56.38
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00388	0.00795	1224.10	199.30	56.38

▷ 축방향 작용 인발력 (37.67 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (185.31 kN) ∴ O.K

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1558033	0	0	5546553	0	16656992

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7174.934	21355.697	27306.361	0.0046051	0.0038503	0.0016393

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00461	0.00766	1180.45	199.30	0.00
2 열	0.00461	0.00512	788.96	199.30	0.00
3 열	0.00461	0.00258	397.47	199.30	0.00
4 열	0.00461	0.00004	5.98	199.30	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00461	0.00766	1180.45	199.30	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-1.148	0.00461	56.38	0.00388

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	199.30	말뚝머리 힌 지	수평력	199.30
	수직력	1224.10		수직력	1180.45
	모멘트	56.38		모멘트	1.15
	β	0.559630		β	0.559630

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	122.1	30.3	90.4	30.3
허용 응력	217.0	124.0	217.0	124.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 1224.10}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

$= 4.202$ MPa $<$ fca = 9.975 MPa **- O.K -**

fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)\,h} = \frac{1224.096}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.700\ )\ x\ 1.700}$$

$= 0.099$ MPa $<$ τ_{a3} = 1.330 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{199.304}{0.609 \times 0.100}$$

= 3.273 MPa < fca = 9.975 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{199.304}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.103 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 7253.9 \times 1700.0) / 1000$

= 54388.431 kN ≥ 1224.096 kN - O.K -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7174.934	21355.697	27306.36	0.00388	0.00385	0.00176

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1224.096	199.304
2 열	803.508	199.304
3 열	382.920	199.304
4 열	-37.669	199.304
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1224.096	199.304

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7174.933943	21355.697	27306.36123	0.00461	0.00385	0.00164

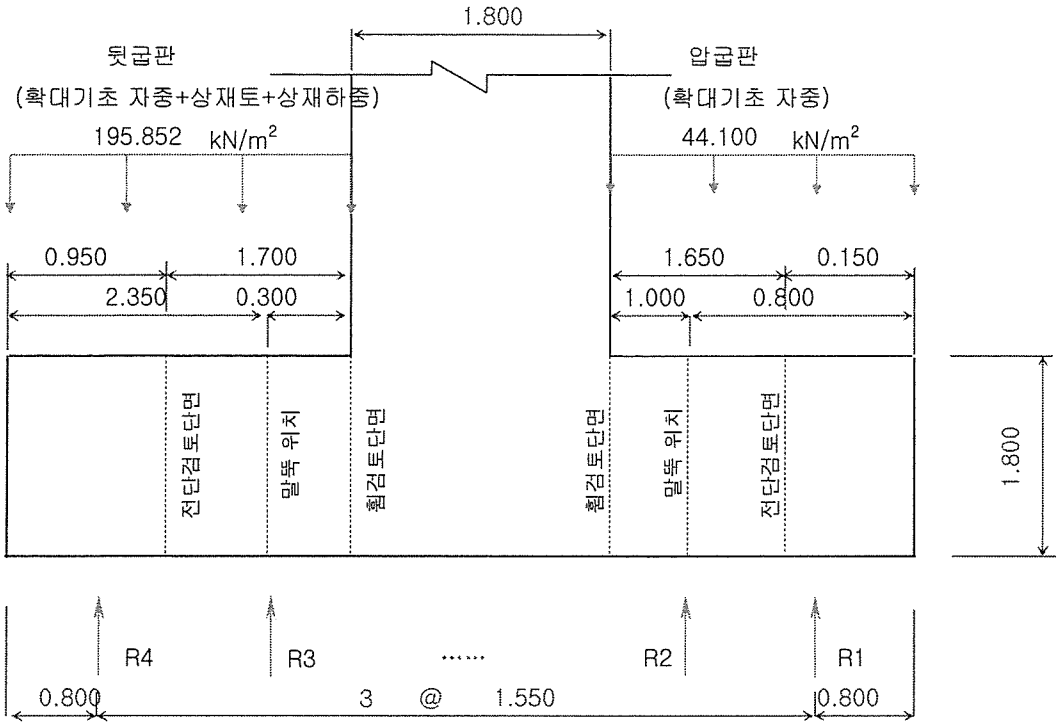
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1180.447	199.304
2 열	788.958	199.304
3 열	397.469	199.304
4 열	5.980	199.304
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1180.447	199.304

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	1224.096	1224.096
2 열	803.508	803.508
3 열	382.920	382.920
4 열	-37.669	-37.669
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1106.384	1204.169	1224.096	1224.096	MAX
2 열	1001.556	948.052	803.508	1001.556	MAX
3 열	896.728	691.935	382.920	896.728	MAX
4 열	791.900	435.819	-37.669	-37.669	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	823.419	826.942		826.942	MAX
2 열	669.949	671.123		671.123	MAX
3 열	516.479	515.305		516.479	MAX
4 열	363.009	359.486		359.486	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⊙ q_d = = 44.100 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$

= 44.10 × 1.80 ² ÷ 2 = 71.442 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, $S_i = q_d \times L$

= 44.10 × 1.80 = 79.380 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 9 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 9\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,224.096	1,001.556	-	786.919	-	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	786.919	- 96.447	690.472

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
786.919	-	-	786.919	-107.163	679.756

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
826.942	671.123	-	531.605	-	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	531.605	- 71.442	460.163

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 195.852 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 195.85 × 2.65 $^2 \div 2$ = 687.687 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 195.85 × 2.65 = 519.01 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 9 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 9\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R4	R3	R2	R4	R3	R2			
-37.669	896.728	-	-24.215	576.468	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\Sigma R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	128.142	-1,040.729	-912.587

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			ΣR_i	기초 및 상재토	계수 전단력
R4	R3	R2			
-24.215	576.468	-	552.253	-785.456	-233.203

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R4	R3	R2	R4	R3	R2	
359.486	516.479	-	231.098	332.022	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\Sigma R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	527.138	-687.687	-160.549

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	912.587	233.203	160.549

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.526]

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 = 1501.557 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 = 2002.08 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 (= 912.587 kN · m) [사용률 = 1.521] ∴ O.K!!

나) 전단검토

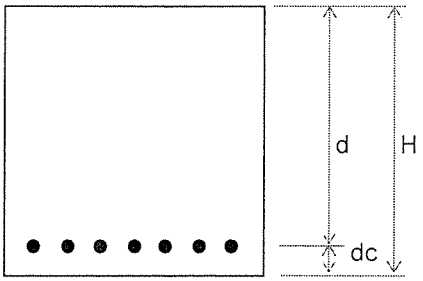
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 233.203 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 =	160.549	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)) = 43.045 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 43.045 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1463.59 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 1464 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!!

2) 앞굽판

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1650.00	150.00	690.472	679.756	460.163

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 = 150	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 250	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.961]

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

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.11210 > 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 = 1168.906 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 66039.92 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5775.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1558.54 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) = 1346.367 kN · mm

ΦMn > Mu (= 690.472 kN · m) [사용률 = 1.950] ∴ O.K!!

나) 전단검토

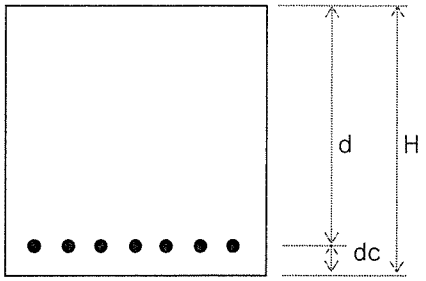
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1650.00 / 1000 = 1280.30 kN

ΦVc= 1280.30 > Vu = 679.756 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1650.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	460.163	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)) = 214.61 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 127.193 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 127.193 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 392.89 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

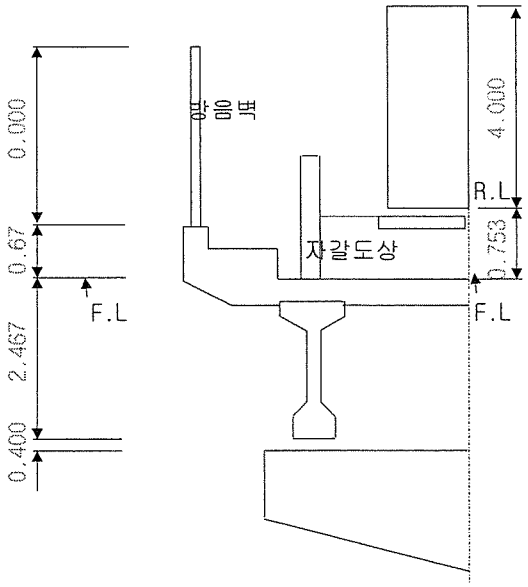
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

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

7. 교량받침부 검토 (고정)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.420 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.620 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 1.969 M

풍하중(열차재하) = 4.010 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 6240.446 kN

R_{d1} = 1094.238 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

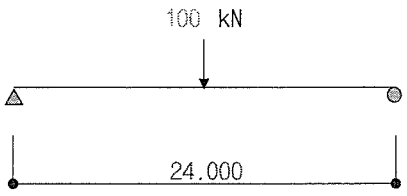
ΣR_L = 3309.546 kN

R_{L1} = 817.446 kN

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



P_{Lf} = 50.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 50.000 × 3.620 = 181.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_{Lf}	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	181.000	86.247	5.550	11.647	↑
G2			3.330	6.988	↑
G3			1.110	2.329	↑
G4			1.110	2.329	↓
G5			3.330	6.988	↓
G6			5.550	11.647	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 50.000 / 6 shoe

= 8.333 kN

P_{Lf} = 11.647 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) 817.446 kN (충격 제외)

P_c = 817.45 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.420 = 0.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	86.247	5.550	0.000	↑
G2			3.330	0.000	↑
G3			1.110	0.000	↑
G4			1.110	0.000	↓
G5			3.330	0.000	↓
G6			5.550	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.
열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

상부구조 W_n = 3.000 × 3.137 × 14.975 = 140.93 kN

M_n = 140.93 × 1.969 = 277.421 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_n	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	277.421	86.247	5.550	17.852	↑
G2			3.330	10.711	↑
G3			1.110	3.570	↑
G4			1.110	3.570	↓
G5			3.330	10.711	↓
G6			5.550	17.852	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.220 × 14.975 = 162.179 kN

M_t = 162.179 × 4.010 = 650.338 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_t	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	650.338	86.247	5.550	41.849	↑
G2			3.330	25.110	↑
G3			1.110	8.370	↑
G4			1.110	8.370	↓
G5			3.330	0.000	↓
G6			5.550	41.849	↓

③ 적용하중

H_w = 162.179 / 6 shoe

= 27.030 kN

P_w = 41.849 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.40

P_E = 1861.888 kN

M_c = 1861.888 × 0.400 = 744.755 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	744.755	86.247	5.550	47.925	↑
G2			3.330	28.755	↑
G3			1.110	9.585	↑
G4			1.110	9.585	↓
G5			3.330	28.755	↓
G6			5.550	47.925	↓

H_E = 310.973 kN

R_E = 47.925 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 6240.446 kN

R_{d1} = 1094.238 kN

나) 활하중

▣ 상시

ΣR_L = 3309.546 kN

R_{L1} = 817.446 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 495.000 / 6 shoe

= 82.500 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 90.000 / 6 shoe

= 15.000 kN

마) 지진하중(내진계산서 참조)

H_E = 1134.739 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	1965.181	35.363	0.80
	지진시	1959.609	310.973	
교축 방향	상시	1911.684	97.500	0.80
	지진시	1911.684	1134.739	

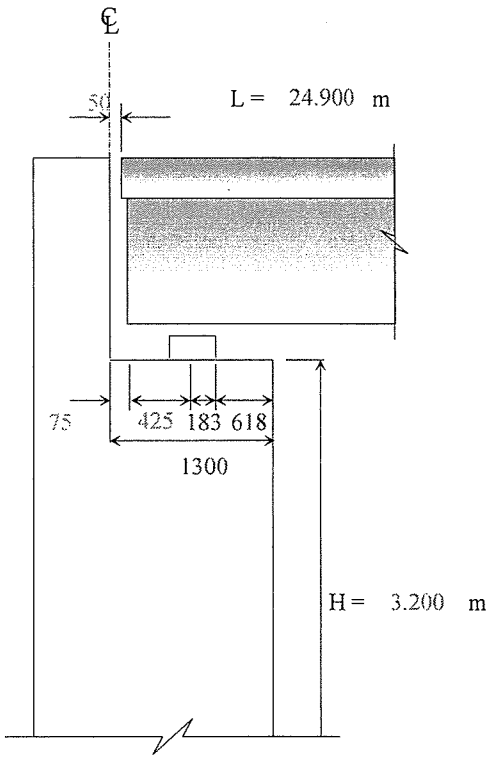
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	1965.181	35.363	1455.689	26.195	1.35
	지진시	1959.609	310.973	1399.721	222.124	1.40
교축 방향	상시	1911.684	97.500	1529.347	78.000	1.25
	지진시	1911.684	1134.739	1365.489	810.528	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 365 × 519 mm
▣ 높 이 : 183 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 618 mm - O.K -

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)
L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)
H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)
교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이.
단경간교의 평균높이는 0으로 한다.
기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이
Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 3.20) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 262.90

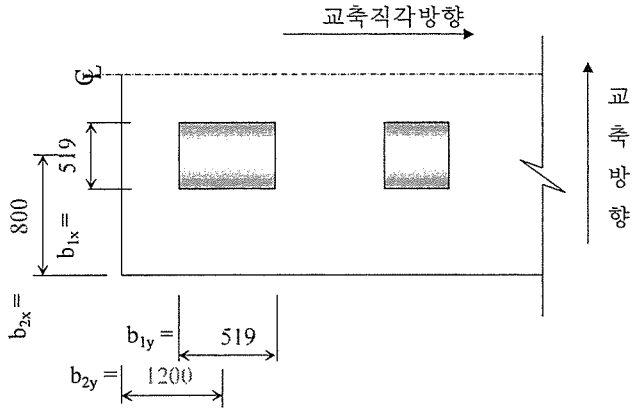
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 425 mm
$S_2 =$ 182.5 / 2 = 91.25 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 324.50 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 425 + 91.25 + 324.50 = 840.75 mm

∴ Max (N, ∑S) = 840.75 mm < 1225.00 - O.K -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 2595.0$ mm

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

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

$= ¼ \times (1 - 519 / 1600) \times 1529347.2 / 180$

$= 1435.1$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 519 / 1600) \times 1365488.6 / 180$

$= 1281.3$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 519 / 2400) \times 1455689.4 / 180$

$= 1584.6$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 519 / 2400) \times 1399720.746 / 180$

$= 1523.7$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

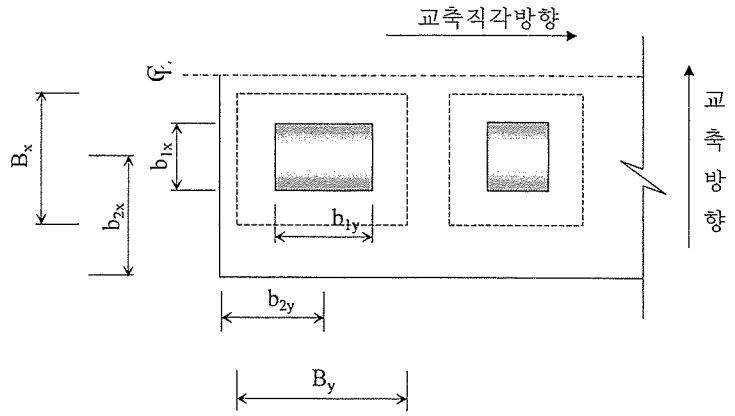
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 78000 / 180 = 433.3$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 810528 / 180 = 4502.9$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 26195 / 180 = 145.5$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 222124 / 180 = 1234.0$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 519 + 1200 = 1719.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2$ = 859.5 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 800 + (519 + 1200) / 2 = 1659.5 mm

▣ 교축방향

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

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1584.600 + 145.527 = 1730.127 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1523.700 + 1234.020 = 2757.720 ㎟

B_y = 1319.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2757.720 ㎟ - O.K -

▣ 교축방향

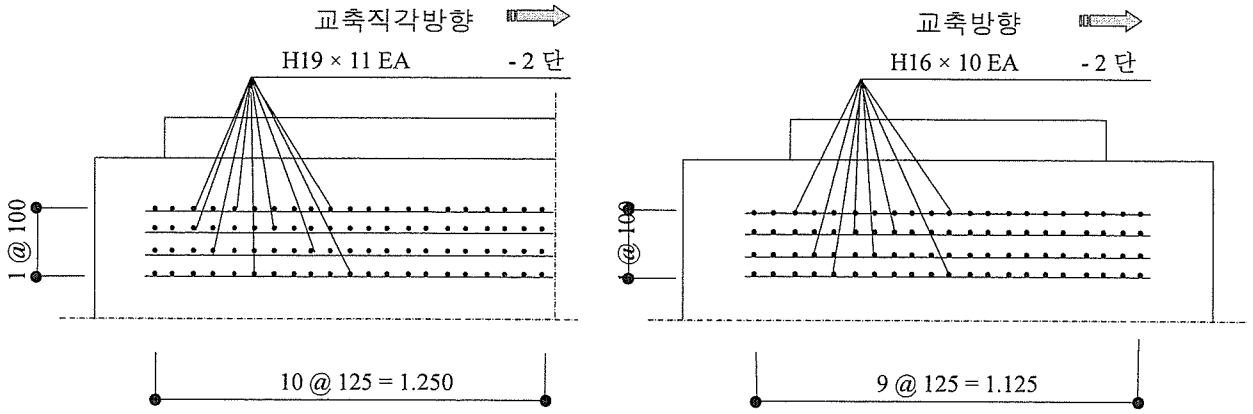
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1435.100 + 433.333 = 1868.433 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1281.300 + 4502.933 = 5784.233 ㎟

B_x = 1659.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 19 - 11 EA × 2 단 = 6303.000 ㎟ > 5784.233 ㎟ - O.K -

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{222123.6}{180} = 1234.02 \text{ ㎟}$$

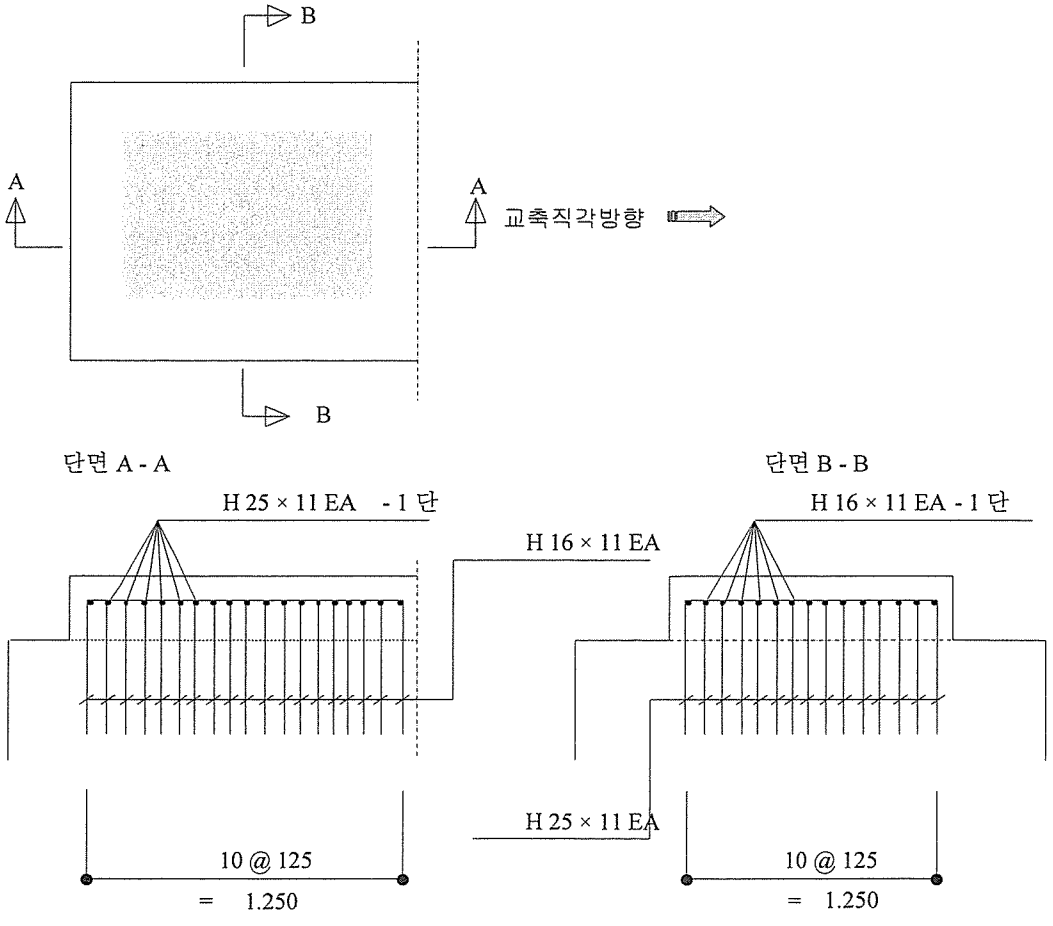
Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1234.020 ㎟ **- O.K -**
(CTC 125)

나) 교축방향

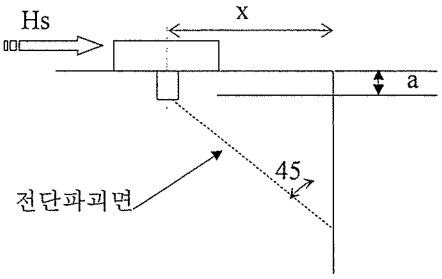
$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{810527.9}{180} = 4502.93 \text{ ㎟}$$

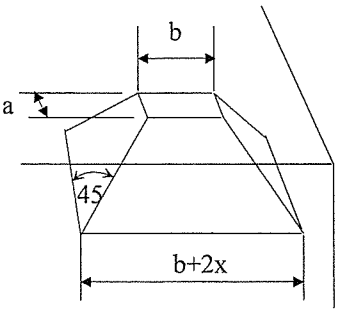
Use A_{sx} = H 25 - 11 EA × 1 ea = 5573.700 ㎟ > 4502.933 ㎟ **- O.K -**
(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{222124}{4953707} = 0.045 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 4953707 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 222124 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 519 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{810528}{2397375} = 0.69 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 2397375 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 810528 N

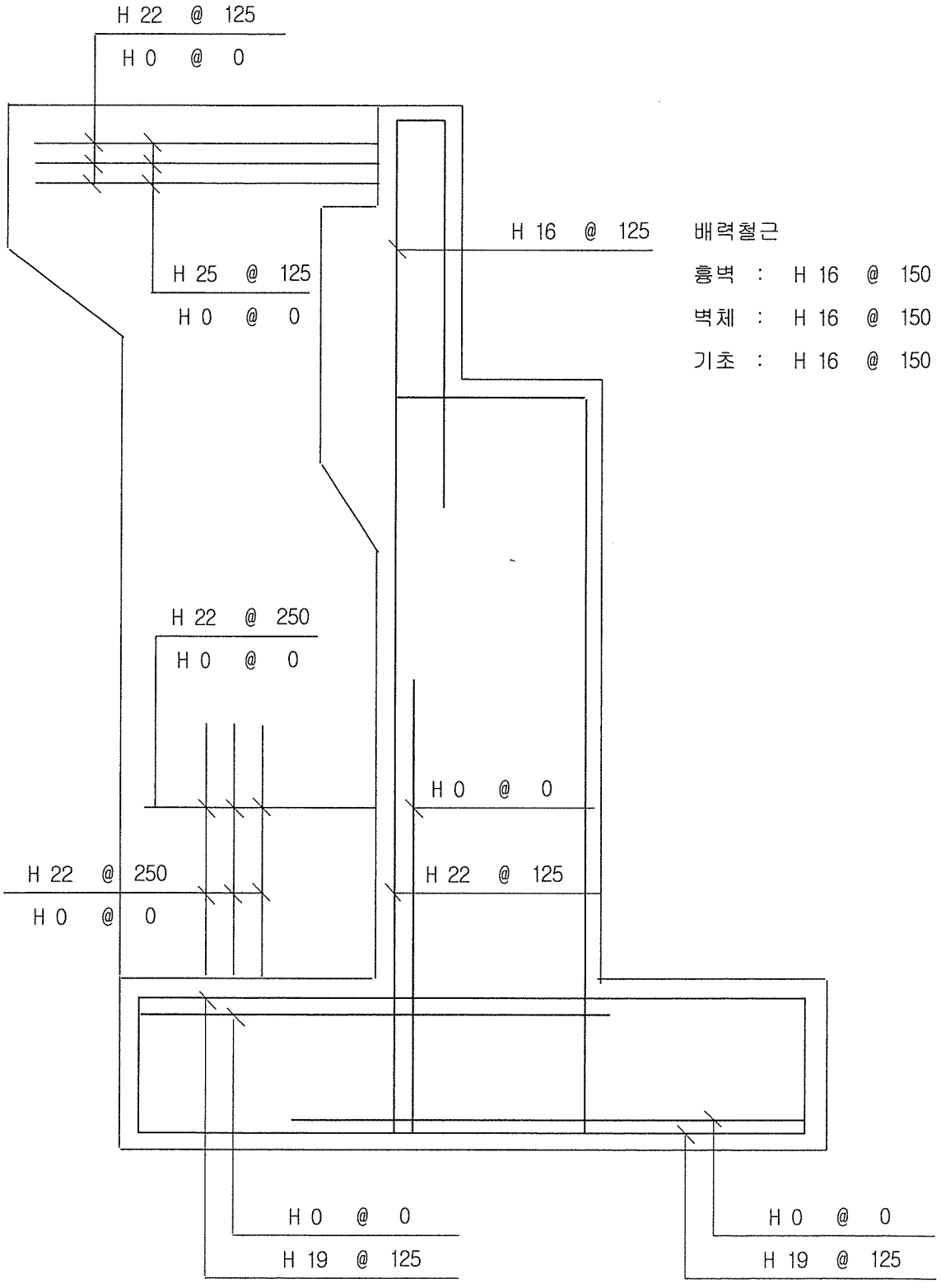
X : 800 mm

a : 0 mm

b : 519 mm

8.주철근 조립도

파전제3교 교대 A1



배력철근

흉벽 : H 16 @ 150

벽체 : H 16 @ 150

기초 : H 16 @ 150

10.2.2 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	1035.389	445.844	502.020	1537.409	0.000	300.748
G2	929.601	791.606	891.348	1820.949	0.000	301.773
G3	919.763	412.116	464.043	1383.806	0.000	302.135
G4	919.763	412.116	464.043	1383.806	0.000	302.135
G5	929.601	791.606	891.348	1820.949	0.000	301.773
G6	1035.389	445.844	502.020	1537.409	0.000	300.748
계	5769.506	3299.131	3714.822	9484.328	0.000	1809.312
Pmax	1820.949				0.000	302.135
적용받침	2250					

1. 설 계 조 건

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

나. 상부 구조형식 : PSC BEAM

1) 교 량 지 간 : 24.000 m

2) 총 길 이 : 25.000 m

3) PSC BEAM 전장 24.900 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 15 , 토사)

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

흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토

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

흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

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

라) 기초저면의 점착력 (C) : 0.0

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (단선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 5769.506 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 복선 : R(1+i) = 3714.822 kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 복선 : RI = 3299.131 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)

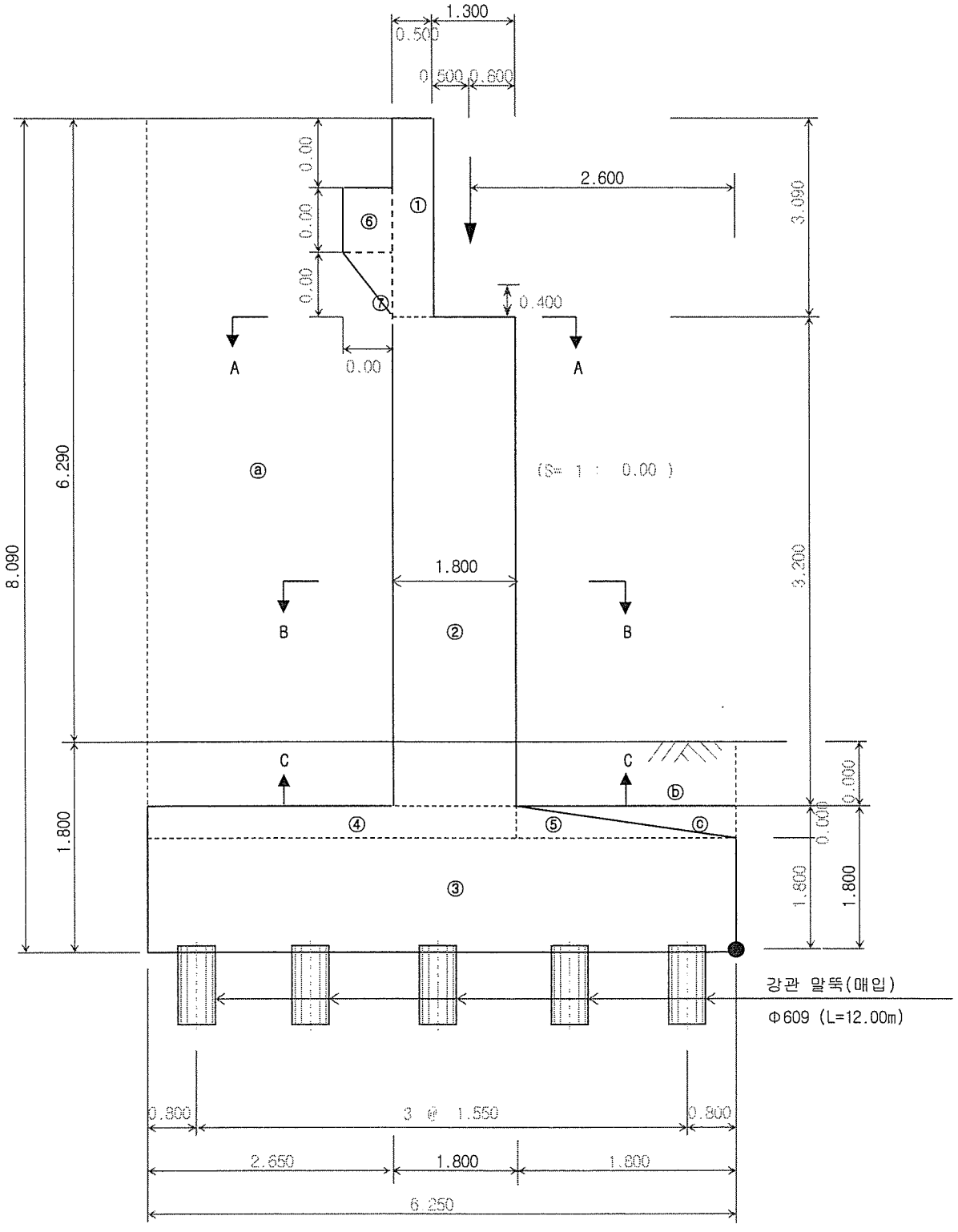
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 14.000 m
◎ 기 초 폭 : L' = 14.000 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.090	×	14.000	=	21.63	㎥
②	1.800	×	3.200	×	14.000	=	80.64	㎥
③	1.800	×	6.250	×	14.000	=	157.50	㎥
④	0.000	×	4.450	×	14.000	=	0.00	㎥
⑤	0.000	×	1.800	×	14.000 / 2	=	0.00	㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	14.000	=	0.00	㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	14.000 / 2	=	0.00	㎥
ⓐ	2.650	×	6.290	×	14.000	=	233.36	㎥
ⓑ	1.800	×	0.000	×	14.000	=	0.00	㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	14.000 / 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	21.63	24.50	529.94	3.35	1775.28	48.97	6.55	320.48
	②	80.64	24.50	1975.68	2.70	5334.34	182.55	3.40	620.68
	③	157.50	24.50	3858.75	3.13	12058.59	356.55	0.90	320.89
	④	0.00	24.50	0.00	4.03	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	8.09	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.09	0.00
	계	259.77		6364.37		19168.21	588.07		1262.06
토사	ⓐ	233.36	20.00	4667.18	4.93	22985.86	431.25	4.95	2132.52
	ⓑ	0.00	20.00	0.00	0.90	0.00	0.00		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	233.36		4667.18		22985.86	431.25		2132.52

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 5769.51 kN
- x = = 2.60 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(1+i)$ = 3714.82 kN
- x = = 2.60 m

다. 부력

- Vw = 6.250 × (222.978 - 231.178) × 14.000 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (6.250 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (2.650 + 0.500) × 14.000 = 661.50 kN
Xc = 6.250 - (2.650 + 0.500) / 2 = 4.68 m
Yc = 1.800 + 3.200 + 3.090 = 8.09 m
MVd = Vd × Xc = 3092.51 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 61.12 kN
MHd = Hd × Yc = 494.48 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 14.000 = 10.95 kN/m²
Vql1 = 10.952 × (2.650 + 0.500) × 14.000 = 483.00 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 2258.03 kN · m

마. 슈에 작용하는 수평하중

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

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

1) 제동하중

T (전체제동하중) = 20.000 × 25.00 = 500.00 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 25.00 = 825.00 kN ≤ 1000.0 kN

3) 가동단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 5769.506 + 3299.131 = 9068.64 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 9,068.637
= 1360.296 > 662.500 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 662.500 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) = 5769.506 = 5769.51 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 5,769.506
= 865.426 > 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) = 5769.506 + 3714.822 = 9484.33 kN

Tm (가동단수평력) = 0.15 × 9,484.328

= 1422.649 > 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 = 10.95 kN/m²

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.249 × 15.000 × 8.090 × 14.000 = 422.32 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.249 × 10.952 × 8.090 × 14.000 = 308.36 kN

y_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

h_1 = 8.090 m (지하수면 이상)

h_2 = 0.000 m (지하수면 이하)

- 지하수면 이상

Pa_2 = 1/2 × Ka × γt × h_1^2 × L

= 0.500 × 0.249 × 20.00 × 65.45 × 14.000 = 2277.71 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.70 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.249 × 20.00 × 8.09 × 0.000 × 14.000 = 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 × 14.000 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.298 × 15.000 × 8.090 × 14.000 = 507.01 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.298 × 10.952 × 8.090 × 14.000 = 370.20 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

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

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 65.45 × 14.000

= 2734.48 kN

ye_2 = H / 2 = 4.05 m

사. 온도하중

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

ⓐ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

T_{s1} = 1035.389 × 0.150 = 155.308 kN

T_{s2} = 929.601 × 0.150 = 139.440 kN

T_{s3} = 919.763 × 0.150 = 137.964 kN

T_{s4} = 919.763 × 0.150 = 137.964 kN

T_{s5} = 929.601 × 0.150 = 139.440 kN

T_{s6} = 1035.389 × 0.150 = 155.308 kN

▶ $\sum T_u$ (단선재하시) = 710.118 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교대	①	0.000	300.748
	②	0.000	301.773
	③	0.000	302.135
	④	0.000	302.135
	⑤	0.000	301.773
	⑥	0.000	300.748
	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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	-	3092.513	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17462.551		60247.302	2700.024		7850.492

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (60247.302 - 7850.492) / 17462.551 - 6.250 / 2

= -0.124 m

Mo = 17462.551 x 0.1245 = 2173.662 kN · m

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

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	441.000	-	2061.675	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	281.546	4.045	1138.853
토 압		-	-	-	2277.706		6142.213
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11472.545		44215.749	2559.251		7281.066

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (44215.749 - 7281.066) / 11472.545 - 6.250 / 2

= 0.094 m

Mo = 11472.545 x 0.0944 = 1082.980 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	-	-	-
	활 하 중	3299.131	2.600	8577.742	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	-	3092.513	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		21244.682		71083.068	3008.384		9097.807

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71083.068 - 9097.807) / 21244.682 - 6.250 / 2

= -0.207 m

Mo = 21244.682 x 0.2073 = 4404.371 kN · m

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

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상부하중	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	-	-	-
	활 하 중	3299.131	2.600	8577.742	-	-	-
상재하중	고정하중	661.500	-	3092.513	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
시동 또는 제동 하중		-	-	-	662.500	5.400	3577.500
합 계		21244.682		71083.068	3670.884		12675.307

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71083.068 - 12675.307) / 21244.682 - 6.250 / 2

= -0.376 m

Mo = 21244.682 x 0.3757 = 7981.871 kN · m

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

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상부하중	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	-	-	-
	활 하 중	3299.131	2.600	8577.742	-	-	-
상재하중	고정하중	661.500	-	3092.513	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.400	-
온 도		-	-	-	710.118	5.400	3834.635
합 계		21244.682		71083.068	3718.502		12932.442

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (71083.068 - 12932.442) / 21244.682 - 6.250 / 2

= -0.388 m

M_o = 21244.682 × 0.388 = 8239.006 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	6364.365	-	19168.212	588.067	-	1262.056
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	431.247	-	2132.519
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	1649.566	2.600	4288.871	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	661.500	-	3092.513	61.123	8.090	494.482
	활 하 중	241.500	-	2258.025	6.694	8.090	54.158
상 재 토 압	PD	-	-	-	507.011	4.045	2050.860
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2734.480	4.045	11060.971
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		19353.617		66794.197	4698.821		18552.497

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (66794.197 - 18552.497) / 19353.617 - 6.250 / 2

= -0.632 m

Mo = 19353.617 x 0.6324 = 12238.352 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	17462.551	2700.024	2173.662	-0.124	
LOAD CASE 2	11472.545	2559.251	1082.980	0.094	
LOAD CASE 3	21244.682	3008.384	4404.371	-0.207	
LOAD CASE 4	21244.682	3670.884	7981.871	-0.376	축력 최대
LOAD CASE 5	21244.682	3718.502	8239.006	-0.388	모멘트 최대
LOAD CASE 6	19353.617	4698.821	12238.352	-0.632	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	21244.682	3670.884	7981.871	-0.376	
2	모멘트 최대시	21244.682	3718.502	8239.006	-0.376	
3	지 진 시	19353.617	4698.821	12238.352	-0.632	

4.3. 말뚝안정검토

4.3.1 상시

가. 설계 조건 (내부굴착강관말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

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

° 말뚝 길이(L) = 12.00 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 14.00 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

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

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) Va = 1228.70 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) Ha = 173.10 kN

c) 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 130487.889 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50485 1/m

∴ βL = 6.06 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 53686.446 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.178 1/m

∴ βλ = 0.47 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
축 력 최대시	21244.682	3670.884	7981.871	
모멘트 최대시	21244.682	3718.502	8239.006	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

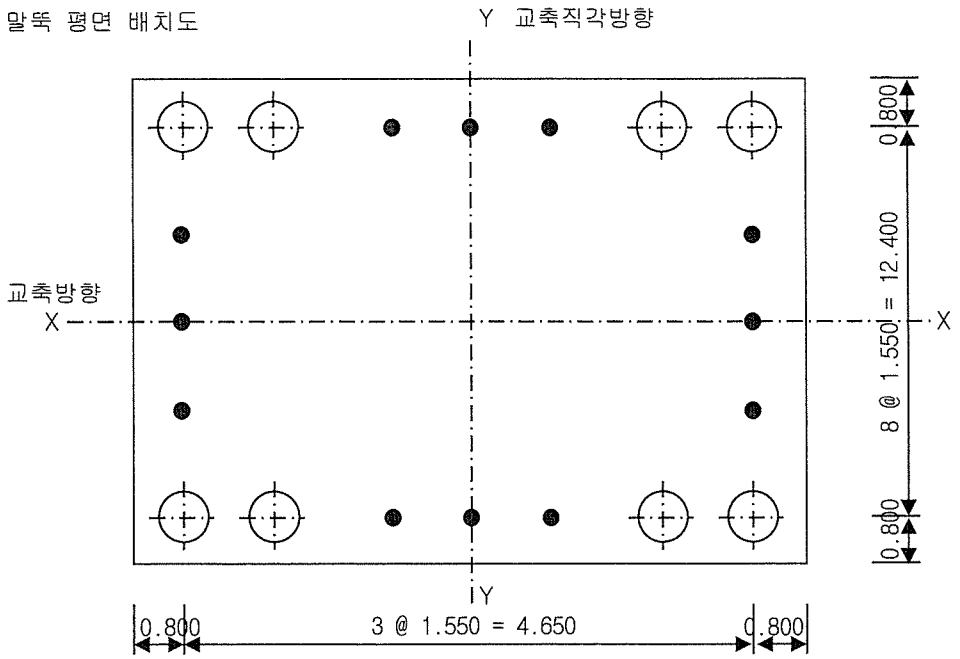
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	130488	0.567

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31773	0	0	0	130488	0.567

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2287661	0	-2265681	4697564	0	18595195

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3670.884	21244.682	7981.871	0.00230831	0.00452249	0.00071049

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00231	0.00617	805.68	101.97	-56.70
2 열	0.00231	0.00507	661.98	101.97	-56.70
3 열	0.00231	0.00397	518.28	101.97	-56.70
4 열	0.00231	0.00287	374.58	101.97	-56.70
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00231	0.00617	805.68	101.97	56.70

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1143831	0	0	4697564	0	14107372

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3670.884	21244.682	7981.871	0.0032093	0.0045225	0.0005658

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00321	0.00584	761.78	101.97	0.00
2 열	0.00321	0.00496	647.35	101.97	0.00
3 열	0.00321	0.00408	532.91	101.97	0.00
4 열	0.00321	0.00321	418.48	101.97	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00321	0.00584	761.78	101.97	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.651	0.00321	56.70	0.00231

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 3.209 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	101.97	말뚝머리 힌 지	수평력	101.97
	수직력	805.68		수직력	761.78
	모멘트	56.70		모멘트	0.65
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	805.68 kN	1228.70 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	101.97 kN	173.10 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2287661	0	-2265681	4697564	0	18595195

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3718.502	21244.682	8239.006	0.00234756	0.00452249	0.00072910

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00235	0.00622	811.33	103.29	-56.85
2 열	0.00235	0.00509	663.86	103.29	-56.85
3 열	0.00235	0.00396	516.40	103.29	-56.85
4 열	0.00235	0.00287	374.58	103.29	-56.85
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00235	0.00622	811.33	103.29	56.85

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1143831	0	0	4697564	0	14107372

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3718.502	21244.682	8239.006	0.0032509	0.0045225	0.0005840

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00325	0.00588	767.31	103.29	0.00
2 열	0.00325	0.00498	649.19	103.29	0.00
3 열	0.00325	0.00407	531.07	103.29	0.00
4 열	0.00325	0.00316	412.95	103.29	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00325	0.00588	767.31	103.29	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.660	0.00325	56.85	0.00235

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 3.251 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	103.29	말뚝머리 힌 지	수평력	103.29
	수직력	811.33		수직력	767.31
	모멘트	56.85		모멘트	0.66
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	811.33 kN	1228.70 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	103.29 kN	173.10 kN	O.K

4.3.2 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

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

° 말뚝 길이(L) = 12.00 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 14.00 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.79m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟

- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm^4 , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (지진시) 1841.00 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) Ha = 259.60 kN

c) 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 130487.889 kN/m

- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m

∴ βL = 6.72 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m

- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 53686.446 kN/m

- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.178 1/m

∴ βλ = 0.47 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
지 진 시	19353.617	4698.821	12238.352	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

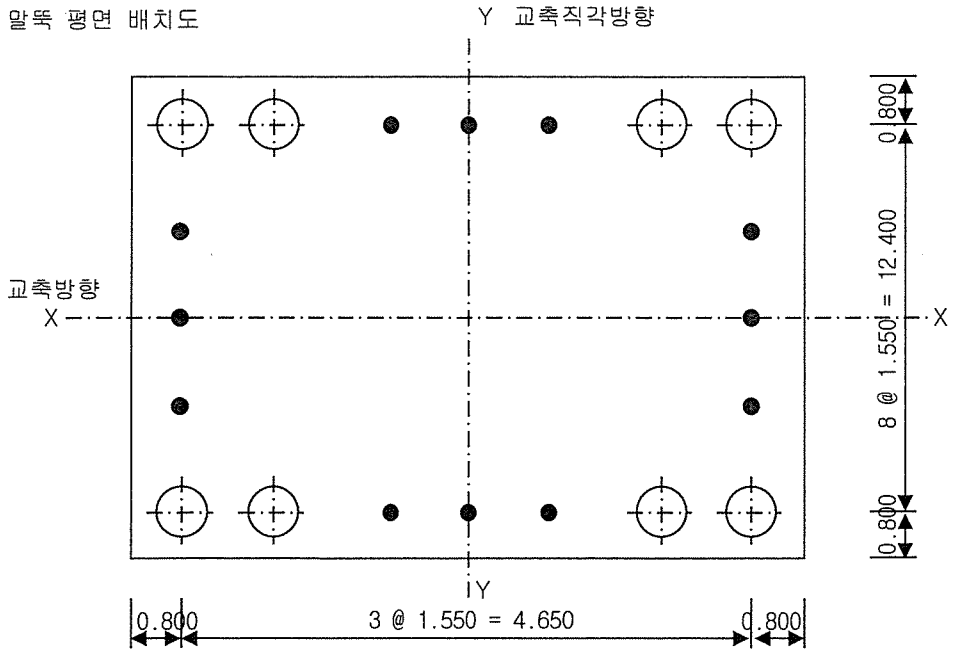
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	130488	0.567

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	43279	0	0	0	130488	0.567

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3116066	0	-2784039	4697564	0	19082154

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	4698.821	19353.617	12238.352	0.00239286	0.00411993	0.00099046

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00239	0.00642	838.09	130.52	-48.18
2 열	0.00239	0.00489	637.76	130.52	-48.18
3 열	0.00239	0.00335	437.44	130.52	-48.18
4 열	0.00239	0.00182	237.11	130.52	-48.18
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00239	0.00642	838.09	130.52	48.18

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1558033	0	0	4697564	0	14107372

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	4698.821	19353.617	12238.352	0.0030159	0.0041199	0.0008675

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00302	0.00614	800.79	130.52	0.00
2 열	0.00302	0.00479	625.33	130.52	0.00
3 열	0.00302	0.00345	449.87	130.52	0.00
4 열	0.00302	0.00210	274.41	130.52	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00302	0.00614	800.79	130.52	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-0.752	0.00302	48.18	0.00239

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 3.016 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	130.52	말뚝머리 힌 지	수평력	130.52
	수직력	838.09		수직력	800.79
	모멘트	48.18		모멘트	0.75
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	838.09 kN	1841.00 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	130.52 kN	259.60 kN	O.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압

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

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

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

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

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

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

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (흉벽)	①	21.630	24.5	529.935	0.250	132.484	48.966	1.545	75.652
	계	21.630	24.5	529.935	-	132.484	48.966	-	75.652
B-B (벽체)	①	21.630	24.5	529.935	0.250	132.484	48.966	3.145	153.998
	②	40.320	24.5	987.840	0.900	889.056	91.276	0.800	73.021
	계	61.950	24.5	1517.775	-	1021.540	140.242	-	227.019
C-C (벽체)	①	21.630	24.5	529.935	0.250	132.484	48.966	4.745	232.344
	②	80.640	24.5	1975.680	0.900	1778.112	182.553	1.600	292.085
	계	102.270	24.5	2505.615	-	1910.596	231.519	-	524.428

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 14.000 = 105.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 10.952 × 0.500 × 14.000 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 14.000 = 105.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 10.952 × 0.500 × 14.000 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 14.000 = 105.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 10.952 × 0.500 × 14.000 = 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	×	3.09	×	14.000	=	149.470 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	149.470	×	cos δ					=	146.020 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	149.470	×	sin δ					=	31.927 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	10.952	×	3.09	×	14.000	=	109.136 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	109.14	×	cos δ					=	106.618 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	109.14	×	sin δ					=	23.311 kN
작 용 점 :	y	=	3.09	/	2					=	1.545 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	1.600	×	14.000	=	77.395 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	77.395	×	cos (δ+θ)					=	75.609 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	77.395	×	sin (δ+θ)					=	16.532 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	10.952	×	1.600	×	14.000	=	56.511 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	56.511	×	cos (δ+θ)					=	55.207 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	56.511	×	sin (δ+θ)					=	12.071 kN
작 용 점 :	y	=	1.6	/	2					=	0.800 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	3.200	×	14.000	=	154.790 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	154.790	×	cos (δ+θ)					=	151.218 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	154.790	×	sin (δ+θ)					=	33.063 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	10.952	×	3.200	×	14.000	=	113.022 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	113.02	×	cos (δ+θ)					=	110.413 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	113.02	×	sin (δ+θ)					=	24.141 kN
작 용 점 :	y	=	3.2	/	2					=	1.600 m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.230	×	20.0	×	3.09 ^2	×	14.000 = 307.907 kN
수평 분력 :	Ph	=	307.907	×	cos δ					=	300.801 kN
수직 분력 :	Pv	=	307.907	×	sin δ					=	65.769 kN
작 용 점 :	y	=	3.09	/	3					=	1.030 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.09			=	14.235 kN
	P2	=	14.235	+	0.230	×	20.0	×	1.600	=	21.606 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	14.235	+	21.606)	×	1.600	×	14.000 =	401.423 kN
수평 분력 :	Ph	=	401.423	×	cos (δ+θ)					=	392.159 kN
수직 분력 :	Pv	=	401.423	×	sin (δ+θ)					=	85.744 kN
작 용 점 :	y	=	1.600	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)					=	0.745 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.09				=	14.235	kN
	P2	=	14.235	+	0.230	×	20.0	×	3.200		=	28.977	kN
토 압 력 :	P	=	1/2	×	(14.235	+	28.977)	×	3.200	× 14.000	=	967.956	kN
수평 분력 :	Ph	=	967.956	×	cos (δ+θ)						=	945.617	kN
수직 분력 :	Pv	=	967.956	×	sin (δ+θ)						=	206.754	kN
작 용 점 :	y	=	3.200	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	1.418	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	×	3.09	×	14.000		=	193.654	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	193.654	×	cos δ						=	193.654	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	193.654	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	10.952	×	3.09	×	14.000		=	141.398	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	141.398	×	cos δ						=	141.398	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	141.398	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.090	/	2						=	1.545	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	1.600	×	14.000		=	100.274	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	100.274	×	cos (δ+β)						=	100.274	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	100.274	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	10.952	×	1.6	×	14.000		=	73.216	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	73.216	×	cos (δ+β)						=	73.216	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	73.216	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.600	/	2						=	0.800	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	3.200	×	14.000		=	200.548	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	200.548	×	cos (δ+β)						=	200.548	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	200.548	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	10.952	×	3.2	×	14.000		=	146.432	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	146.43	×	cos (δ+β)						=	146.432	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	146.43	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.200	/	2						=	1.600	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.298	×	20.0	×	3.09 ^2	× 14.000	=	398.928	kN
수평 분력 :	Ph	=	398.928	×	cos δ						=	398.928	kN
수직 분력 :	Pv	=	398.928	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.09	/	2						=	1.545	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.09			=	18.443	kN
	P2	=	18.443	+	0.298	×	20.0	×	1.600	=	27.993	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.443	+	27.993	)	×	1.600	×	14.000	= 520.088 kN
수평 분력 :	Ph	=	520.088	×	cos (δ+β)					=	520.088	kN
수직 분력 :	Pv	=	520.088	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.600	/	2					=	0.800	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.09			=	18.443	kN
	P2	=	18.443	+	0.298	×	20.0	×	3.200	=	37.543	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.443	+	37.543	)	×	3.200	×	14.000	= 1254.095 kN
수평 분력 :	Ph	=	1254.095	×	cos (δ+β)					=	1254.095	kN
수직 분력 :	Pv	=	1254.095	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.200	/	2					=	1.600	m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	1.545	225.601	233.632	360.961
	배 면 토 압		1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계			∑V =	732.630	158.734	1013.474	214.291	∑H =	446.821	535.426	714.914	856.682
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	987.840	0.900	889.056	1333.584	1200.226	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5769.506	1.000	5769.506	7788.833	7788.833	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	3.145	459.233	233.632	734.773
		벽 체	1.6	16.532	0.000	0.000	26.450	0.000	75.609	0.800	60.487	120.974	96.780
	배면 토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
		벽 체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	7592.251	6817.296	10299.532	9203.349	∑H =	914.589	1603.048	1463.343	2564.877
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②	1.35	1975.680	0.900	1778.112	2667.168	2400.451	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5769.506	1.000	5769.506	7788.833	7788.833	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	4.745	692.865	233.632	1108.584
		벽 체	1.6	33.063	0.000	0.000	52.901	0.000	151.218	1.600	241.949	241.949	387.118
	배면 토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
		벽 체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	8717.63	7706.352	11853.183	10403.575	∑H =	1543.657	3548.138	2469.851	5677.021

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	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	1.545	225.601	233.632	360.961
	배 면 토 압		1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계			∑V =	732.630	158.734	1013.474	214.291	∑H =	446.821	535.426	714.914	856.682
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	987.840	0.900	889.056	1333.584	1200.226	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5769.506	1.000	5769.506	7788.833	7788.833	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	3.145	459.233	233.632	734.773
		벽 체	1.6	16.532	0.000	0.000	26.450	0.000	75.609	0.800	60.487	120.974	96.780
	배면토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
		벽 체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.000	150.000	105.000	210.000
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	7592.251	6817.296	10299.532	9203.349	∑H =	989.589	1753.048	1568.343	2774.877
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②	1.35	1975.680	0.900	1778.112	2667.168	2400.451	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5769.506	1.000	5769.506	7788.833	7788.833	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	31.927	0.000	0.000	51.082	0.000	146.020	4.745	692.865	233.632	1108.584
		벽 체	1.6	33.063	0.000	0.000	52.901	0.000	151.218	1.600	241.949	241.949	387.118
	배면토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
		벽 체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.600	270.000	105.000	378.000
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	8717.63	7706.352	11853.183	10403.575	∑H =	1618.657	3818.138	2574.851	6055.021

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	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중 ①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	1.545	390.325	404.220	624.521
	배 면 토 압	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계		∑V =	832.608	177.900	1158.106	241.124	∑H =	553.439	700.151	885.502	1120.241
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중	1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중 ①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	자 중 ②,H/2	1.35	987.840	0.900	889.056	1333.584	1200.226	-	-	-	-	-
	상부하중 고정하중	1.35	5769.506	1.000	5769.506	7788.833	7788.833	-	-	-	-	-
	상부하중 활 하 중	1.4	3299.131	1.000	3299.131	4618.784	4618.784	-	-	-	-	-
	상부하중 충 격	1.4	415.691	1.000	415.691	581.967	581.967	-	-	-	-	-
	상재토압 흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	3.145	794.546	404.220	1271.273
	상재토압 벽 체	1.6	28.602	0.000	0.000	45.763	0.000	130.816	0.800	104.653	209.305	167.444
	배면토압 흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
	배면토압 벽 체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중	1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.000	150.000	105.000	210.000
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	662.500	2.000	1325.000	927.500	1855.000
	계		∑V =	11419.12	10551.284	15664.227	14430.933	∑H =	1813.914	3457.526	2754.762	5237.042
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중	1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중 ①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	자 중 ②	1.35	1975.680	0.900	1778.112	2667.168	2400.451	-	-	-	-	-
	상부하중 고정하중	1.35	5769.506	1.000	5769.506	7788.833	7788.833	-	-	-	-	-
	상부하중 활 하 중	1.4	3299.131	1.000	3299.131	4618.784	4618.784	-	-	-	-	-
	상부하중 충 격	1.4	415.691	1.000	415.691	581.967	581.967	-	-	-	-	-
	상재토압 흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	4.745	1198.766	404.220	1918.026
	상재토압 벽 체	1.6	57.204	0.000	0.000	91.527	0.000	261.631	1.600	418.610	418.610	669.776
	배면토압 흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
	배면토압 벽 체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중	1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.600	270.000	105.000	378.000
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	662.500	3.600	2385.000	927.500	3339.000
	계		∑V =	12556.57	11440.340	17237.192	15631.159	∑H =	2498.188	6885.701	3849.600	10486.121

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	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	1.545	390.325	404.220	624.521
	배 면 토 압		1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계			∑V =	832.608	177.900	1158.106	241.124	∑H =	553.439	700.151	885.502	1120.241
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	987.840	0.900	889.056	1333.584	1200.226	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5769.506	1.000	5769.506	7788.833	7788.833	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3299.131	1.000	3299.131	4618.784	4618.784	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	415.691	1.000	415.691	581.967	581.967	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	3.145	794.546	404.220	1271.273
		벽 체	1.6	28.602	0.000	0.000	45.763	0.000	130.816	0.800	104.653	209.305	167.444
	배면토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
		벽 체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	710.118	2.000	1420.235	994.165	1988.329
	계			∑V =	11419.12	10551.284	15664.227	14430.933	∑H =	1786.531	3402.761	2716.426	5160.371
벽체 중앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②	1.35	1975.680	0.900	1778.112	2667.168	2400.451	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5769.506	1.000	5769.506	7788.833	7788.833	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3299.131	1.000	3299.131	4618.784	4618.784	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	415.691	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	4.745	1198.766	404.220	1918.026
		벽 체	1.6	57.204	0.000	0.000	91.527	0.000	261.631	1.600	418.610	418.610	669.776
	배면토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
		벽 체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	710.118	3.600	2556.423	994.165	3578.992
	계			∑V =	12556.57	11024.650	16655.225	15049.192	∑H =	2470.805	6787.124	3811.265	10348.113

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	1.545	390.325	404.220	624.521
	배면토압		1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계			∑V =	832.608	177.900	1192.606	249.749	∑H =	553.439	700.151	885.502	1120.241
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	987.840	0.900	889.056	1333.584	1200.226	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	5769.506	1.000	5769.506	7788.833	7788.833	-	-	-	-	-
		활하중	1.9	3299.131	1.000	3299.131	6103.393	6103.393	-	-	-	-	-
		충격	1.9	415.691	1.000	415.691	769.028	769.028	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	3.145	794.546	404.220	1271.273
		벽체	1.6	28.602	0.000	0.000	45.763	0.000	130.816	0.800	104.653	209.305	167.444
	배면토압	흉벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
		벽체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11419.12	10551.284	17370.397	16111.228	∑H =	1076.414	1982.526	1722.262	3172.042
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	105.000	0.250	26.250	141.750	35.438	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	529.935	0.250	132.484	715.412	178.853	-	-	-	-	-
		②	1.4	1975.680	0.900	1778.112	2667.168	2400.451	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	5769.506	1.000	5769.506	7788.833	7788.833	-	-	-	-	-
		활하중	1.9	3299.131	1.000	3299.131	6103.393	6103.393	-	-	-	-	-
		충격	1.9	415.691	1.000	415.691	769.028	769.028	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	4.745	1198.766	404.220	1918.026
		벽체	1.6	57.204	0.000	0.000	91.527	0.000	261.631	1.600	418.610	418.610	669.776
	배면토압	흉벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
		벽체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	12556.57	11440.340	18943.362	17311.454	∑H =	1760.688	4230.701	2817.100	6769.121

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	105.000	0.250	26.250	168.000	42.000	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	529.935	0.250	132.484	847.896	211.974	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6'	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	1.545	390.325	404.220	624.521
	배 면 토 압		1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	1.030	309.825	481.282	495.720
	계			∑V =	832.608	177.900	1332.173	284.641	∑H =	553.439	700.151	885.502	1120.241
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	105.000	0.250	26.250	168.000	42.000	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	529.935	0.250	132.484	847.896	211.974	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	987.840	0.900	889.056	1580.544	1422.490	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	5769.506	1.000	5769.506	9231.210	9231.210	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3299.131	1.000	3299.131	5278.610	5278.610	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	415.691	1.000	415.691	665.105	665.105	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	3.145	794.546	404.220	1271.273
		벽 체	1.6	28.602	0.000	0.000	45.763	0.000	130.816	0.800	104.653	209.305	167.444
	배면 토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	2.630	791.107	481.282	1265.771
		벽 체	1.6	85.744	0.000	0.000	137.190	0.000	392.159	0.745	292.221	627.454	467.553
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11419.12	10551.284	18270.595	16882.055	∑H =	1076.414	1982.526	1722.262	3172.042
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	105.000	0.250	26.250	168.000	42.000	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	529.935	0.250	132.484	847.896	211.974	-	-	-	-	-
		②	1.6	1975.680	0.900	1778.112	3161.088	2844.979	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	5769.506	1.000	5769.506	9231.210	9231.210	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3299.131	1.000	3299.131	5278.610	5278.610	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	415.691	1.000	415.691	665.105	665.105	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	55.238	0.000	0.000	88.381	0.000	252.638	4.745	1198.766	404.220	1918.026
		벽 체	1.6	57.204	0.000	0.000	91.527	0.000	261.631	1.600	418.610	418.610	669.776
	배면 토압	흉 벽	1.6	65.769	0.000	0.000	105.230	0.000	300.801	4.230	1272.389	481.282	2035.823
		벽 체	1.6	206.754	0.000	0.000	330.807	0.000	945.617	1.418	1340.935	1512.988	2145.496
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	12556.57	11440.340	20090.520	18304.545	∑H =	1760.688	4230.701	2817.100	6769.121

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

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	105.000	0.250	26.250	105.000	26.250	9.702	3.090	29.979	9.702	29.979
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.090	6.567	2.125	6.567
	자중	①	1.0	529.935	0.250	132.484	529.935	132.484	48.966	1.545	75.652	48.966	75.652
	상재토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	335.053	1.545	517.657	335.053	517.657
	배면토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	398.928	1.545	616.344	398.928	616.344
	계			∑V =	711.602	177.900	711.602	177.900	∑H =	794.774	1246.199	794.774	1246.199
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	105.000	0.250	26.250	105.000	26.250	9.702	4.690	45.502	9.702	45.502
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.690	9.967	2.125	9.967
	자중	①	1.0	529.935	0.250	132.484	529.935	132.484	48.966	3.145	153.998	48.966	153.998
		②,H/2	1.0	987.840	0.900	889.056	987.840	889.056	91.276	0.800	73.021	91.276	73.021
	상부하중	고정하중	1.0	5769.506	1.000	5769.506	5769.506	5769.506	0.000	2.000	0.000	0.000	0.000
		활하중	1.0	3299.131	1.000	3299.131	3299.131	3299.131	0.000	2.000	0.000	0.000	0.000
		충격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	335.053	3.145	1053.741	335.053	1053.741
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	173.490	0.800	138.792	173.490	138.792
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	398.928	3.145	1254.629	398.928	1254.629
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	520.088	0.800	416.071	520.088	416.071
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10768.08	10135.594	10768.079	10135.594	∑H =	1579.629	3145.722	1579.629	3145.722
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	105.000	0.250	26.250	105.000	26.250	9.702	6.290	61.026	9.702	61.026
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.290	13.368	2.125	13.368
	자중	①	1.0	529.935	0.250	132.484	529.935	132.484	48.966	4.745	232.344	48.966	232.344
		②	1.0	1975.680	0.900	1778.112	1975.680	1778.112	182.553	1.600	292.085	182.553	292.085
	상부하중	고정하중	1.0	5769.506	1.000	5769.506	5769.506	5769.506	0.000	3.600	0.000	0.000	0.000
		활하중	1.0	3299.131	1.000	3299.131	3299.131	3299.131	0.000	3.600	0.000	0.000	0.000
		충격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	335.053	4.745	1589.826	335.053	1589.826
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	346.980	1.600	555.169	346.980	555.169
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	398.928	4.745	1892.914	398.928	1892.914
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1254.095	1.600	2006.552	1254.095	2006.552
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11755.92	11024.650	11755.919	11024.650	∑H =	2578.402	6643.282	2578.402	6643.282

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$\sum M = \sum M_v + \sum M_h \qquad e = \sum M \Big/ \sum \gamma V - B/2 \qquad M_u = \sum \gamma V \cdot e$$

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	732.630	446.821	694.160	0.697	511.002	1013.474	714.914	1070.972	0.807	817.604
2	732.630	446.821	694.160	0.697	511.002	1013.474	714.914	1070.972	0.807	817.604
3	832.608	553.439	878.051	0.805	669.899	1158.106	885.502	1361.365	0.926	1071.838
4	832.608	553.439	878.051	0.805	669.899	1158.106	885.502	1361.365	0.926	1071.838
5	832.608	553.439	878.051	0.805	669.899	1192.606	885.502	1369.990	0.899	1071.838
6	832.608	553.439	878.051	0.805	669.899	1332.173	885.502	1404.882	0.805	1071.838
7	711.602	794.774	1424.100	1.751	1246.199	711.602	794.774	1424.100	1.751	1246.199
Max.		553.439			669.899		885.502			1246.199

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	7592.251	914.589	8420.344	0.209	1587.318	10299.532	1463.343	11768.226	0.243	2498.648
2	7592.251	989.589	8570.344	0.229	1737.318	10299.532	1568.343	11978.226	0.263	2708.648
3	11419.122	1813.914	14008.811	0.327	3731.601	15664.227	2754.762	19667.975	0.356	5570.171
4	11419.122	1786.531	13954.046	0.322	3676.836	15664.227	2716.426	19591.304	0.351	5493.500
5	11419.122	1076.414	12533.811	0.198	2256.601	17370.397	1722.262	19283.270	0.210	3649.913
6	11419.122	1076.414	12533.811	0.198	2256.601	18270.595	1722.262	20054.097	0.198	3610.561
7	10768.079	1579.629	13281.316	0.333	3590.045	10768.079	1579.629	13281.316	0.333	3590.045
Max.		1813.914			3731.601		2754.762			5570.171

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	8717.633	1543.657	11254.490	0.391	3408.620	11853.183	2469.851	16080.596	0.457	5412.731
2	8717.633	1618.657	11524.490	0.422	3678.620	11853.183	2574.851	16458.596	0.489	5790.731
3	12556.575	2498.188	18326.041	0.559	7025.124	17237.192	3849.600	26117.280	0.615	10603.807
4	12556.575	2470.805	17811.774	0.519	6510.856	16655.225	3811.265	25397.306	0.625	10407.603
5	12556.575	1760.688	15671.041	0.348	4370.124	18943.362	2817.100	24080.575	0.371	7031.549
6	12556.575	1760.688	15671.041	0.348	4370.124	20090.520	2817.100	25073.666	0.348	6992.198
7	11755.919	2578.402	17667.932	0.603	7087.604	11755.919	2578.402	17667.932	0.603	7087.604
Max.		2498.188			7025.124		3849.600			10603.807

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	1246.199	885.502	669.899	
벽체 중앙	5570.171	2754.762	3731.601	
벽체 하단	10603.807	3849.600	7025.124	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	89.014	63.25	47.85	
벽체 중앙	397.869	196.769	266.543	
벽체 하단	757.415	274.971	501.795	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.09 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	89.014	63.250	47.850

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 2.539]

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 = 625.833 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 = 834.44 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 (= 89.014 kN · m) [사용률 = 2.489] ∴ O.K!!

나) 전단검토

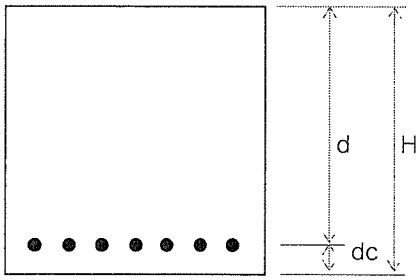
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

x 310.38 > Vu = 63.250 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 =	47.850	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)) = 80.950 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 80.950 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 742.83 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 743 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 500 = 1250.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1250.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

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

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 1.6 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	397.869	196.769	266.543

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 3.515]

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 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 652.074 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 = 869.43 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 (= 397.869 kN · m) [사용률 = 3.488] ∴ O.K!!

나) 전단검토

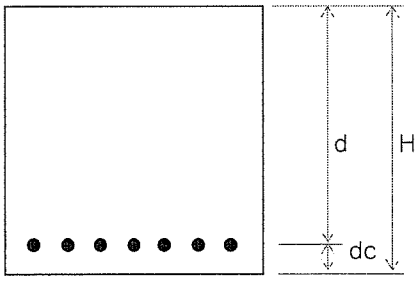
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 196.769 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 =	266.543	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)) = 71.463 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 71.463 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 875.72 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 876 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

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

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.2 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	757.415	274.971	501.795

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.841]

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 / 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 = 1244.755 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 = 1659.67 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 36.555 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1387.623 kN · mm

ΦMn > Mu (= 757.415 kN · m) [사용률 = 1.832] ∴ O.K!!

나) 전단검토

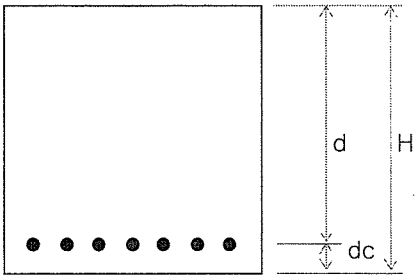
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 274.971 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 =	501.795	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)) = 134.537 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 134.537 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 359.09 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 359 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

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

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/㎡

활하중(ql) = 35.000 kN/㎡

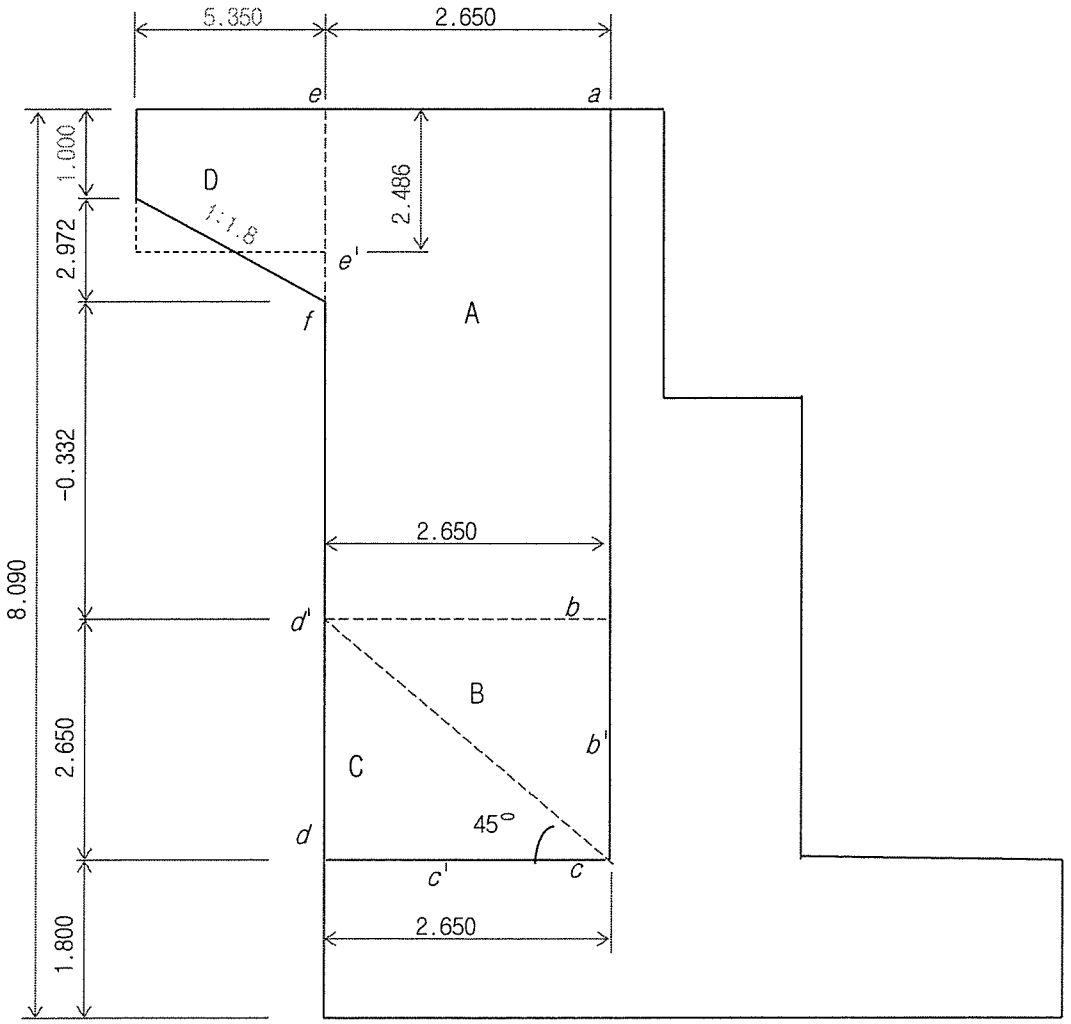
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.398

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/㎡

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm



5.4.3 단면력 계산

ⓐ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

Pe	=	1.0	×	0.398	×	50.000					=	19.909	kN/㎡
Pe'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	2.486	+ Pe		=	39.707	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	×	5.350	=	396.451	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350					=	1060.507	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.398	×	50.000					=	31.855	kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.486	+ Pe		=	63.531	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	×	5.350	=	634.322	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350					=	1696.811	kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=										=	19.909	kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	3.640	+ Pe		=	48.897	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.640	×	2.650	=	331.85	kN
Va_total	=	Va + Vd									=	728.30	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650	+ Md	=	2550.81	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=										=	31.855	kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	3.640	+ Pe		=	78.235	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.640	×	2.650	=	530.96	kN
Va_total	=	Va + Vd									=	1165.29	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650	+ Md	=	4081.29	kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=										=	48.897	kN/㎡
Vb	=	Pb	×	2.65							=	129.577	kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	2.650^{2}					=	171.690	kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 78.235 kN/㎡

Vb = Pb × 2.65 = 207.324 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 2.650 ² = 274.704 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 48.897 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.398 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 70.001 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 157.540 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 196.390 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 78.235 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.398 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 112.001 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 252.064 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 314.22 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	682.547	1121.234	274.704	314.224
설계 하중(S)	255.158	320.134	207.324	252.064
사용 하중(M)	426.592	700.771	171.690	196.390

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.972m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	682.547	255.158	426.592

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 1.443]

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

εt = 0.003 · (H − (a / k1) − dc) / (a / k1) = 0.04347 > 0.004 − O.K −

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 2146.788 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2862.38 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d − a / 2) = 975.832 kN · mm

ΦMn > Mu (= 682.547 kN · m) [사용률 = 1.430] ∴ O.K!!

나) 전단검토

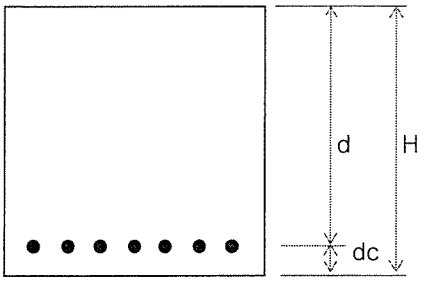
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 255.158 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	426.592	kN· m,	As =	3096.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 177.04 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 163.799 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 163.799 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 258.27 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 258 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 3.640m]

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	1121.234	320.134	700.771

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 1.135]

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 = 3571.776 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 = 4762.37 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 (= 1121.234 kN · m) [사용률 = 1.129] ∴ O.K!!

나) 전단검토

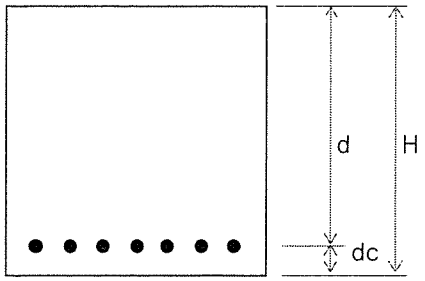
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 320.134 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 =	700.771	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)) = 207.402 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 207.402 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 160.95 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 161 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 6.290m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	274.704	207.324	171.690

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	4	EA	=	1548.400	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.813]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08993 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 854.211 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 = 1138.95 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 274.704 kN · m) [사용률 = 1.801] ∴ O.K!!

나) 전단검토

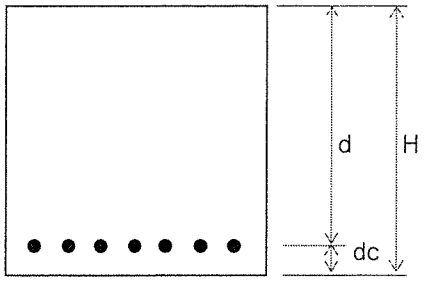
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 207.324 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 =	171.690	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 129.397 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 129.397 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 386.09 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 386 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 6.290m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	314.224	252.064	196.390

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	4	EA	=	1548.400	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.583]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08993 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 978.167 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 = 1304.22 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 314.224 kN · m) [사용률 = 1.575] ∴ O.K!!

나) 전단검토

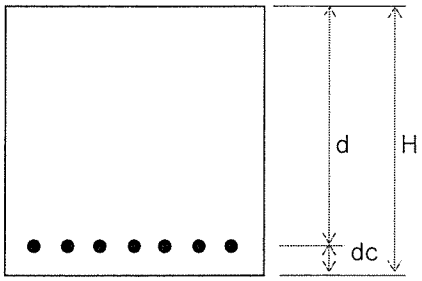
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 252.064 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 =	196.390	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 148.013 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 148.013 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 309.55 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 310 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17462.551		60247.302	2700.024		7850.492

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (60247.302 - 7850.492) / 17462.551 - 6.250 / 2

= -0.124 m

Mo = 17462.551 x 0.1245 = 2173.662 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	8591.893	-	25877.086	-	-	-
	배 면 토	6300.693	-	31030.913	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	7788.833	2.600	20250.966	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	893.025	4.675	4174.892	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3644.329	-	9827.540
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		23574.444		81333.857	4320.039		12560.787

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (81333.857 - 12560.787) / 23574.444 - 6.250 / 2

= -0.208 m

Mo = 23574.444 x 0.2077 = 4897.067 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	5.400	405.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17462.551		60247.302	2775.024		8255.492

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (60247.302 - 8255.492) / 17462.551 - 6.250 / 2

= -0.148 m

Mo = 17462.551 x 0.1477 = 2578.662 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	8591.893	-	25877.086	-	-	-
	배 면 토	6300.693	-	31030.913	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	7788.833	2.600	20250.966	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	893.025	4.675	4174.892	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3644.329	-	9827.540
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	5.400	567.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		23574.444		81333.857	4425.039		13127.787

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (81333.857 - 13127.787) / 23574.444 - 6.250 / 2

= -0.232 m

Mo = 23574.444 x 0.2318 = 5464.067 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	-	-	-
하 중	활 하 중	3299.131	2.600	8577.742	-	-	-
상 재	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
하 중	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재	PD		-	-	422.319	4.045	1708.279
토 압	PL	-	-		308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	5.400	405.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	662.500	5.400	3577.500
합 계		21244.682		71083.068	3745.884		13080.307

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (71083.068 - 13080.307) / 21244.682 - 6.250 / 2
= -0.395 m

Mo = 21244.682 x 0.3948 = 8386.871 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	8591.893	-	25877.086	-	-	-
	배 면 토	6300.693	-	31030.913	-	-	-
상 부	고정하중	7788.833	2.600	20250.966	-	-	-
하 중	활 하 중	5200.751	2.600	13521.952	-	-	-
상 재	고정하중	893.025	4.675	4174.892	-	-	-
하 중	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
토 압	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	3644.329	-	9827.540
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	5.400	567.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	927.500	5.400	5008.500
합 계		29451.395		98017.044	5845.914		20131.991

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (98017.044 - 20131.991) / 29451.395 - 6.250 / 2
= -0.480 m

Mo = 29451.395 x 0.4805 = 14150.555 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	-	-	-
	활 하 중	3299.131	2.600	8577.742	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	422.319	4.045	1708.279
	P_L	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장대레일종하중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	710.118	5.400	3834.635
합 계		21244.682		71083.068	3718.502		12932.442

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (71083.068 - 12932.442) / 21244.682 - 6.250 / 2
= -0.388 m

M_o = 21244.682 × 0.388 = 8239.006 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	8591.893	-	25877.086	-	-	-
	배 면 토	6300.693	-	31030.913	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	7788.833	2.600	20250.966	-	-	-
	활 하 중	5200.751	2.600	13521.952	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	893.025	4.675	4174.892	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
	P_L	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	3644.329	-	9827.540
장대레일종하중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	994.165	5.400	5368.489
합 계		29451.395		98017.044	5807.579		19924.980

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (98017.044 - 19924.980) / 29451.395 - 6.250 / 2
= -0.473 m

M_o = 29451.395 × 0.473 = 13943.544 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	-	-	-
하 중	활 하 중	3299.131	2.600	8577.742	-	-	-
상 재	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
하 중	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재	PD		-	-	422.319	4.045	1708.279
토 압	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		21244.682		71083.068	3008.384		9097.807

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71083.068 - 9097.807) / 21244.682 - 6.250 / 2

= -0.207 m

Mo = 21244.682 x 0.2073 = 4404.371 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	8591.893	-	25877.086	-	-	-
	배 면 토	6300.693	-	31030.913	-	-	-
상 부	고정하중	7788.833	2.600	20250.966	-	-	-
하 중	활 하 중	6103.393	2.600	15868.822	-	-	-
상 재	고정하중	893.025	4.675	4174.892	-	-	-
하 중	활 하 중	893.550	4.675	4177.346	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
토 압	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	3644.329	-	9827.540
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		30571.387		101380.026	4813.414		14556.491

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (101380.026 - 14556.491) / 30571.387 - 6.250 / 2

= -0.285 m

Mo = 30571.387 x 0.2850 = 8712.050 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	6364.365	-	19168.212	-	-	-
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	-	-	-
	활 하 중	3299.131	2.600	8577.742	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	422.319	4.045	1708.279
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	2277.706	-	6142.213
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		21244.682		71083.068	3008.384		9097.807

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71083.068 - 9097.807) / 21244.682 - 6.250 / 2

= -0.207 m

Mo = 21244.682 x 0.2073 = 4404.371 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	10182.984	-	32585.960	-	-	-
	배 면 토	7467.488	-	39075.965	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9231.210	2.600	24001.145	-	-	-
	활 하 중	5278.610	2.600	13724.387	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	1058.400	4.675	4948.020	-	-	-
	활 하 중	772.800	4.675	3612.840	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	675.710	4.045	2733.247
	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	3644.329	-	10441.762
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		33991.492		117948.317	4813.414		15170.712

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (117948.317 - 15170.712) / 33991.492 - 6.250 / 2

= -0.101 m

Mo = 33991.492 x 0.1014 = 3445.808 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	6364.365	-	19168.212	588.067	-	1262.056
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	431.247	-	2132.519
상 부 하 중	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	3299.131	2.600	8577.742	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	61.123	-	494.482
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상 재 토 압	PD	-	-	-	507.011	4.045	2050.860
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2734.480	4.045	11060.971
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		21244.682		71083.068	4705.516		18606.655

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71083.068 - 18606.655) / 21244.682 - 6.250 / 2

= -0.655 m

Mo = 21244.682 x 0.6549 = 13913.219 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	6364.365	-	19168.212	588.067	-	1262.056
	배 면 토	4667.180	-	22985.862	431.247	-	2132.519
상 부 하 중	고정하중	5769.506	2.600	15000.716	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	3299.131	2.600	8577.742	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	661.500	4.675	3092.513	61.123	-	494.482
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상 재 토 압	PD	-	-	-	507.011	4.045	2050.860
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2734.480	4.045	11060.971
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		21244.682		71083.068	4705.516		18606.655

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (71083.068 - 18606.655) / 21244.682 - 6.250 / 2

= -0.655 m

Mo = 21244.682 x 0.6549 = 13913.219 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	17462.551	2700.024	2173.662	-0.124	
LOAD CASE2	17462.551	2775.024	2578.662	-0.148	
LOAD CASE3	21244.682	3745.884	8386.871	-0.395	
LOAD CASE4	21244.682	3718.502	8239.006	-0.388	
LOAD CASE5	21244.682	3008.384	4404.371	-0.207	
LOAD CASE6	21244.682	3008.384	4404.371	-0.207	
LOAD CASE7	21244.682	4705.516	13913.219	-0.655	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	23574.444	4320.039	4897.067	-0.208	
LOAD CASE2	23574.444	4425.039	5464.067	-0.232	
LOAD CASE3	29451.395	5845.914	14150.555	-0.480	
LOAD CASE4	29451.395	5807.579	13943.544	-0.473	
LOAD CASE5	30571.387	4813.414	8712.050	-0.285	
LOAD CASE6	33991.492	4813.414	3445.808	-0.101	
LOAD CASE7	21244.682	4705.516	13913.219	-0.655	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	21244.682	3745.884	8386.871	29451.395	5845.914	14150.555
축 력 최대시	21244.682	3718.502	8239.006	33991.492	4813.414	3445.808
지 진 시	21244.682	4705.516	13913.219	21244.682	4705.516	13913.219

6.4. PILE 검토

6.4.1 축력최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

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

° 말뚝 길이(L) = 12.00 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 14.00 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 130487.889 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m

∴ βL = 6.07 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	21244.682	3718.502	8239.006	
극 한 하 중	33991.492	4813.414	3445.808	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

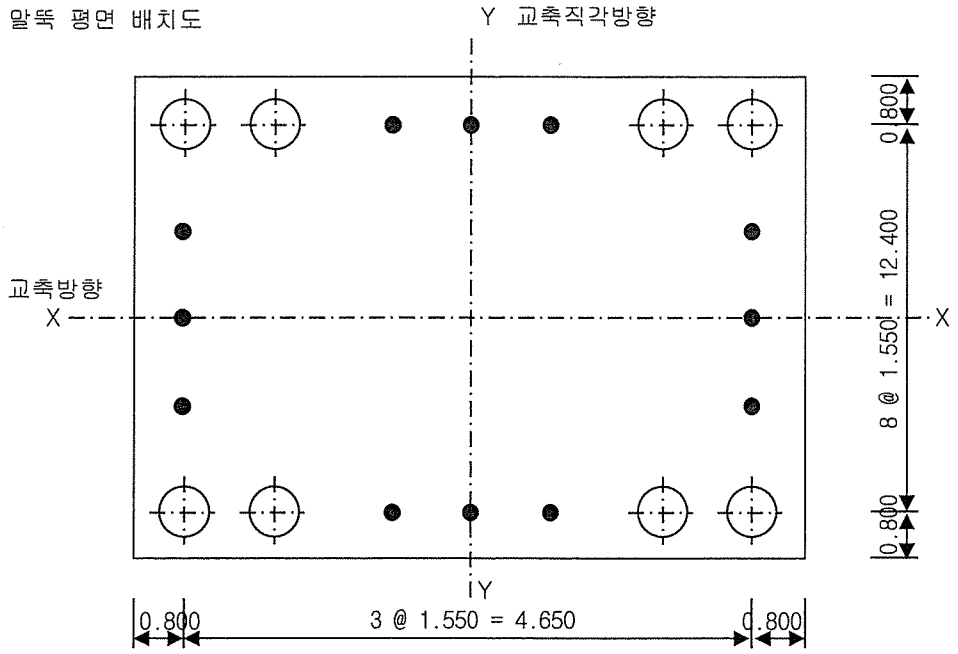
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	130488	0.567

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	130488	0.567

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2298996	0	-2273158	4697564	0	18602595

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3718.502	21244.682	8239.006	0.00233783	0.00452249	0.00072857

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00234	0.00622	811.17	103.29	-56.64
2 열	0.00234	0.00509	663.81	103.29	-56.64
3 열	0.00234	0.00396	516.45	103.29	-56.64
4 열	0.00234	0.00283	369.09	103.29	-56.64
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00234	0.00622	811.17	103.29	56.64

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1149498	0	0	4697564	0	14107372

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3718.502	21244.682	8239.006	0.0032349	0.0045225	0.0005840

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00323	0.00588	767.31	103.29	0.00
2 열	0.00323	0.00498	649.19	103.29	0.00
3 열	0.00323	0.00407	531.07	103.29	0.00
4 열	0.00323	0.00316	412.95	103.29	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00323	0.00588	767.31	103.29	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.659	0.00323	56.64	0.00234

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	103.29	말뚝머리 힌 지	수평력	103.29
	수직력	811.17		수직력	767.31
	모멘트	56.64		모멘트	0.66
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	90.8	15.7	58.7	15.7
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 811.17}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

$= 2.785$ MPa $<$ $fca = 7.500$ MPa **- O.K -**

$fca = 0.25 x fck = 7.50$ MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi (D + h) h} = \frac{811.166}{\pi (0.609 + 1.700) \times 1.700}$$

$= 0.066$ MPa $<$ $\tau_{a3} = 1.000$ MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{103.292}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.696 MPa < fca = 7.500 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{103.292}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.054 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×7253.9 ×1700.0) /1000

= 54388.431 kN ≥ 1096.413 kN - O.K -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4813.414	33991.492	3445.81	0.00259	0.00724	0.00050

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1096.413	133.706
2 열	994.943	133.706
3 열	893.473	133.706
4 열	792.003	133.706
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1096.413	133.706

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4813.414387	33991.492	3445.807784	0.00419	0.00724	0.00024

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1018.312	133.706
2 열	968.909	133.706
3 열	919.507	133.706
4 열	870.105	133.706
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1018.312	133.706

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1096.413	811.166
2 열	994.943	663.809
3 열	893.473	516.451
4 열	792.003	369.094
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.4.2 모멘트최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 12.00 m
° 확대기초 제원
  - 교축직각방향길이 = 14.00 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.80 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 130487.889 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m
  ∴ βL = 6.07 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	21244.682	3745.884	8386.871	
극 한 하 중	29451.395	5845.914	14150.555	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

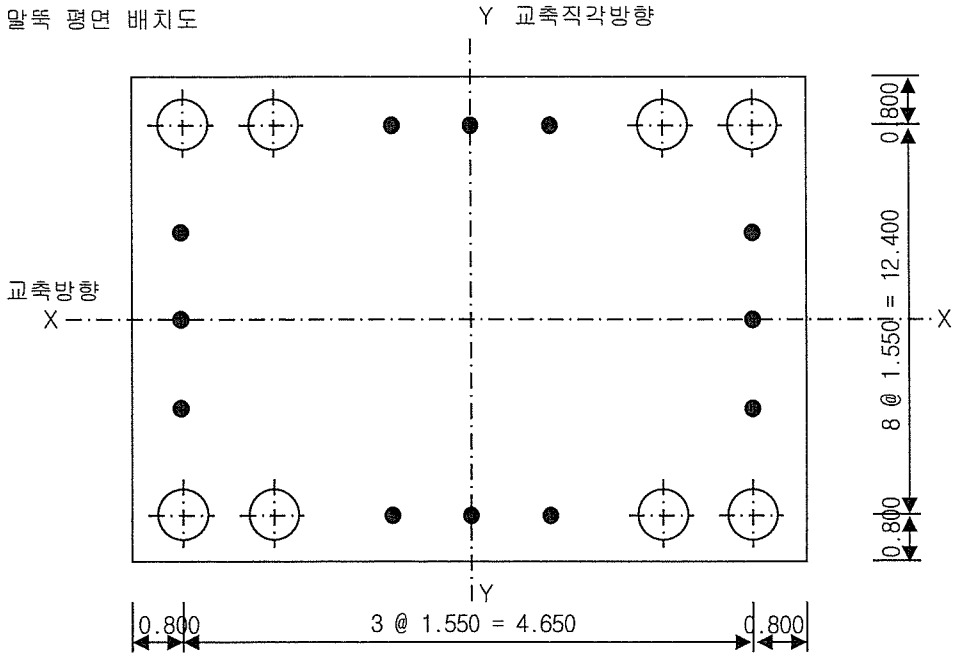
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	130488	0.567

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	130488	0.567

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2298996	0	-2273158	4697564	0	18602595

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3745.884	21244.682	8386.871	0.00236031	0.00452249	0.00073926

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00236	0.00624	814.41	104.05	-56.73
2 열	0.00236	0.00510	664.89	104.05	-56.73
3 열	0.00236	0.00395	515.37	104.05	-56.73
4 열	0.00236	0.00280	365.85	104.05	-56.73
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00236	0.00624	814.41	104.05	56.73

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1149498	0	0	4697564	0	14107372

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3745.884	21244.682	8386.871	0.0032587	0.0045225	0.0005945

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00326	0.00590	770.49	104.05	0.00
2 열	0.00326	0.00498	650.25	104.05	0.00
3 열	0.00326	0.00406	530.01	104.05	0.00
4 열	0.00326	0.00314	409.77	104.05	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00326	0.00590	770.49	104.05	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.663	0.00326	56.73	0.00236

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	104.05	말뚝머리 힌 지	수평력	104.05
	수직력	814.41		수직력	770.49
	모멘트	56.73		모멘트	0.66
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	91.1	15.8	58.9	15.8
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 814.41}{\pi \times 0.609\ \hat{}2}$$

$= 2.796$ MPa $<$ fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)\,h} = \frac{814.411}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.700\ )\ x\ 1.700}$$

$= 0.066$ MPa $< \tau_{a3} =$ 1.000 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{104.052}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.709 MPa < fca = 7.500 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{104.052}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.054 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 7253.9 \times 1700.0) / 1000$

= 54388.431 kN ≥ 1187.809 kN - O.K -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5845.914	29451.395	14150.56	0.00375	0.00627	0.00122

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1187.809	162.387
2 열	941.333	162.387
3 열	694.856	162.387
4 열	448.379	162.387
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1187.809	162.387

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5845.914387	29451.395	14150.55505	0.00509	0.00627	0.00100

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1122.407	162.387
2 열	919.532	162.387
3 열	716.657	162.387
4 열	513.781	162.387
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1122.407	162.387

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1187.809	814.411
2 열	941.333	664.890
3 열	694.856	515.370
4 열	448.379	365.849
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.4.3 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

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

° 말뚝 길이(L) = 12.00 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 14.00 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.79m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 130487.889 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m

∴ βL = 6.72 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	21244.682	4705.516	13913.219	
극 한 하 중	21244.682	4705.516	13913.219	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

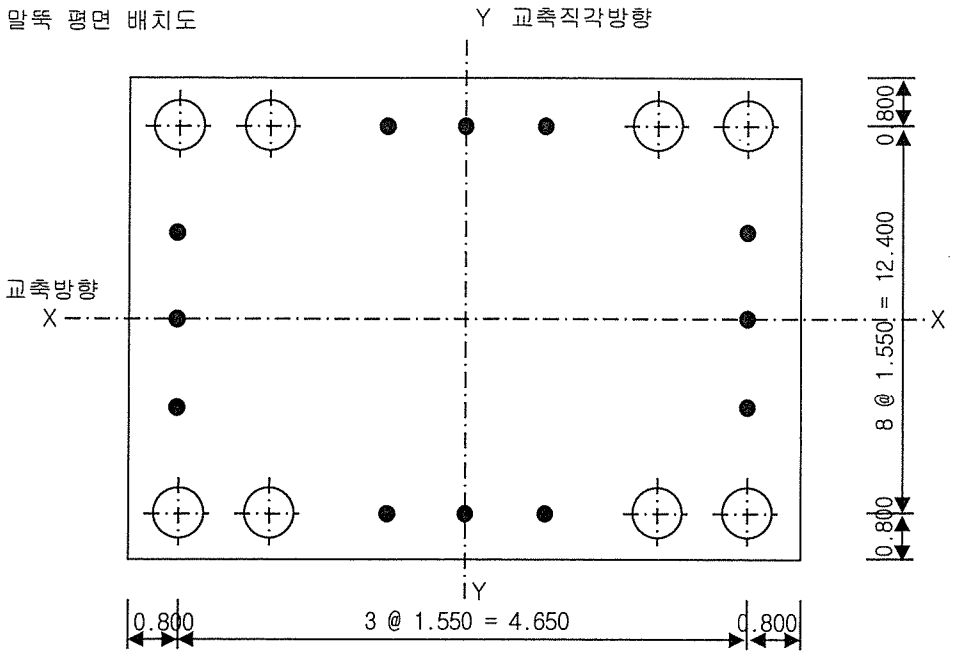
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	130488	0.567

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	43279	0	0	0	130488	0.567

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	9	2	0.775	9
3	-0.775	9	4	-2.325	9

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3116066	0	-2784039	4697564	0	19082154

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	4705.516	21244.682	13913.219	0.00248550	0.00452249	0.00109175

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00249	0.00706	921.35	130.71	-41.35
2 열	0.00249	0.00537	700.54	130.71	-41.35
3 열	0.00249	0.00368	479.72	130.71	-41.35
4 열	0.00249	0.00198	258.91	130.71	-41.35
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00249	0.00706	921.35	130.71	41.35

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1558033	0	0	4697564	0	14107372

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	4705.516	21244.682	13913.219	0.0030202	0.0045225	0.0009862

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00302	0.00682	889.34	130.71	0.00
2 열	0.00302	0.00529	689.87	130.71	0.00
3 열	0.00302	0.00376	490.39	130.71	0.00
4 열	0.00302	0.00223	290.92	130.71	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00302	0.00682	889.34	130.71	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-0.753	0.00302	41.35	0.00249

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	130.71	말뚝머리 힌 지	수평력	130.71
	수직력	921.35		수직력	889.34
	모멘트	41.35		모멘트	0.75
	β	0.559630		β	0.559630

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	91.3	19.9	68.0	19.9
허용 응력	217.0	124.0	217.0	124.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 921.35}{\pi \times 0.609\ \hat{}2}$$

$= 3.163$ MPa $<$ $fca = 9.975$ MPa **- O.K -**

$fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98$ MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)h} = \frac{921.350}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.700\ )\ x\ 1.700}$$

$= 0.075$ MPa $<$ $\tau_{a3} = 1.330$ MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{130.709}{0.609 \times 0.100}$$

= 2.146 MPa < fca = 9.975 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{130.709}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.068 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 7253.9 \times 1700.0) / 1000$

= 54388.431 kN ≥ 921.350 kN - O.K -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	4705.516	21244.682	13913.22	0.00249	0.00452	0.00109

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	921.350	130.709
2 열	700.537	130.709
3 열	479.723	130.709
4 열	258.910	130.709
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	921.350	130.709

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	4705.515519	21244.682	13913.21907	0.00302	0.00452	0.00099

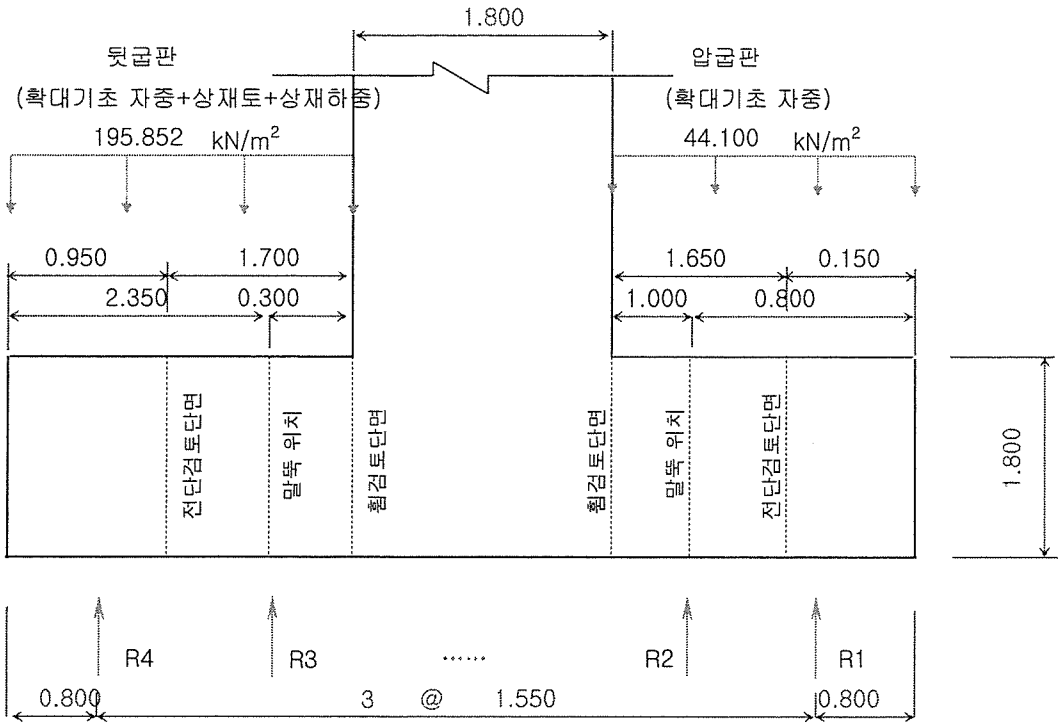
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	889.339	130.709
2 열	689.866	130.709
3 열	490.394	130.709
4 열	290.921	130.709
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	889.339	130.709

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	921.350	921.350
2 열	700.537	700.537
3 열	479.723	479.723
4 열	258.910	258.910
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1096.413	1187.809	921.350	1187.809	MAX
2 열	994.943	941.333	700.537	994.943	MAX
3 열	893.473	694.856	479.723	893.473	MAX
4 열	792.003	448.379	258.910	258.910	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	811.166	814.411		814.411	MAX
2 열	663.809	664.890		664.890	MAX
3 열	516.451	515.370		516.451	MAX
4 열	369.094	365.849		365.849	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⊙ q_d = = 44.100 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 44.10 × 1.80 $^2 \div 2$ = 71.442 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 44.10 × 1.80 = 79.380 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 9 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 9\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,187.809	994.943	-	763.592	-	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\Sigma R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	763.592	- 96.447	667.145

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			ΣR_i	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
763.592	-	-	763.592	-107.163	656.429

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
814.411	664.890	-	523.550	-	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\Sigma R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	523.550	- 71.442	452.108

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 195.852 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$

= 195.85 × 2.65 $^2 \div 2$ = 687.687 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, $S_i = q_d \times L$

= 195.85 × 2.65 = 519.01 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 9 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 9\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R4	R3	R2	R4	R3	R2			
258.910	893.473	-	166.442	574.376	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\Sigma R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	480.231	-1,040.729	-560.498

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			ΣR_i	기초 및 상재토	계수 전단력
R4	R3	R2			
166.442	574.376	-	740.818	-785.456	- 44.638

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R4	R3	R2	R4	R3	R2	
365.849	516.451	-	235.189	332.004	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\Sigma R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	534.700	-687.687	-152.987

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	560.498	44.638	152.987

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 2.492]

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 = 919.749 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 = 1226.33 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 (= 560.498 kN · m) [사용률 = 2.476] ∴ O.K!!

나) 전단검토

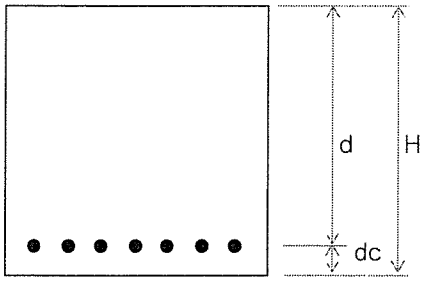
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 44.638 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	152.987	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)) = 41.017 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 41.017 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1535.93 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 1536 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!!

2) 앞굽판

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1650.00	150.00	667.145	656.429	452.108

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 = 150 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 2.030]

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

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.11210 > 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 = 1129.201 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 66039.92\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5775.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1505.60 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) = 1346.367 kN · mm

ΦMn > Mu (= 667.145 kN · m) [사용률 = 2.018] ∴ O.K!!

나) 전단검토

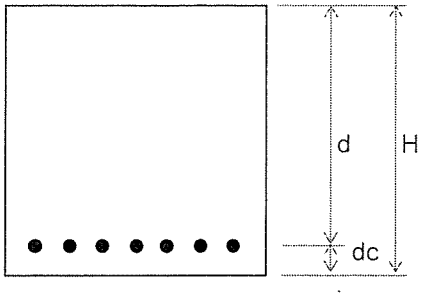
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1650.00 / 1000 = 1280.30 kN

ΦVc= 1280.30 > Vu = 656.429 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1650.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	452.108	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)) = 214.61 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 124.966 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 124.966 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 403.92 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 404 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

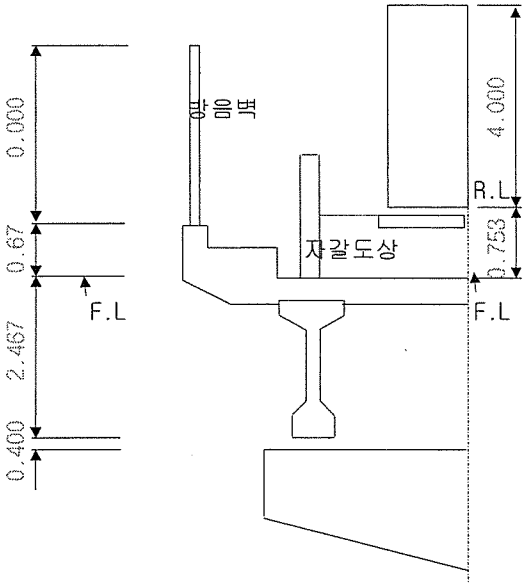
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 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 = 5.420 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.620 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 1.969 M

풍하중(열차재하) = 4.010 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 5769.506 kN

R_{d1} = 1035.389 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

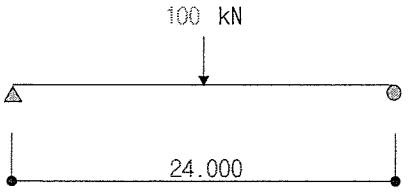
ΣR_L = 3714.822 kN

R_{L1} = 891.348 kN

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



P_{Lf} = 50.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 50.000 × 3.620 = 181.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_{Lf}	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	181.000	63.842	4.775	13.538	↑
G2			2.865	8.123	↑
G3			0.955	2.708	↑
G4			0.955	2.708	↓
G5			2.865	8.123	↓
G6			4.775	13.538	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 50.000 / 6 shoe

= 8.333 kN

P_{Lf} = 13.538 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) 891.348 kN (충격 제외)

P_c = 891.35 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.420 = 0.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	63.842	4.775	0.000	↑
G2			2.865	0.000	↑
G3			0.955	0.000	↑
G4			0.955	0.000	↓
G5			2.865	0.000	↓
G6			4.775	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.
열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

상부구조 W_n = 3.000 × 3.137 × 14.975 = 140.93 kN

M_n = 140.93 × 1.969 = 277.421 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_n	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	277.421	63.842	4.775	20.750	↑
G2			2.865	12.450	↑
G3			0.955	4.150	↑
G4			0.955	4.150	↓
G5			2.865	12.450	↓
G6			4.775	20.750	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.220 × 14.975 = 162.179 kN

M_t = 162.179 × 4.010 = 650.338 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_t	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	650.338	63.842	4.775	48.642	↑
G2			2.865	29.185	↑
G3			0.955	9.728	↑
G4			0.955	9.728	↓
G5			2.865	0.000	↓
G6			4.775	48.642	↓

③ 적용하중

H_w = 162.179 / 6 shoe

= 27.030 kN

P_w = 48.642 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.40

P_E = 1809.312 kN

M_c = 1809.312 × 0.400 = 723.725 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	723.725	63.842	4.775	54.131	↑
G2			2.865	32.478	↑
G3			0.955	10.826	↑
G4			0.955	10.826	↓
G5			2.865	32.478	↓
G6			4.775	54.131	↓

H_E = 302.135 kN

R_E = 54.131 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 5769.506 kN

R_{d1} = 1035.389 kN

나) 활하중

▣ 상시

ΣR_L = 3714.822 kN

R_{L1} = 891.348 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 495.000 / 6 shoe

= 82.500 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 90.000 / 6 shoe

= 15.000 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

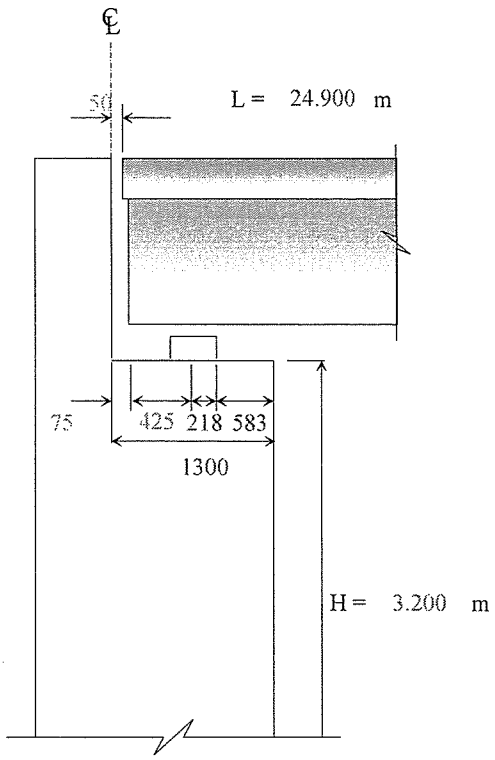
구 분		작용력		R (교대)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	1988.916	35.363	0.80
	지진시	1980.868	302.135	
교축 방향	상시	1926.737	0.000	0.80
	지진시	1926.737	0.000	

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	1988.916	35.363	1473.271	26.195	1.35
	지진시	1980.868	302.135	1414.905	215.811	1.40
교축 방향	상시	1926.737	0.000	1541.390	0.000	1.25
	지진시	1926.737	0.000	1376.241	0.000	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원



▣ 규 격 : 435 × 501 mm
▣ 높 이 : 166 mm
▣ 사각 : 90 °

2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 583 mm - **O.K** -

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)
L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)
H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)
교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이.
단경간교의 평균높이는 0으로 한다.
기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이
Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 3.20) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 262.90

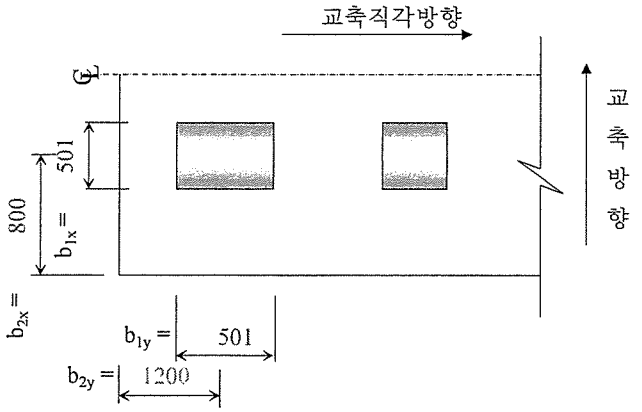
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 425 mm
$S_2 =$ 217.5 / 2 = 108.75 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 324.50 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 425 + 108.75 + 324.50 = 858.25 mm

∴ Max (N, ∑S) = 858.25 mm < 1225.00 - **O.K** -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 2505.0$ mm

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

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

$= ¼ \times (1 - 501 / 1600) \times 1541389.6 / 180$

$= 1470.5$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 501 / 1600) \times 1376240.7 / 180$

$= 1312.9$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 501 / 2400) \times 1473271.4 / 180$

$= 1619.1$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 501 / 2400) \times 1414905.358 / 180$

$= 1554.9$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

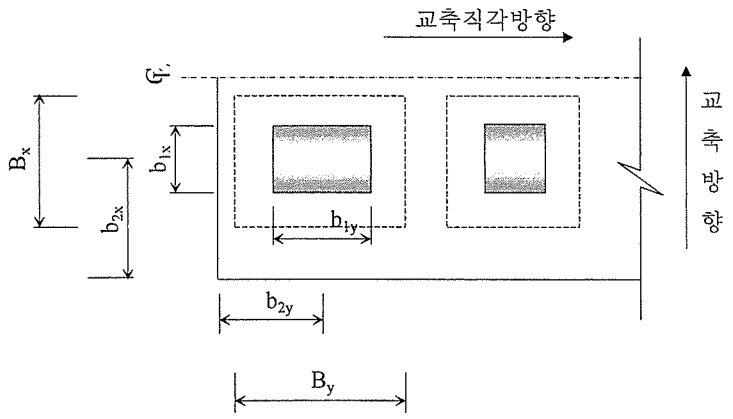
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

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

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 26195 / 180 = 145.5$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 215811 / 180 = 1198.9$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

$B_x = b_{1x} + b_{2y} = 501 + 1200 = 1701.0$ mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2 = 850.5$ mm 보다 작으므로 보정 필요.

$Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2$

$= 800 + (501 + 1200) / 2 = 1650.5$ mm

▣ 교축방향

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

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)} = A_{sy1} + A_{sy2} =$ 1619.100 + 145.527 = 1764.627 ㎟

$A_{sy(지진시)} = A_{sy1} + A_{sy2} =$ 1554.900 + 1198.948 = 2753.848 ㎟

$B_y =$ 1301.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use $A_{sy} =$ H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2753.848 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

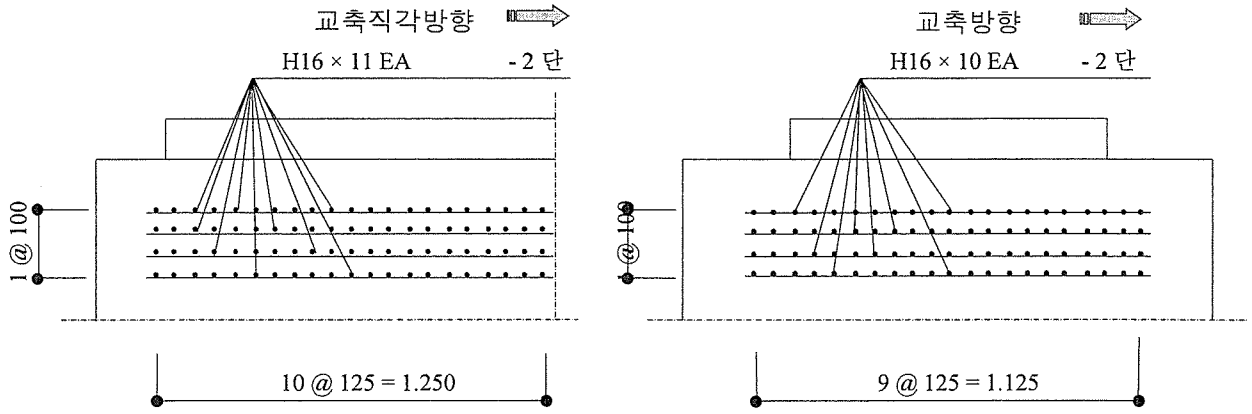
$A_{sx(상시)} = A_{sx1} + A_{sx2} =$ 1470.500 + 0.000 = 1470.500 ㎟

$A_{sx(지진시)} = A_{sx1} + A_{sx2} =$ 1312.900 + 0.000 = 1312.900 ㎟

$B_x =$ 1650.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use $A_{sx} =$ H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 1470.500 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{215810.7}{180} = 1198.95 \text{ ㎟}$$

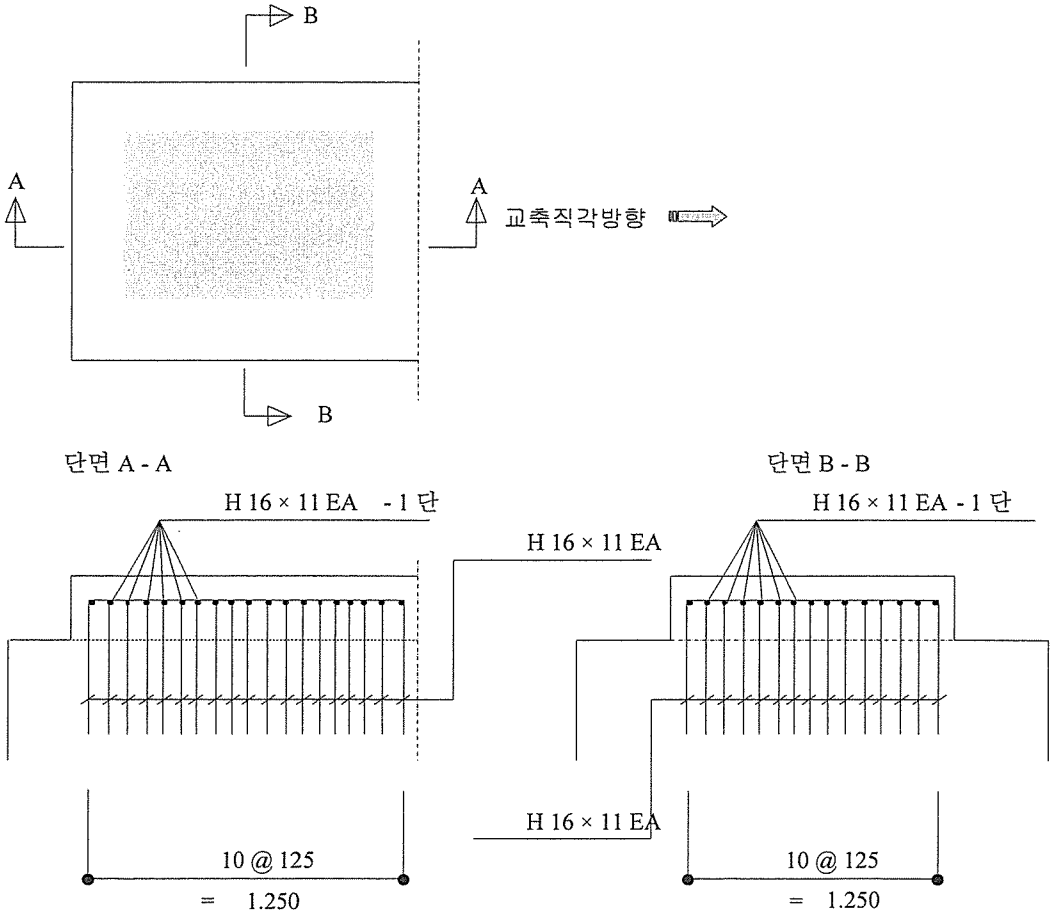
Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1198.948 ㎟ - O.K -
(CTC 125)

나) 교축방향

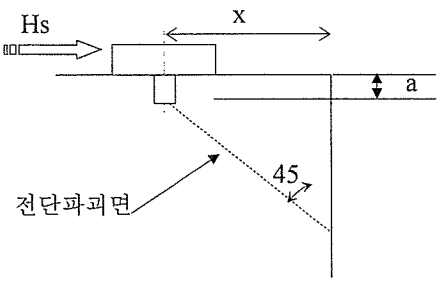
$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.00 \text{ ㎟}$$

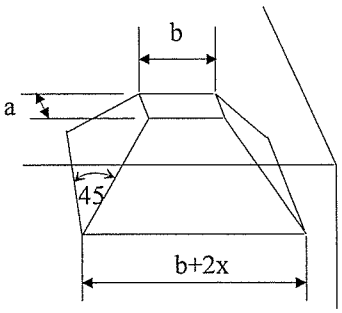
Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 0.000 ㎟ - O.K -
(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{215811}{4923160} = 0.044 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 4923160 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 215811 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2377010} = 0.69 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 2377010 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 0 N

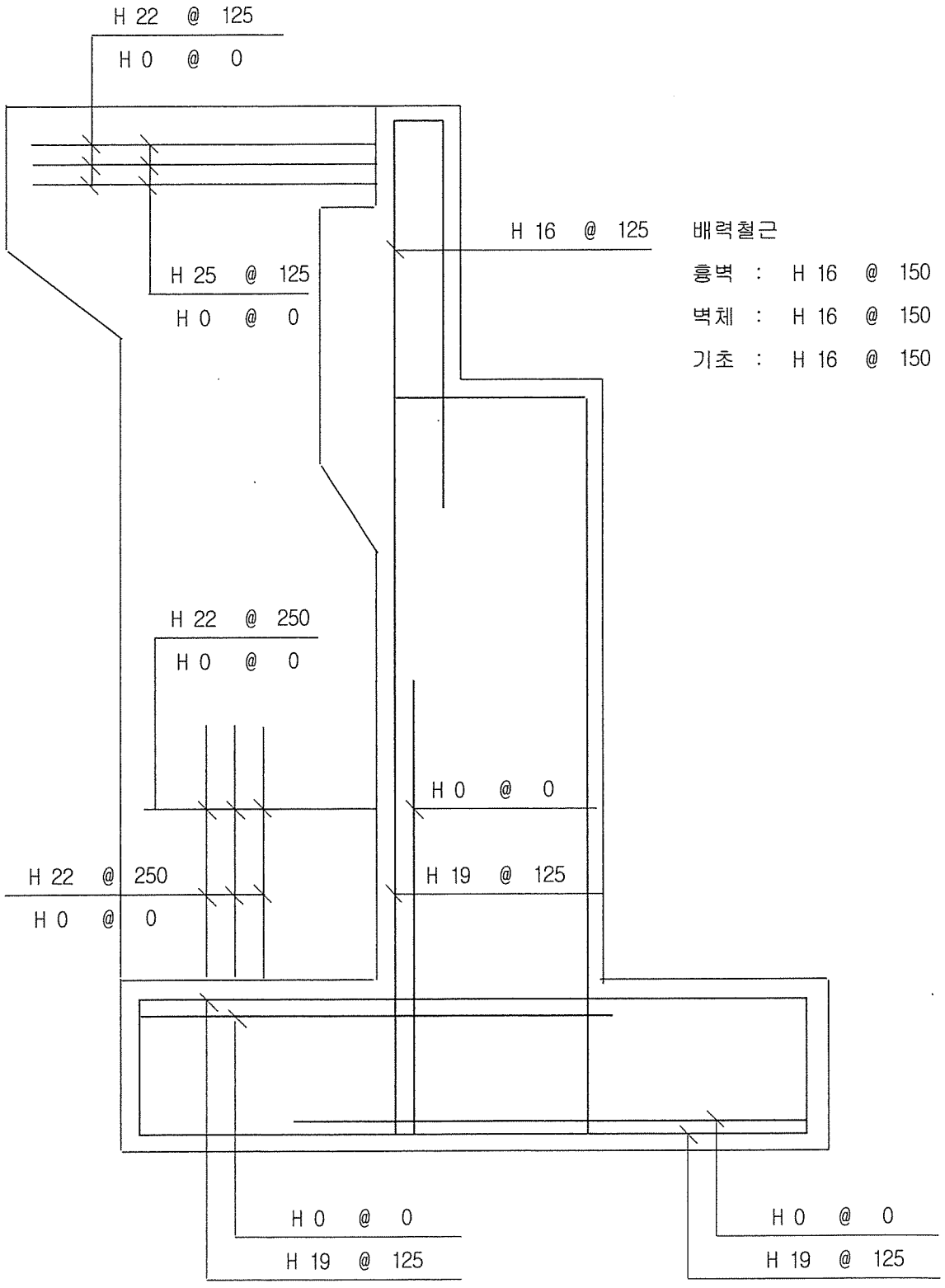
X : 800 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

8.주철근 조립도

파전제3교 교대 A2



배력철근

흉벽 : H 16 @ 150

벽체 : H 16 @ 150

기초 : H 16 @ 150

10.3 교각공

10.3.1 P1(P2)

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 : **P.S.C-BEAM** + **P.S.C-BEAM**

평면선형 R = ∞ 설계지간(좌) L = **24.000** m

평면선형 R = ∞ 설계지간(우) L = **24.000** m

2) 교각형식 : π 형교각 (H = **14.500** M)

3) 기초형식 : 직접기초 **(L= 0.000 m)**

1.2 설계하중

1) **고정하중**

철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³

2) **활 하 중** : **KRL2012** (복 선)

① KL-2012

충격계수 i (%) ; 모멘트에 관한 충격계수 (좌측구간) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

모멘트에 관한 충격계수 (우측구간) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **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 KL-2012

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 = ± 1000

5) **원 심 하 중**

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 레일상면에서 KRL-2012하중은 1.8m, EL하중은 1.5m 높이에서 수평방향으로 곡선 바깥쪽으로 작용하는 것으로 한

6) 차량횡하중

자갈도상 궤도이므로 미고려 **0** kN 으로 정한다.

7) 지진하중

가속도계수 K_h = **0.154** (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반 계수 S = **1.2**

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 f_{ck} = **30** MPa

나) 탄성계수 E_c = **8,500** $\sqrt[3]{f_{cu}}$ ($f_{cu}=f_{ck}+4$)

= **27500** MPa

2) 철근 SD30

가) 항복응력 : f_y = **400** MPa

나) 탄성계수 : E_s = **200000** MPa

1.4 흙의 성질

1) **흙의 단위중량 (γ_t)** = **19.0** kN/m³

2) **흙의 포화단위중량 (γ_{sat})** = **20.0** kN/m³

3) **흙의 수중단위중량 (γ_{sub})** = **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 = 700 kN/m²

지진시 = 1050 kN/m²

7) **기초의 각종 계수들**

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

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

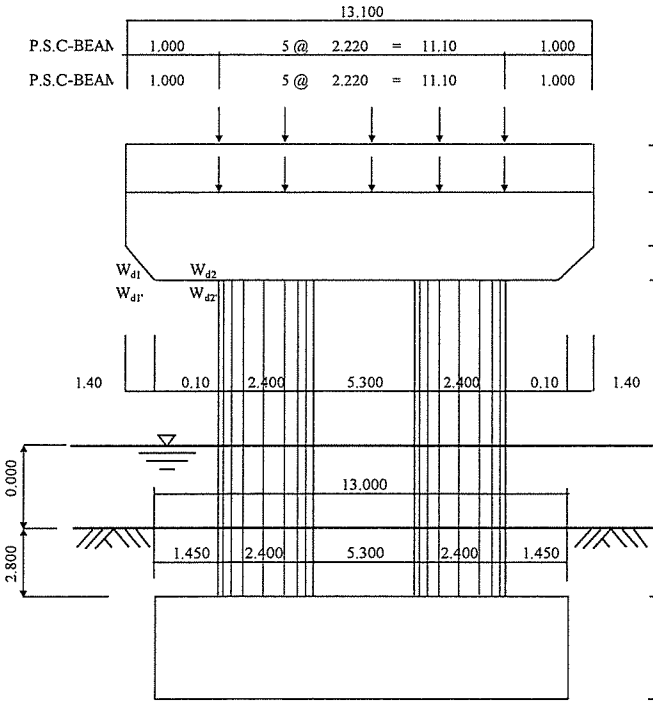
1.5 참고문헌

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

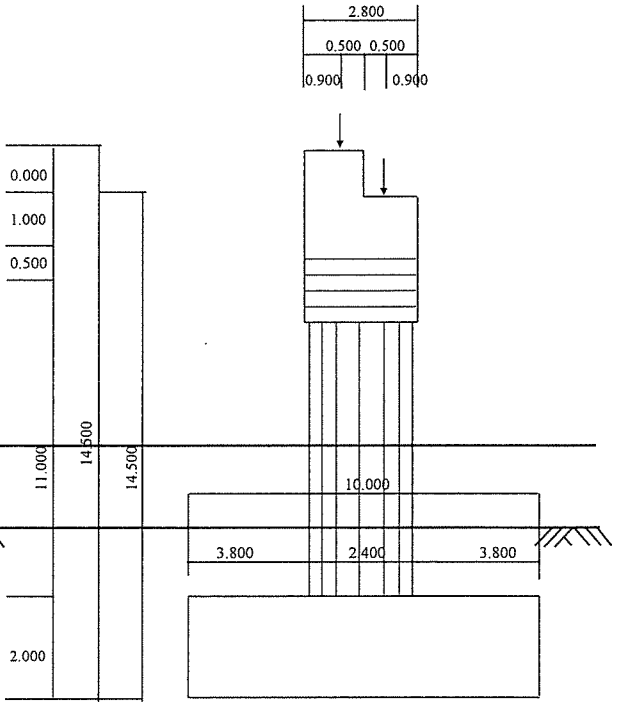
2. 단 면 가 정

2.1 교각 단면 제원

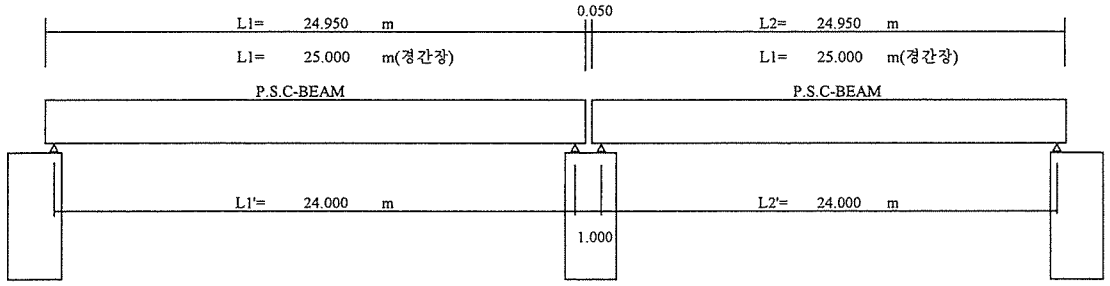
1) 교축직각방향



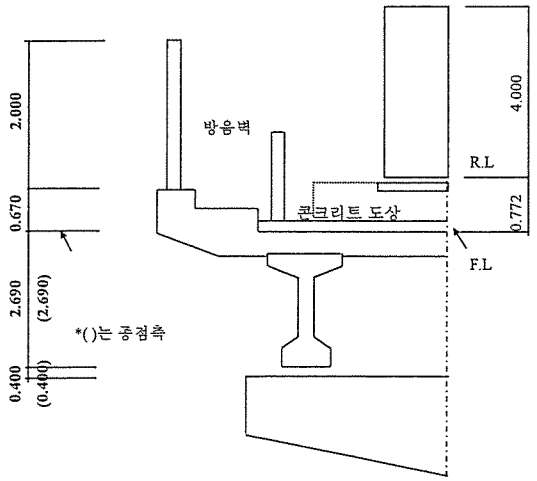
2) 교축 방향



2.2 상부 제원



2.3 하중작용 위치산정



		(시점측)		(종점측)	
▣ 원심하중	=	5.662	m	5.662	m
▣ 차량 횡하중	=	3.862	m	3.862	m
▣ 풍하중(열차비재하)	=	3.08	m	3.08	m
풍하중(열차재하)	=	4.131	m	4.131	m
▣ 지진하중(고정하중)	=	1.745	m	1.745	m

▣ 환산단면

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 정사각형 기둥단면으로 치환

① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.400^2 / 4 = 4.524\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.524} = 2.127\ m$

$D - L = 2.400 - 2.127$

$= 0.273\ m$

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
고정하중 반력(KN)	P.S.C-BEAM	1094.00	1016.00	1009.00	1009.00	1019.00	1094.00		6241.00
	P.S.C-BEAM	1094.00	1016.00	1009.00	1009.00	1019.00	1094.00		6241.00
계		2188.00	2032.00	2018.00	2018.00	2038.00	2188.00		12482.00

▣ 교각자중

▣ 교각자중

- COPING ;

W_{d1} = 1.000 × 1.400 × 24.500 = 34.300 kN/m

$W_{d1'}$ = 1.000 × 1.400 × 24.500 = 34.300 kN/m

W_{d2} = 1.500 × 1.400 × 24.500 = 51.450 kN/m

$W_{d2'}$ = 1.500 × 1.400 × 24.500 = 51.450 kN/m

- 기 둥 ; P_c = π / 4 × 2.400 ² × 24.500

x 11.000 × 2 = 2438.379 kN

- 기 초 ; W_{f1} = 2.000 × 10.000 × 24.500 = 490.000 kN/m

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- P.S.C-BEAM

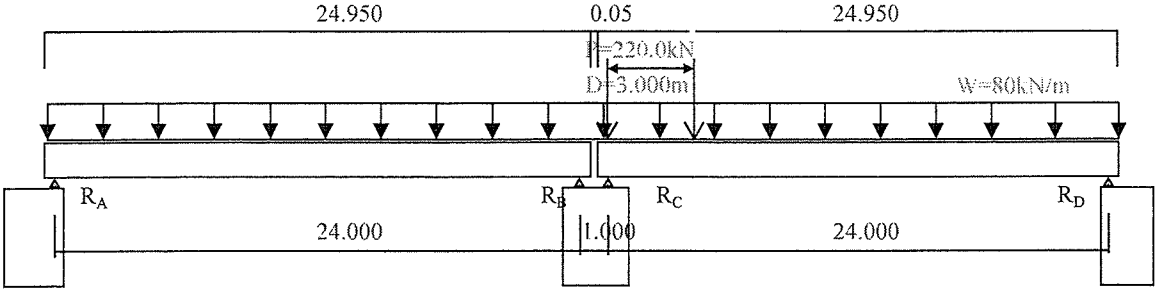
구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
활 하 중 (복선)	0.141	0.249	0.110	0.110	0.249	0.141		1.00
활 하 중 (단선)	0.292	0.492	0.161	0.069	0.025	-0.039		1.00
보도 하중 (복선)	0.340	0.089	0.072	0.072	0.089	0.34		1.00
보도 하중 (단선)	0.818	0.189	0.100	0.044	-0.012	-0.139		1.00

- P.S.C-BEAM

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
활 하 중 (복선)	0.141	0.249	0.110	0.110	0.249	0.141		1.00
활 하 중 (단선)	0.292	0.492	0.161	0.069	0.025	-0.039		1.00
보도 하중 (복선)	0.340	0.089	0.072	0.072	0.089	0.34		1.00
보도 하중 (단선)	0.818	0.189	0.100	0.044	-0.012	-0.139		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 = 0.80 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.80 × 5.00 × 24.95 × 1/2 × 2 = 99.800 KN

W_c = 0.80 × 5.00 × 24.95 × 1/2 × 2 = 99.800 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	349.30	514.77	233.93	233.93	514.77	349.30		2196.00
R_{LC}	465.63	720.19	324.68	324.68	720.19	465.63		3021.00
$\sum R_L$	814.93	1234.96	558.61	558.61	1234.96	814.93		5217.00

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	373.05	509.88	170.66	73.25	23.75	-52.79		1097.80
R_{LC}	493.50	712.83	237.07	101.72	34.06	-68.88		1510.30
$\sum R_L$	866.55	1222.71	407.73	174.97	57.82	-121.68		2608.10

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	384.89	577.61	261.69	261.69	577.61	384.89		2448.39
R_{LC}	515.92	809.02	363.92	363.92	809.02	515.92		3377.71
$\sum R_L$	900.81	1386.63	625.61	625.61	1386.63	900.81		5826.11

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	409.90	571.97	190.98	81.96	26.91	-57.72		1224.00
R_{LC}	545.58	800.58	265.79	114.02	38.52	-75.84		1688.66
$\sum R_L$	955.48	1372.55	456.76	195.98	65.43	-133.55		2912.65

3) 차량 횡하중

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

∑ PLf = 0.000 kN

MLfb = 0.000 × 3.862 = 0.000 kN·m

MLfc = 0.000 × 3.862 = 0.000 kN·m

∑ MLf = 0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- P.S.C-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	86.247	5.550	0.000	↑
G2			3.330	0.000	↑
G3			1.110	0.000	↑
G4			-1.110	0.000	↓
G5			-3.330	0.000	↓
G6			-5.550	0.000	↓

- P.S.C-BEAM

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

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pib(tf)	비 고
G1			5.550	0.000	↑
G2			3.330	0.000	↑
G3			1.110	0.000	↑
G4	0.000	55.445	-1.110	0.000	↓
G5			-3.330	0.000	↓
G6			-5.550	0.000	↓

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = ∞ L = 24.000 , 24.000 V = 250 km/hr

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

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

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

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

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 2196.00 kN , 지점c 3021.00 kN

Pcb	=	2196.00	×	0.000	=	0.000	kN
Pcc	=	3021.00	×	0.000	=	0.000	kN
$\sum$	Pc				=	0.000	kN
Mcb	=	0.000	×	5.662	=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.662	=	0.000	kN·m
$\sum$	Mc				=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / $\sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 5.550^2 + 3.330^2 + 1.110^2 + -1.110^2 + -3.330^2 + -5.550^2 + 0.000^2 = 86.247 m^2

Rpb1	=	0.000	×	5.550	/ 86.247	= 0.000	kN
Rpb2	=	0.000	×	3.330	/ 86.247	= 0.000	kN
Rpb3	=	0.000	×	1.110	/ 86.247	= 0.000	kN
Rpb4	=	0.000	×	-1.110	/ 86.247	= 0.000	kN
Rpb5	=	0.000	×	-3.330	/ 86.247	= 0.000	kN
Rpb6	=	0.000	×	-5.550	/ 86.247	= 0.000	kN
Rpb7	=	0.000	×	0.000	/ 86.247	= 0.000	kN

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑xi²

∑xi² = 5.550² + 3.330² + 1.110² + -1.110² + -3.330² + -5.550² + 0.000² = 86.247 m²

Rpc1	=	0.000	×	5.550	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	3.330	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	1.110	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	-1.110	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-3.330	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc6	=	0.000	×	-5.550	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc7	=	0.000	×	0.000	/	86.247	=	0.000 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1097.80 kN , 지점c 1510.30 kN

Pcb	=	1097.80	×	0.000	=	0.000 kN
Pcc	=	1510.30	×	0.000	=	0.000 kN
∑	Pc				=	0.000 kN
Mcb	=	0.000	×	5.662	=	0.000 kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.662	=	0.000 kN·m
∑	Mc				=	0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑xi²

∑xi² = 5.550² + 3.330² + 1.110² + -1.110² + -3.330² + -5.550² + 0.000² = 86.247 m²

Rpb1	=	0.000	×	5.550	/	86.247	=	0.000 kN
Rpb2	=	0.000	×	3.330	/	86.247	=	0.000 kN
Rpb3	=	0.000	×	1.110	/	86.247	=	0.000 kN
Rpb4	=	0.000	×	-1.110	/	86.247	=	0.000 kN
Rpb5	=	0.000	×	-3.330	/	86.247	=	0.000 kN
Rpb6	=	0.000	×	-5.550	/	86.247	=	0.000 kN
Rpb7	=	0.000	×	0.000	/	86.247	=	0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑xi²

∑xi² = 5.550² + 3.330² + 1.110² + -1.110² + -3.330² + -5.550² + 0.000² = 86.247 m²

Rpc1	=	0.000	×	5.550	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc1	=	0.000	×	3.330	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	1.110	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	-1.110	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	-3.330	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-5.550	/	86.247	=	0.000 kN
Rpc7	=	0.000	×	0.000	/	86.247	=	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	×	1.500	×	2.800	=	12.600	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.400	×	0.6	=	4.320	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.360	×	12.475	=	200.598	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.360	×	12.475	=	200.598	kN
	Mn3b	=	200.598	×	3.08			=	617.842	kN·m
	Mn3c	=	200.598	×	3.080			=	617.842	kN·m
	∑	Mn3						=	1235.684	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 5.550² + 3.330² + 1.110² + -1.110² + -3.330² + -5.550² + 0.000² = 86.247 m²

Rnb1	=	617.842	×	5.550	/	86.247	= 39.758 kN
Rnb2	=	617.842	×	3.330	/	86.247	= 23.855 kN
Rnb3	=	617.842	×	1.110	/	86.247	= 7.952 kN
Rnb4	=	617.842	×	-1.110	/	86.247	= -7.952 kN
Rnb5	=	617.842	×	-3.330	/	86.247	= -23.855 kN
Rnb6	=	617.842	×	-5.550	/	86.247	= -39.758 kN
Rnb7	=	617.842	×	0.000	/	86.247	= 0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 5.550² + 3.330² + 1.110² + -1.110² + -3.330² + -5.550² + 0.000² = 86.247 m²

Rnc1	=	617.842	×	5.550	/	86.247	= 39.758 kN
Rnc2	=	617.842	×	3.330	/	86.247	= 23.855 kN
Rnc3	=	617.842	×	1.110	/	86.247	= 7.952 kN
Rnc4	=	617.842	×	-1.110	/	86.247	= -7.952 kN
Rnc5	=	617.842	×	-3.330	/	86.247	= -23.855 kN
Rnc6	=	617.842	×	-5.550	/	86.247	= -39.758 kN
Rnc7	=	617.842	×	0.000	/	86.247	= 0.000 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	1.500	×	2.800	=	6.300	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	2.400	×	0.600	=	2.160	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.462	×	12.475	=	139.633	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.462	×	12.475	=	139.633	kN
	Mn3b	=	139.6327	×	4.131			=	576.823	kN·m
	Mn3c	=	139.6327	×	4.131			=	576.823	kN·m
	∑	Mn3						=	1153.645	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 5.550² + 3.330² + 1.110² + -1.110² + -3.330² + -5.550² + 0.000² = 86.247 m²

Rnb1	=	576.823	×	5.550	/	86.247	= 37.119 kN
Rnb2	=	576.823	×	3.330	/	86.247	= 22.271 kN
Rnb3	=	576.823	×	1.110	/	86.247	= 7.424 kN
Rnb4	=	576.823	×	-1.110	/	86.247	= -7.424 kN
Rnb5	=	576.823	×	-3.330	/	86.247	= -22.271 kN
Rnb6	=	576.823	×	-5.550	/	86.247	= -37.119 kN
Rnb7	=	576.823	×	0.000	/	86.247	= 0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 5.550² + 3.330² + 1.110² + -1.110² + -3.330² + -5.550² + 0.000² = 86.247 m²

Rnc1	=	576.823	×	5.550	/	86.247	= 37.119 kN
Rnc2	=	576.823	×	3.330	/	86.247	= 22.271 kN
Rnc3	=	576.823	×	1.110	/	86.247	= 7.424 kN
Rnc4	=	576.823	×	-1.110	/	86.247	= -7.424 kN
Rnc5	=	576.823	×	-3.330	/	86.247	= -22.271 kN
Rnc6	=	576.823	×	-5.550	/	86.247	= -37.119 kN
Rnc7	=	576.823	×	0.000	/	86.247	= 0.000 kN

6) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	∑	비고
$H_{EB(교직)}$	159.07	160.24	160.60	160.60	160.24	159.06	0.00	959.80	1.0교직+0.3교축
$H_{EB(교축)}$	278.92	266.74	258.30	258.34	266.87	279.14	0.00	1608.30	0.3교직+1.0교축
$H_{EC(교직)}$	88.40	89.01	89.19	89.19	89.01	88.40	0.00	533.18	1.0교직+0.3교축
$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 959.797 × 1.745 = 1674.846 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 533.180 × 1.745 = 930.398 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

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

$\sum xi^2 = 5.550^2 + 3.330^2 + 1.110^2 + -1.110^2 + -3.330^2 + -5.550^2 + 0.000^2 = 86.247\ m^2$

$R_{Eb1} = 1674.846 \times 5.550 / 86.247 = 107.776$ kN

$R_{Eb2} = 1674.846 \times 3.330 / 86.247 = 64.666$ kN

$R_{Eb3} = 1674.846 \times 1.110 / 86.247 = 21.555$ kN

$R_{Eb4} = 1674.846 \times -1.110 / 86.247 = -21.555$ kN

$R_{Eb5} = 1674.846 \times -3.330 / 86.247 = -64.666$ kN

$R_{Eb6} = 1674.846 \times -5.550 / 86.247 = -107.776$ kN

$R_{Eb7} = 1674.846 \times 0.000 / 86.247 = 0.000$ kN

- P.S.C-BEAM

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

$\sum xi^2 = 5.550^2 + 3.330^2 + 1.110^2 + -1.110^2 + -3.330^2 + -5.550^2 + 0.000^2 = 86.247\ m^2$

$R_{EC1} = 930.398 \times 5.550 / 86.247 = 59.871$ kN

$R_{EC2} = 930.398 \times 3.330 / 86.247 = 35.923$ kN

$R_{EC3} = 930.398 \times 1.110 / 86.247 = 11.974$ kN

$R_{EC4} = 930.398 \times -1.110 / 86.247 = -11.974$ kN

$R_{EC5} = 930.398 \times -3.330 / 86.247 = -35.923$ kN

$R_{EC6} = 930.398 \times -5.550 / 86.247 = -59.871$ kN

$R_{EC7} = 930.398 \times 0.000 / 86.247 = 0.000$ kN

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분(100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥	849.34	4767.64	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	∑	비고
$H_{EB(교직)}$	390.69	393.57	394.45	394.45	393.57	390.68		2357.40	1.0교직+0.3교축
$H_{EB(교축)}$	685.06	655.15	634.43	634.53	655.46	685.60		3950.22	0.3교직+1.0교축
$H_{EC(교직)}$	217.11	218.62	219.06	219.06	218.62	217.11		1309.56	1.0교직+0.3교축
$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 2357.396 × 1.745 = 4113.656 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 1309.564 × 1.745 = 2285.189 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

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

$\sum xi^2 = 5.550^2 + 3.330^2 + 1.110^2 + -1.110^2 + -3.330^2 + -5.550^2 + 0.000^2 = 86.247\ m^2$

$R_{Eb1} = 4113.656 \times 5.550 / 86.247 = 264.714$ kN

$R_{Eb2} = 4113.656 \times 3.330 / 86.247 = 158.828$ kN

$R_{Eb3} = 4113.656 \times 1.110 / 86.247 = 52.943$ kN

$R_{Eb4} = 4113.656 \times -1.110 / 86.247 = -52.943$ kN

$R_{Eb5} = 4113.656 \times -3.330 / 86.247 = -158.828$ kN

$R_{Eb6} = 4113.656 \times -5.550 / 86.247 = -264.714$ kN

$R_{Eb7} = 4113.656 \times 0.000 / 86.247 = 0.000$ kN

- P.S.C-BEAM

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

$\sum xi^2 = 5.550^2 + 3.330^2 + 1.110^2 + -1.110^2 + -3.330^2 + -5.550^2 + 0.000^2 = 86.247\ m^2$

$R_{EC1} = 2285.189 \times 5.550 / 86.247 = 147.052$ kN

$R_{EC2} = 2285.189 \times 3.330 / 86.247 = 88.231$ kN

$R_{EC3} = 2285.189 \times 1.110 / 86.247 = 29.410$ kN

$R_{EC4} = 2285.189 \times -1.110 / 86.247 = -29.410$ kN

$R_{EC5} = 2285.189 \times -3.330 / 86.247 = -88.231$ kN

$R_{EC6} = 2285.189 \times -5.550 / 86.247 = -147.052$ kN

$R_{EC7} = 2285.189 \times 0.000 / 86.247 = 0.000$ kN

$P_E = 2357.40 + 1309.564 = 3666.960$ kN

$Mc = 3666.960 \times 1.745 = 6398.845$ kN·m

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥	2086.09	11710.00	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	6241.000	kN	6241.000	kN
편 심	0.500	m	-0.500	m

Md = 6241.000 × 0.500 + 6241.000 × -0.500 = 0.000 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1097.800	kN	1510.300	kN
	복선재하시	2195.999	kN	3020.999	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1097.80 × 0.500 + 1510.30 × -0.500 = -206.250 kN·m

$M_{L복선}$ = 2196.00 × 0.500 + 3021.00 × -0.500 = -412.500 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1223.997	kN	1688.657	kN
	복선재하시	2448.392	kN	3377.713	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1224.00 × 0.500 + 1688.66 × -0.500 = -232.330 kN·m

$M_{L복선}$ = 2448.39 × 0.500 + 3377.71 × -0.500 = -464.660 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.000 × 13.100 = 39.300 kN

3.000 × 0.500 × 11.700 = 17.550 kN

(39.300 + 17.550) / 13.100 = 4.340 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 2.400 × 0.6 = 4.320 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.000 × 13.100 = 19.650 kN

1.500 × 0.500 × 11.700 = 8.775 kN

(19.650 + 8.775) / 13.100 = 2.170 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 2.400 × 0.6 = 2.160 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 KRL2012

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 = 6241.00 + 998.000 = 7239.000 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 500.00 - 542.925 (제동하중)

= 825.00 - 542.925 (시동하중)

= -42.93 < T/2 = 250.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 282.08 < T/2 = 412.50 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 250.00 kN(제동하중), 412.50 kN(시동하중)

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

Rm = 6241.00 + 1410.50 = 7651.500 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1147.725 > T/2 = 250.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 1147.725 > T/2 = 412.500 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 250.000 kN(제동하중), 412.500 kN(시동하중)

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf = 412.500 + 412.500 = 825.000 kN

T (복 선) = Tf = 662.500 + 662.500 = 1325.000 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 4 × 3 × 24.950 = 299.400 kN 299.400 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 299.40 - 468.075

= -168.68 < T/2 = 149.70

∴ Tf = 149.70 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 4 × 3 × 24.950 = 299.400 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 936.150 > T/2 = 149.700

∴ Tm = 149.70 kN

7) 온도 하중

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

▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 6241.00 × 0.150 = 936.150 kN

나) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ δ= Δt ×α×L 여기서 Δt : 온도변화

α1: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

α2: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ δ= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

▶ 등가수평력

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

P = $[3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 495.303 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.257 m^4

L : 12.500 m [평균높이]

∴ ∑Tu = 936.150 kN > P = 495.303 kN

∴ 온도변화에의한 등가수평력적용

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

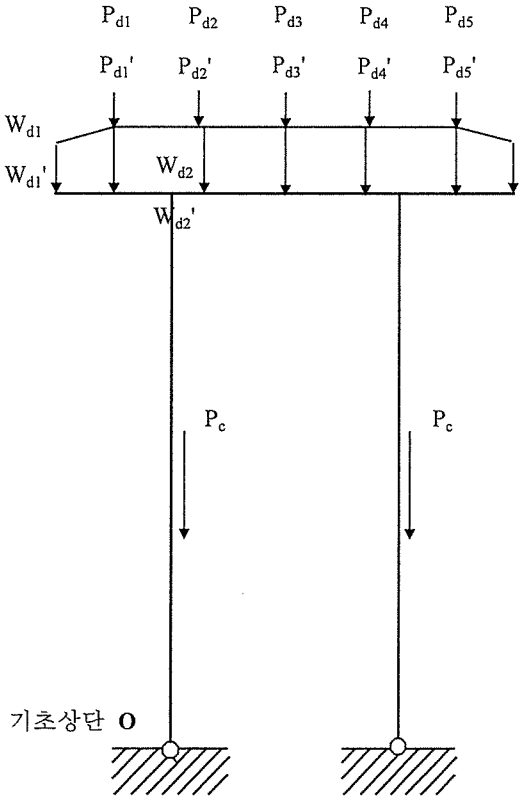
구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥	916.08	10973.43	0.3교직+1.0교축

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥	2250.02	26952.28	0.3교직+1.0교축

4.2 하중재하 및 단면력 산출 (KL2012)

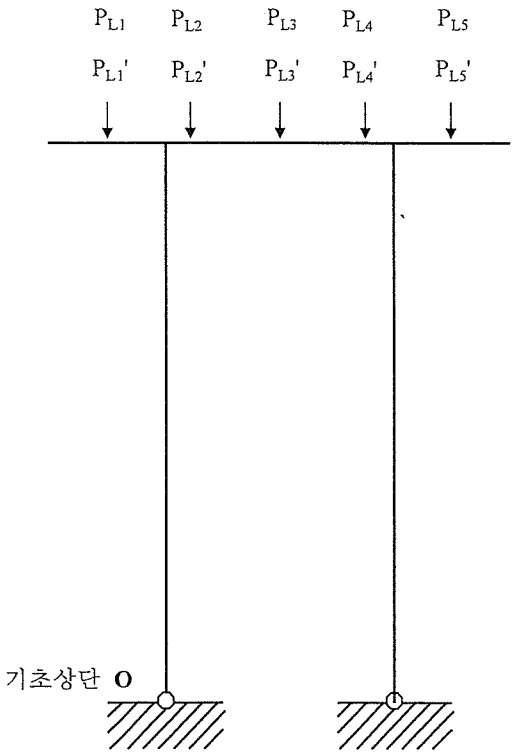
4.2.1 교축직각방향

1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



P_{d1}	=	1094.00	kN
P_{d2}	=	1016.00	kN
P_{d3}	=	1009.00	kN
P_{d4}	=	1009.00	kN
P_{d5}	=	1019.00	kN
P_{d6}	=	1094.00	kN
P_{d7}	=	0.00	kN
P_{d1}'	=	1094.00	kN
P_{d2}'	=	1016.00	kN
P_{d3}'	=	1009.00	kN
P_{d4}'	=	1009.00	kN
P_{d5}'	=	1019.00	kN
P_{d6}'	=	1094.00	kN
P_{d7}'	=	0.00	kN
W_{d1}	=	34.300	kN/m
W_{d2}	=	51.450	kN/m
W_{d1}'	=	34.300	kN/m
W_{d2}'	=	51.450	kN/m
P_c	=	1219.189	kN/m

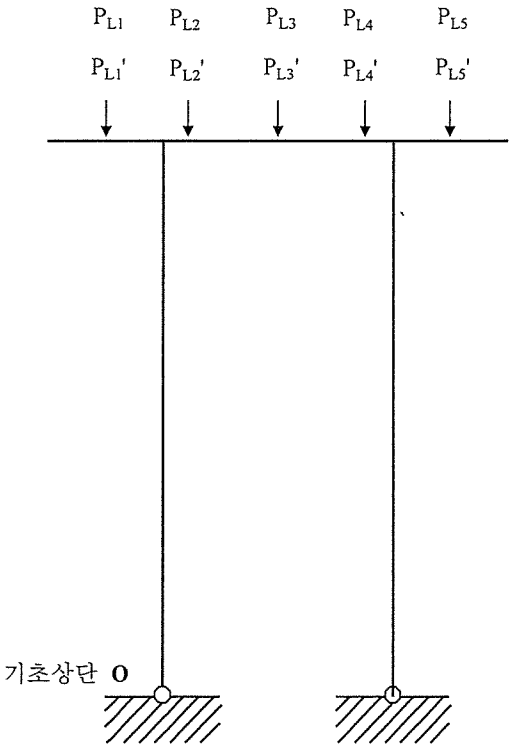
2-1) 활 하 중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시			
P_{L1}	=	349.300	kN
P_{L2}	=	514.768	kN
P_{L3}	=	233.931	kN
P_{L4}	=	233.931	kN
P_{L5}	=	514.768	kN
P_{L6}	=	349.300	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	465.625	kN
P_{L2}'	=	720.193	kN
P_{L3}'	=	324.681	kN
P_{L4}'	=	324.681	kN
P_{L5}'	=	720.193	kN
P_{L6}'	=	465.625	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

충격고려시			
P_{L1}	=	384.887	kN
P_{L2}	=	577.614	kN
P_{L3}	=	261.694	kN
P_{L4}	=	261.694	kN
P_{L5}	=	577.614	kN
P_{L6}	=	384.887	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	515.922	kN
P_{L2}'	=	809.015	kN
P_{L3}'	=	363.920	kN
P_{L4}'	=	363.920	kN
P_{L5}'	=	809.015	kN
P_{L6}'	=	515.922	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

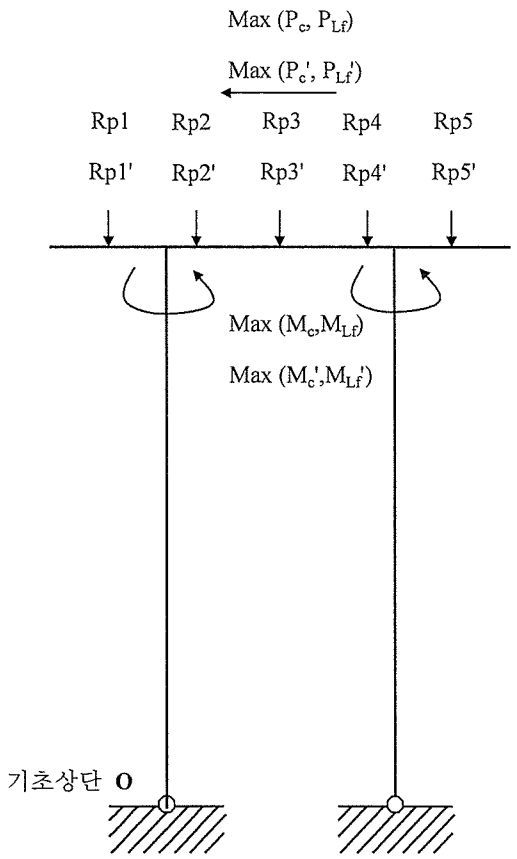
2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시			
P_{L1}	=	373.052	kN
P_{L2}	=	509.878	kN
P_{L3}	=	170.658	kN
P_{L4}	=	73.253	kN
P_{L5}	=	23.752	kN
P_{L6}	=	-52.794	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	493.502	kN
P_{L2}'	=	712.828	kN
P_{L3}'	=	237.071	kN
P_{L4}'	=	101.716	kN
P_{L5}'	=	34.065	kN
P_{L6}'	=	-68.882	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

충격고려시			
P_{L1}	=	409.902	kN
P_{L2}	=	571.967	kN
P_{L3}	=	190.976	kN
P_{L4}	=	81.961	kN
P_{L5}	=	26.907	kN
P_{L6}	=	-57.716	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	545.583	kN
P_{L2}'	=	800.580	kN
P_{L3}'	=	265.786	kN
P_{L4}'	=	114.022	kN
P_{L5}'	=	38.524	kN
P_{L6}'	=	-75.838	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

3-1) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-1) : 복선



횡하중

P_{Lf}	=	0.000	kN
M_{Lf}	=	0.000	kN·m
P_{Lf}'	=	0.000	kN
M_{Lf}'	=	0.000	kN·m

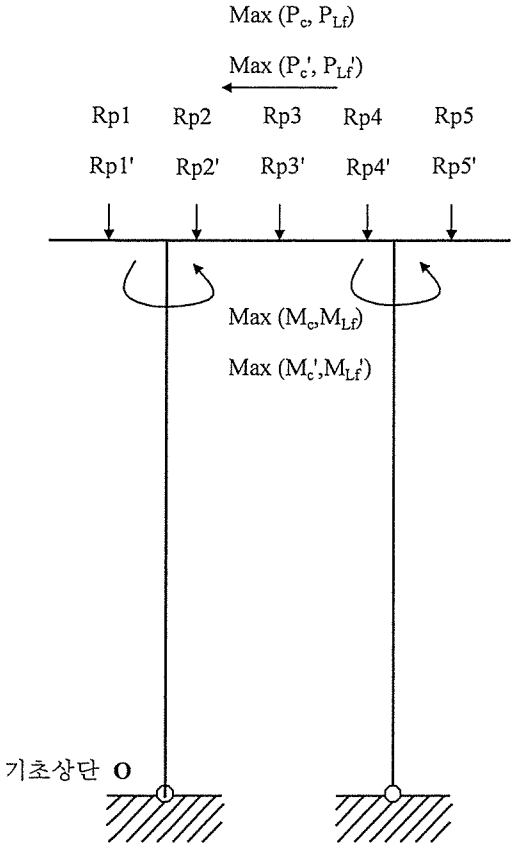
원심하중 (복선)

P_c	=	0.000	kN
M_c	=	0.000	kN·m
P_c'	=	0.000	kN
M_c'	=	0.000	kN·m

Max (P_{Lf},P_c)	=	0.000	kN
Max (M_{Lf},M_c)	=	0.000	kN·m
Max (P_{Lf}',P_c')	=	0.000	kN
Max (M_{Lf}',M_c')	=	0.000	kN·m

Rp1	=	0.000	kN
Rp2	=	0.000	kN
Rp3	=	0.000	kN
Rp4	=	0.000	kN
Rp5	=	0.000	kN
Rp6	=	0.000	kN
Rp7	=	0.000	kN
Rp1'	=	0.000	kN
Rp2'	=	0.000	kN
Rp3'	=	0.000	kN
Rp4'	=	0.000	kN
Rp5'	=	0.000	kN
Rp6'	=	0.000	kN
Rp7'	=	0.000	kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

P_{Lf}	=	0.000	kN
M_{Lf}	=	0.000	kN·m
P_{Lf}'	=	0.000	kN
M_{Lf}'	=	0.000	kN·m

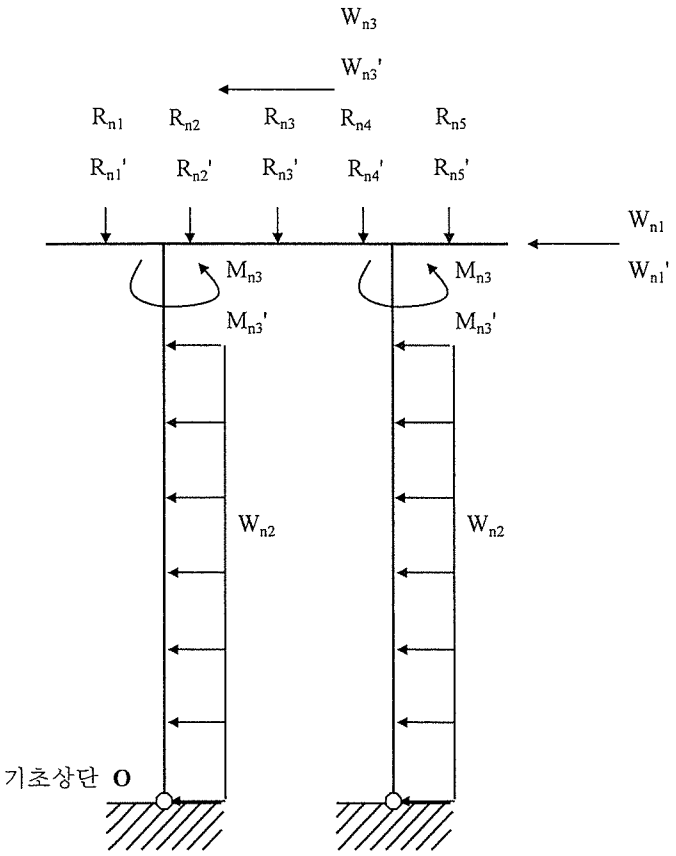
원심하중 (단선)

P_c	=	0.000	kN
M_c	=	0.000	kN·m
P_c'	=	0.000	kN
M_c'	=	0.000	kN·m

Max (P_{Lf},P_c)	=	0.000	kN
Max (M_{Lf},M_c)	=	0.000	kN·m
Max (P_{Lf}',P_c')	=	0.000	kN
Max (M_{Lf}',M_c')	=	0.000	kN·m

Rp1	=	0.000	kN
Rp2	=	0.000	kN
Rp3	=	0.000	kN
Rp4	=	0.000	kN
Rp5	=	0.000	kN
Rp6	=	0.000	kN
Rp7	=	0.000	kN
Rp1'	=	0.000	kN
Rp2'	=	0.000	kN
Rp3'	=	0.000	kN
Rp4'	=	0.000	kN
Rp5'	=	0.000	kN
Rp6'	=	0.000	kN
Rp7'	=	0.000	kN

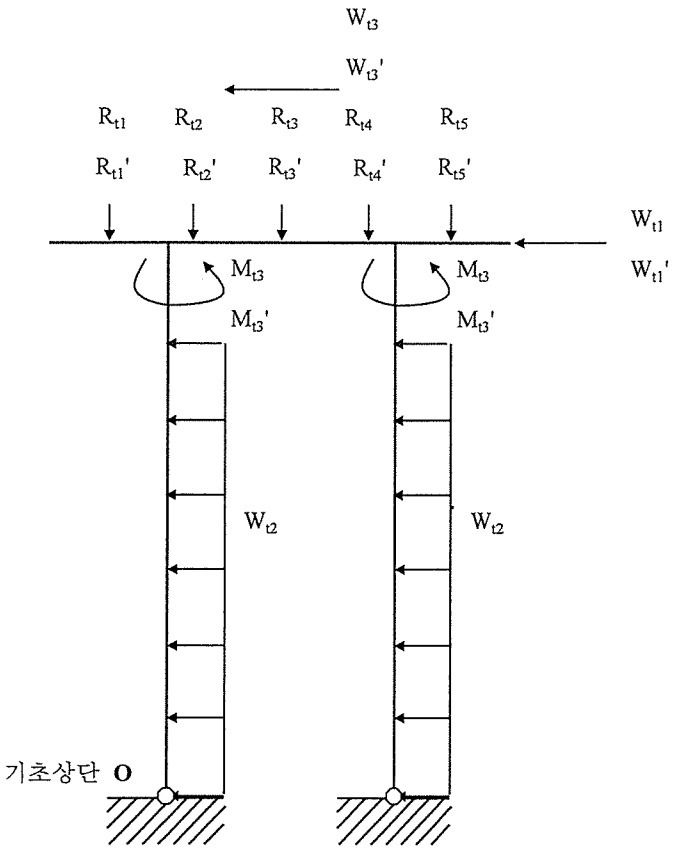
4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)



W_{n1}	=	12.600	kN
W_{n2}	=	4.320	kN/m
W_{n3}	=	200.598	kN
W_{n3}'	=	200.598	kN
M_{n3}	=	1235.684	kN·m
M_{n3}'	=	1235.684	kN·m

R_{n1}	=	39.758	kN
R_{n2}	=	23.855	kN
R_{n3}	=	7.952	kN
R_{n4}	=	-7.952	kN
R_{n5}	=	-23.855	kN
R_{n6}	=	-39.758	kN
R_{n7}	=	0.000	kN
R_{n1}'	=	39.758	kN
R_{n2}'	=	23.855	kN
R_{n3}'	=	7.952	kN
R_{n4}'	=	-7.952	kN
R_{n5}'	=	-23.855	kN
R_{n6}'	=	-39.758	kN
R_{n7}'	=	0.000	kN

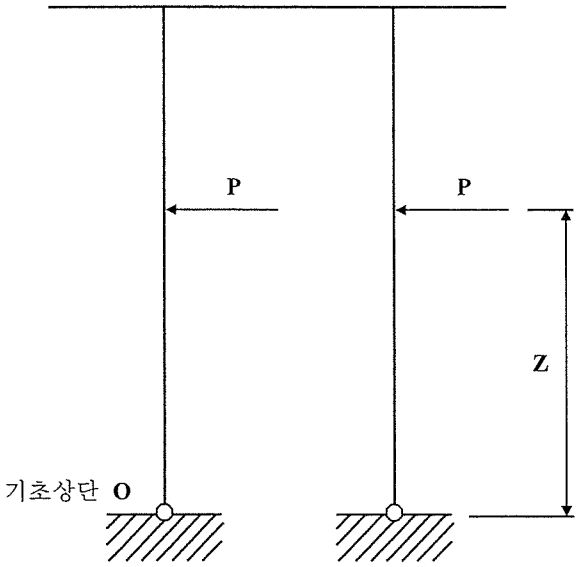
5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)



W_{t1}	=	6.300	kN
W_{t2}	=	2.160	kN/m
W_{t3}	=	139.633	kN
W_{t3}'	=	139.633	kN
M_{t3}	=	576.823	kN·m
M_{t3}'	=	576.823	kN·m

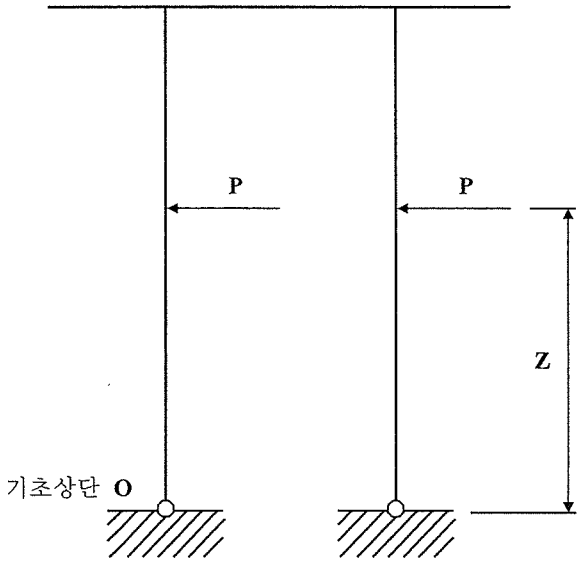
R_{t1}	=	37.119	kN
R_{t2}	=	22.271	kN
R_{t3}	=	7.424	kN
R_{t4}	=	-7.424	kN
R_{t5}	=	-22.271	kN
R_{t6}	=	-37.119	kN
R_{t7}	=	0.000	kN
R_{t1}'	=	37.119	kN
R_{t2}'	=	22.271	kN
R_{t3}'	=	7.424	kN
R_{t4}'	=	-7.424	kN
R_{t5}'	=	-22.271	kN
R_{t6}'	=	-37.119	kN
R_{t7}'	=	0.000	kN

6) 유 수 압 (L.C 6)



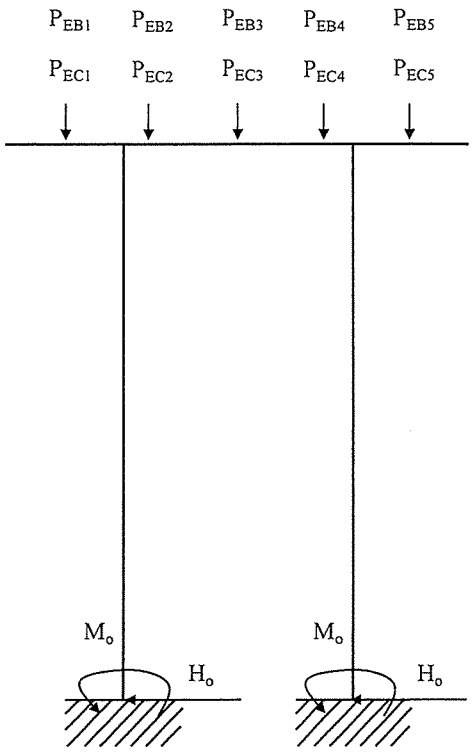
P	=	0	kN
Z	=	2.800	m

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	0	kN
Z	=	4.600	m

6) 지진하중 (L.C 6)



P_{EB1}	=	264.714	kN
P_{EB2}	=	158.828	kN
P_{EB3}	=	52.943	kN
P_{EB4}	=	-52.943	kN
P_{EB5}	=	-158.828	kN
P_{EB6}	=	-264.714	kN
P_{EB7}	=	0.000	kN
P_{EC1}	=	147.052	kN
P_{EC2}	=	88.231	kN
P_{EC3}	=	29.410	kN
P_{EC4}	=	-29.410	kN
P_{EC5}	=	-88.231	kN
P_{EC6}	=	-147.052	kN
P_{EC7}	=	0.000	kN

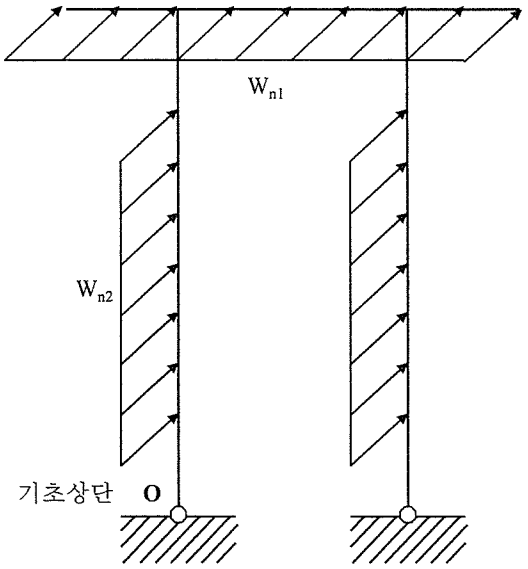
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

M_o= **11710.003** kN·m

H_o= **2086.088** kN

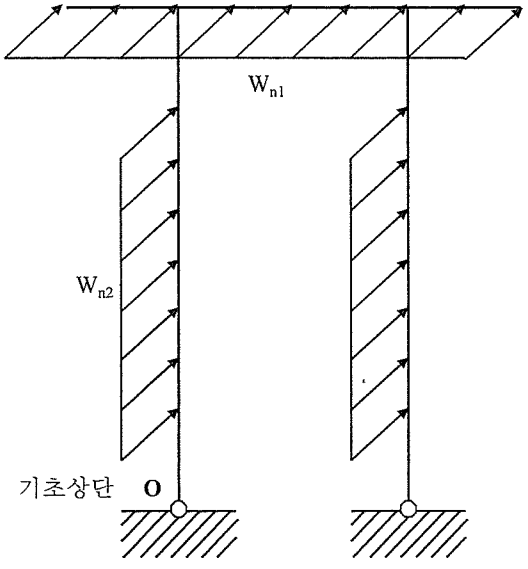
4.2.2 교축 방향

1) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 7)



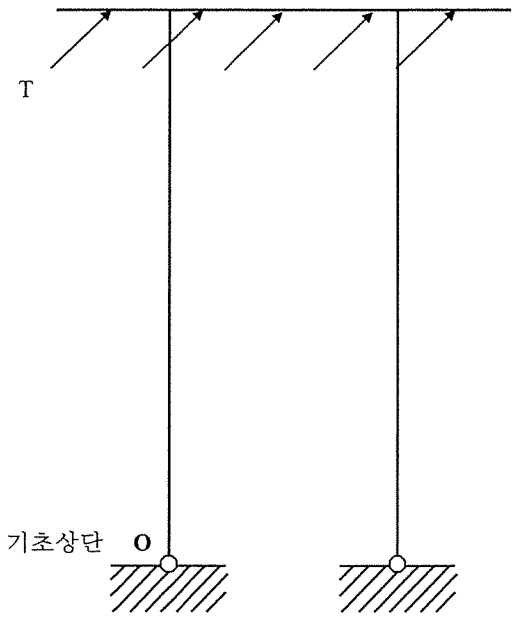
W_{n1}	=	4.340	kN/m
W_{n2}	=	4.320	kN/m

2) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 8)



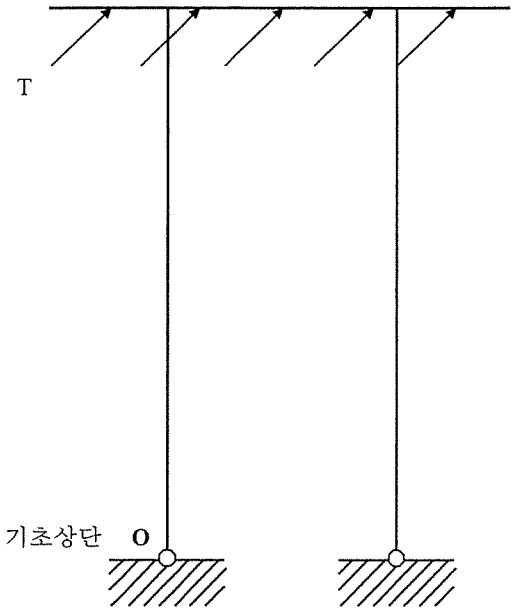
W_{n1}	=	2.170	kN/m
W_{n2}	=	2.160	kN/m

3) 시동 및 제동하중 (L.C 9)



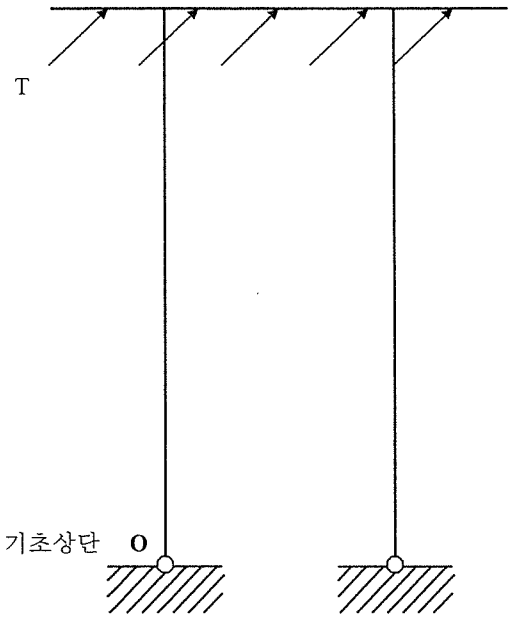
T (단선)	=	825.000	kN
T (복선)	=	1325.000	kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 10)



T	=	299.400	kN

5) 온도변화에의한 등가수평력적용 (L.C 11)



T	=	495.303	kN

7) 지진 하중 (L.C 13)

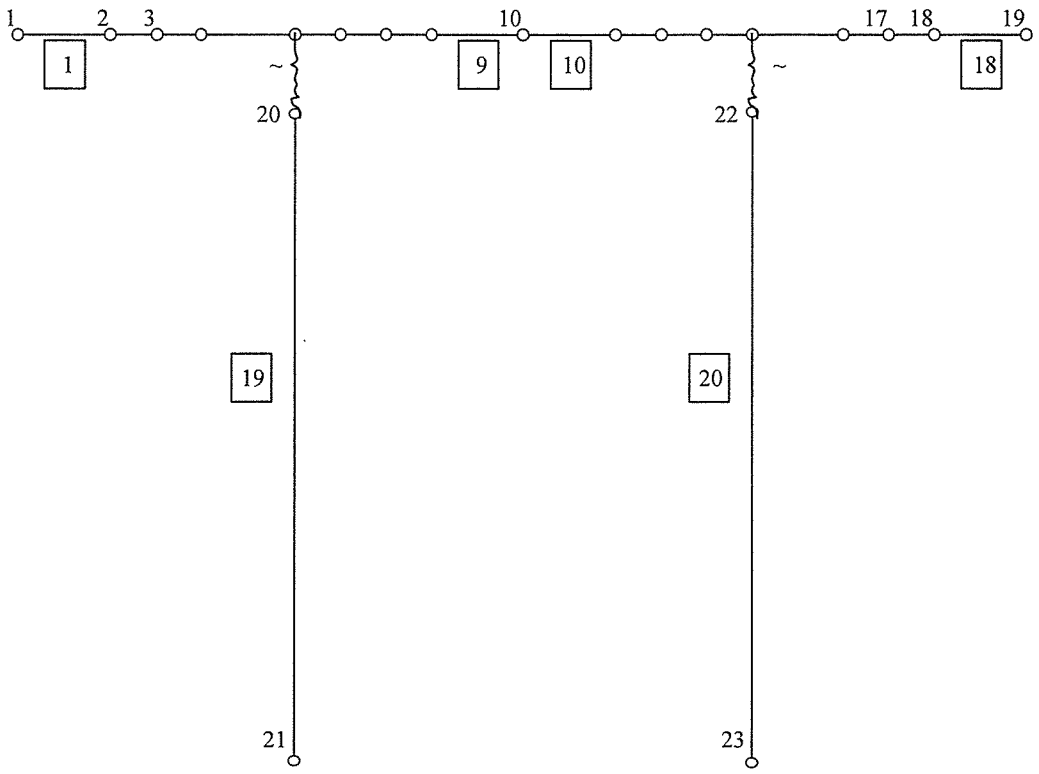
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

M_o= **26952.284** kN·m

H_o= **2250.024** kN

5. Modeling

5.1 해석 모델링



5.2 절점 좌표 1.4

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.00	0.00	12.50	14	9.34	0.00	12.50
2	1.00	0.00	12.50	15	9.88	0.00	12.50
3	1.40	0.00	12.50	16	10.40	0.00	12.50
4	1.50	0.00	12.50	17	11.46	0.00	12.50
5	1.64	0.00	12.50	18	11.60	0.00	12.50
6	2.70	0.00	12.50	19	11.70	0.00	12.50
7	3.22	0.00	12.50	20	12.10	0.00	12.50
8	3.76	0.00	12.50	21	13.10	0.00	12.50
9	3.90	0.00	12.50	22	2.70	0.00	11.00
10	5.44	0.00	12.50	23	2.70	0.00	0.00
11	6.55	0.00	12.50	24	10.40	0.00	11.00
12	7.66	0.00	12.50	25	10.40	0.00	0.00
13	9.20	0.00	12.50				

5.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(㎡)	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	Element
①	2.800	1.000	2.800	1.829333	0.233333	1, 2, 17, 18
②	2.800	1.500	4.200	2.744000	0.787500	3 ~ 16
③	2.400	0.000	4.524	1.628602	1.628602	19
④	2.400	0.000	4.524	1.628602	1.628602	20
⑤						

6. 하중조합

6.1 COPING

1) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

구분	고정하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한하중	지진하중	비고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때				
comb 1	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	
comb 2	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	
comb 3	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	
comb 4	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	
comb 5	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	
comb 6	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	
comb 7	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	
comb 8	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	
comb 9	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	
comb 10	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	
comb 11	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	
comb 12	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	
comb 13	1.00	-	0.89	-	-	-	-	-	-	1.00	지진시

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

구분	고정하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한하중	비고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때			
comb 21	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-
comb 22	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-
comb 23	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-
comb 24	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-
comb 25	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-
comb 26	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-
comb 27	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-
comb 28	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-
comb 29	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-

6.2 기둥 및 기초상면

1) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

하중경우	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
comb 41	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 42	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 43	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 44	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 45	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
comb 46	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 47	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 48	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 49	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 50	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.6
comb 51	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 52	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 53	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 54	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 55	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	1.20	-	8.3.10
comb 56	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	0.30	8.3.8
comb 57	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	0.30	-	-	-	-	-	1.00	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

2) 하중조합에 의한 단면력 (최소축하중, 최대편심)

하중경우	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
comb 61	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 62	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 63	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 64	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 65	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
comb 66	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 67	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 68	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 69	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 70	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.6
comb 71	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 72	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 73	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 74	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 75	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	1.20	-	8.3.10
comb 76	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	0.30	8.3.8
comb 77	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	0.30	-	-	-	-	-	1.00	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

3) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중-충격 고려)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
combo 81	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 82	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 83	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
combo 84	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 85	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 86	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 87	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 88	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.6
combo 89	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 90	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 91	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 92	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 93	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.10

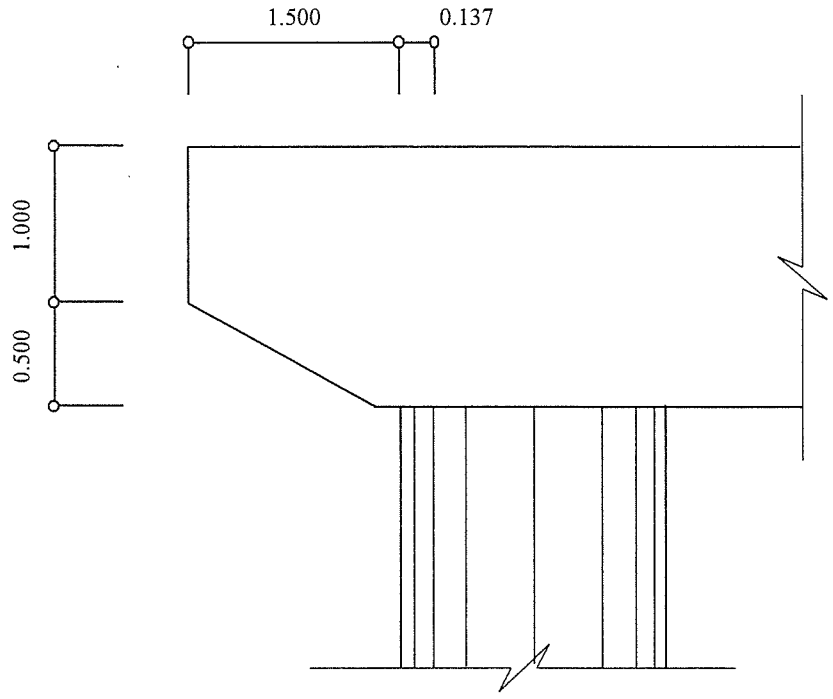
4) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중-충격 미고려)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 미고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
combo 101	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 102	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 103	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
combo 104	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 105	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 106	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 107	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 108	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.6
combo 109	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 110	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 111	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 112	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 113	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.10

7. 단면력 집계

7.1 COPING

; 원형기둥을 포함하는 경우는 정사각형 기둥단면으로 치환한 위치에서 검토한다.



1) 단면력 집계

ELEMENT	모멘트		전단력	비고
	극한하중	사용하중		
Max(5, 15)	3376.830	2255.330	5260.570	캔틸레버부
Max(8, 12)	3004.140	2225.290	4689.170	코핑 단부
Max(9~10)	5197.060	3430.710	280.360	코핑 중앙부

다) 적용 하중

ELEMENT	모멘트		전단력	비고
	극한하중	사용하중		
Max(5, 15)	3376.830	2255.330	5260.570	캔틸레버부
Max(8, 12)	3004.140	2225.290	4689.170	코핑 단부
Max(9~10)	5197.060	3430.710	280.360	코핑 중앙부

◈ a/d < 1.0 보다 작으면 Corbel검토

a = M/V

◈ 캔틸레버구간에서는 Corbel에 대한 전단설계를 병행하여 상호 만족하게 설계함

7.2 기둥부

1) 단면력 집계

구분		하중조합	연직력 (A_x)	교축직각방향		교축방향	
				수평력(S_z)	모멘트(M_y)	수평력(S_y)	모멘트(M_z)
			(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
부재 19	최대축력	COMB43	17632.980	192.090	713.480	0.000	371.740
	최소축력	COMB65	6137.930	357.250	1729.820	38.380	29.810
	최대모멘트(M_y)	COMB45	11977.820	479.430	2768.310	102.530	804.780
	최대모멘트(M_z)	COMB51	15356.050	387.190	2126.380	1732.250	21728.410
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	10332.347	2198.944	12314.244	671.221	8174.693
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	10332.347	738.744	4117.244	2246.221	27041.093
부재 20	최대축력	COMB43	17641.320	192.090	713.330	0.000	371.740
	최소축력	COMB65	4887.640	201.380	593.730	38.380	29.810
	최대모멘트(M_y)	COMB65	5862.990	265.530	1974.230	102.530	804.780
	최대모멘트(M_z)	COMB51	14406.640	62.470	920.590	1732.250	21728.410
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	10332.347	2198.944	12314.244	671.221	8174.693
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	10332.347	738.744	4117.244	2246.221	27041.093

다) 적용 하중

구분		하중조합	연직력 (A_x)	교축직각방향		교축방향	
				수평력(S_z)	모멘트(M_y)	수평력(S_y)	모멘트(M_z)
			(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
기둥	최대축력	COMB43	17,641	192	713	0	372
	최소축력	COMB65	4,888	201	594	38	30
	최대모멘트(M_y)	COMB45	11,978	479	2,768	103	805
	최대모멘트(M_z)	COMB51	15,356	387	2,126	1,732	21,728
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	10,332	2,199	12,314	671	8,175
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	10,332	739	4,117	2,246	27,041

8. 코핑 단면 검토

8.1 캔틸레버부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1350.00	150.00	3376.830	5260.570	2255.330

▣ 시점측 : L_n = 636.50 mm

L_n / D = 636.50 / 1350.00 = 0.471 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 636.50 mm

L_n / D = 636.50 / 1350.00 = 0.471 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 17032.400 mm^2 [사용률 2.415]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 95.420 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.03248 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 7051.378 mm^2

▣ 철근비 검토

$$\rho_{max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 91380.03 \ mm^2$$

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 13230.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req A_s ⇒ MIN A_s = 9401.84 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 95.420 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 7985.206 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 3376.830 kN · m) [사용률 = 2.365] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

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

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 1350.00 / 1000 = 2933.05 kN

ΦV_c = 2933.05 < Vu = 5260.570 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

$\Phi V_{max} =$ $\Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}}/6) \cdot b_w \cdot d =$ 14665.271 kN > 5260.570 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

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

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

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

$S_v =$ 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, $A_v =$ 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 2800 × 200.00 = 1400.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$S_h =$ 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, $A_h =$ 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+\ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-\ln/d)/12\} f_y \times d$ = 3945.105 kN

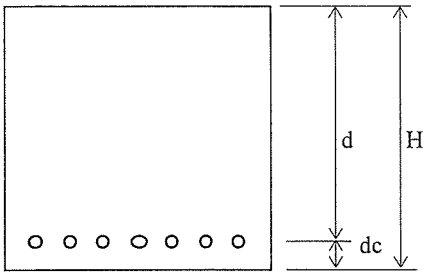
▣ 전단강도검토

V_u = 5260.570 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 2933.05 + 3945.105 = 6878.159 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	2800.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	2255.330	kN· m,	A_s =	17032.400	mm^2
N =	22		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 299.153 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 105.907 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 110.946 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 487.302 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 22 = 127.3 mm < 487 mm **O.K!!**

8.2 코핑 단부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1350.00	150.00	3004.140	4689.170	2225.290

▣ 시점측 : L_n = 3763.50 mm

L_n / D = 3763.50 / 1350.00 = 2.788 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 3763.50 mm

L_n / D = 3763.50 / 1350.00 = 2.788 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 17032.400 mm^2 [사용률 2.720]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 95.420 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.03248 > 0.004 - O.K -

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

☞ $\varepsilon t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 6262.740 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 91380.03 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 13230.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 8350.32 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 95.420 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 7985.206 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 3004.140 kN · m) [사용률 = 2.658] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

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

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 1350.00 / 1000 = 2933.05 kN

ΦV_c = 2933.05 < V_u = 4689.170 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

$\Phi V_{max} =$ $\Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d =$ 14665.271 kN > 4689.170 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

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

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

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

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 2800 × 200.00 = 1400.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_h = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-ln/d)/12\} f_y \times d$ = 3945.105 kN

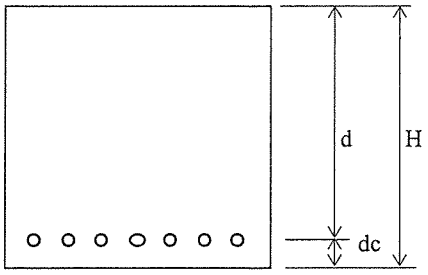
▣ 전단강도검토

V_u = 4689.170 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 2933.05 + 3945.105 = 6878.159 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	2800.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	2225.290	kN· m,	A_s =	17032.400	mm^2
N =	22		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 299.153 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 104.497 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 109.469 MPa

- 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 496.883 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 22 = 127.3 mm < 497 mm **O.K!!**

8.3 코핑 중앙부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1400.00	100.00	5197.060	280.360	3430.710

▣ 시점측 : L_n = 5573.00 mm

L_n / D = 5573.00 / 1400.00 = 3.981 < 4 ∴**DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 5573.00 mm

L_n / D = 5573.00 / 1400.00 = 3.981 < 4 ∴**DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	29	-	22	EA	=	14132.800	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 14132.800 mm^2 [사용률 1.342]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 79.175 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.04135 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 10533.631 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 94764.48 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 13720.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 14044.84 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 79.175 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 6921.517 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 5197.060 kN · m) [사용률 = 1.332] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 1400.00 / 1000 = 3041.69 kN

ΦV_c = 3041.69 > V_u = 280.360 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

$\Phi V_{max} =$ $\Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}}/6) \cdot b_w \cdot d =$ 15208.430 kN > 280.360 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

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

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

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

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (280) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1400.0 / 5 = 280.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 2800 × 200.00 = 1400.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (280) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1400.0 / 5 = 280.000 mm

H 19 사용, Ah = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-ln/d)/12\} f_y \times d$ = 4091.220 kN

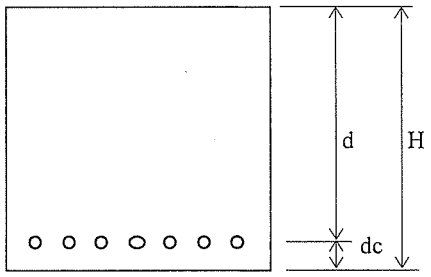
▣ 전단강도검토

V_u = 280.360 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 3041.69 + 4091.220 = 7132.906 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	2800.00	mm ,
d =	1400.00	mm,	d_c =	100.00	mm ,
M_o =	3430.710	kN· m,	A_s =	14132.800	mm^2
N =	22		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 281.177 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 185.832 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 185.832 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 210.019 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 22 = 127.3 mm < 210 mm **O.K!!**

8.4 지점부 (corbel 검토)

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1350.00	150.00	3376.830	5260.570	2255.330

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

V_u = 5260.570 kN

M_u = 3376.830 kN·m

나) corbel 판정

$a = M_u / V_u$ = 3376.830 / 5260.570 = 0.642 m

d = 1.500 - 0.150 = 1.350 m

a / d = 0.642 / 1.350 = 0.476 < 1 ∴ **corbel로 검토**

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

V_u = 5260.570 kN

N_u = 0.2 × V_u = 0.2 × 5260.570 = 1052.114 kN

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

= 3376.830 + 1052.114 × (1.500 - 1.350)

= 3534.647 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n\,max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \,,\, 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1350.00 = 22680.000$ kN

$\le 5.6 \times 2800.00 \times 1350.00 = 21168.000$ kN

$\Phi V_{n\,max} = 0.75 \times 21168.00 = 15876.000$ kN

$\Phi V_{n\,max} = 15876.000$ kN $>$ $Vu = 5260.570$ kN $\therefore$ **O.K!!**

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

$= 5260570.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 12525.167$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 3534.647$ kN·m

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

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

$$= \frac{49.813}{0.006} = 8891.565 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 1052.114$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times f_y) = 1052.114 / (0.75 \times 400)$

$= 3507.047$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 8891.565 + 3507.047 = 12398.612 ㎟

$\geq$ 2/3 12525.167 + 3507.047 = 11857.158 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 2800.000 × 1350.000 = 11340.000 ㎟

$\therefore$ A_s = 12398.612 ㎟

Use A_s (1단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 17032.400 mm^2 [사용률 1.374]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

A_h = 0.5 × (A_s - A_n) = 0.5 × (12398.612 - 3507.047)

= 4445.783 ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**4**	단	= 6876.000	mm^2

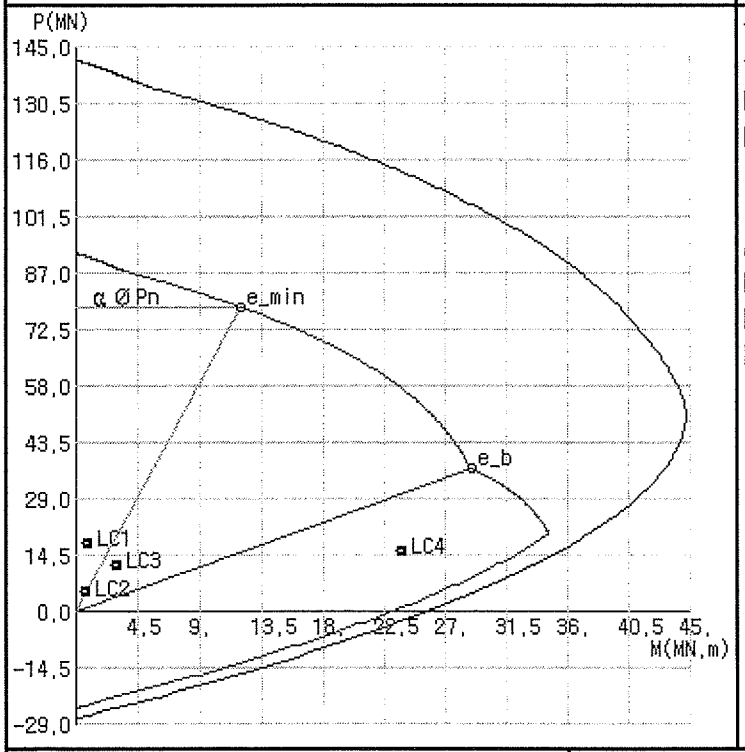
$\therefore$ **O.K!!**

9. 기둥단면 검토

9.1 상시

▣ P-M 상관도 (상시)

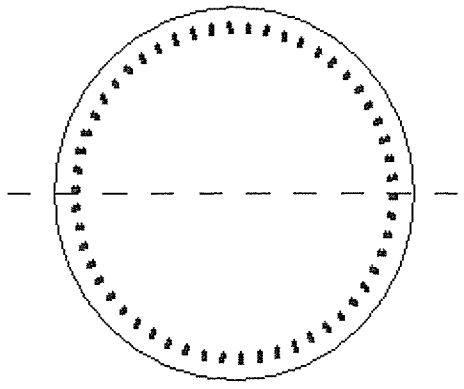
검토단면 : P1(상시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.629 E+12 mm⁴
Iy	=	1.629 E+12 mm⁴
Ag	=	4.524 E+06 mm²
Lu	=	12500.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	2.10
ρ	=	1.534 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 152.502 mm

ØPmin = 78091.340 KN

ØMmin = 11909.050 KN·m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 791.422 mm

ØPb = 36544.100 KN

ØMb = 28921.810 KN·m

▷ 사용철근량

A_rebar = 69379.200 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) : 2400.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 12500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 69379.2 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 17641.320 KN

계수모멘트(X) : Mux = 713.330 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 713.330 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 371.740 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 371.740 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.031
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.101

X축 확대모멘트 : δMux = 735.333 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 409.241 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 841.541 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 29.098 °

최 소 편 심 : e_min = 152.49 mm
작 용 편 심 : e = 47.70 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.303 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53633.904 + 10432.730 + -8068.281 = 55998.350 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.229 + 8063.533 + 7010.046 = 44315.810 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6525
평 형 축 하 중 : ØPb = 36538.65 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28915.84 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.534 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 120140.500 KN
Mn = αPn × e_min = 18319.984 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 78091.340 KN ≥ Pu = 17641.320 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 11907.990 KN·m ≥ Mu = 841.541 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 4887.640 KN

계수모멘트(X) : Mux = 593.730 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 593.730 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 29.810 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 29.810 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.008
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.026

X축 확대모멘트 : δMux = 598.693 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 30.587 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 599.474 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 2.925 °

최 소 편 심 : e_min = 152.48 mm
작 용 편 심 : e = 122.65 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.307 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53633.855 + 10433.039 + -8069.396 = 55997.500 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.079 + 8062.744 + 7010.408 = 44315.230 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65241
평 형 축 하 중 : ØPb = 36533.52 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28911.85 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.534 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13571.680 KN 이므로..
순인장변형률 εt = -0.10000 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 120140.500 KN
Mn = αPn × e_min = 18319.310 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 78091.340 KN ≥ Pu = 4887.640 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 11907.551 KN·m ≥ Mu = 599.474 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 11977.820 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2768.310 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2768.310 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 804.780 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 804.780 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.021
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.066

X축 확대모멘트 : δMux = 2825.717 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 858.173 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 2953.157 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 16.894 °

최 소 편 심 : e_min = 152.48 mm
작 용 편 심 : e = 246.55 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.299 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53634.146 + 10433.068 + -8069.670 = 55997.540 KN

Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.206 + 8062.599 + 7010.517 = 44315.320 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65238
평 형 축 하 중 : ØPb = 36531.80 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28910.53 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2165.885 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 246.552 mm ≒ e = 246.552 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13571.680 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000149 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 93370.632 + 14923.241 + -165.123 = 108128.800 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 18738.700 + 7748.288 + 172.386 = 26659.380 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00015
εt = 0.00015 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 70283.684 KN ≥ Pu = 11977.820 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 17328.593 KN·m ≥ Mu = 2953.157 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15356.050 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2126.380 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2126.380 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 21728.410 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 21728.410 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.027
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.087

X축 확대모멘트 : δMux = 2183.244 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 23611.801 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 23712.522 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 84.717 °

최 소 편 심 : e_min = 152.50 mm
작 용 편 심 : e = 1544.18 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.013 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53634.355 + 10431.496 + -8068.379 = 55997.470 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.326 + 8064.228 + 7011.089 = 44317.640 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6526
평 형 축 하 중 : ØPb = 36544.10 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28921.81 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 916.557 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1544.181 mm ≒ e = 1544.181 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 31737.100 + 7889.404 + -13688.152 = 25938.350 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 23816.998 + 7002.065 + 9234.450 = 40053.510 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00444
εy = 0.002 < εt = 0.00444 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.854

설계축하중강도 : ØPn = 22141.675 KN ≥ Pu = 15356.050 KN ∴ O.K

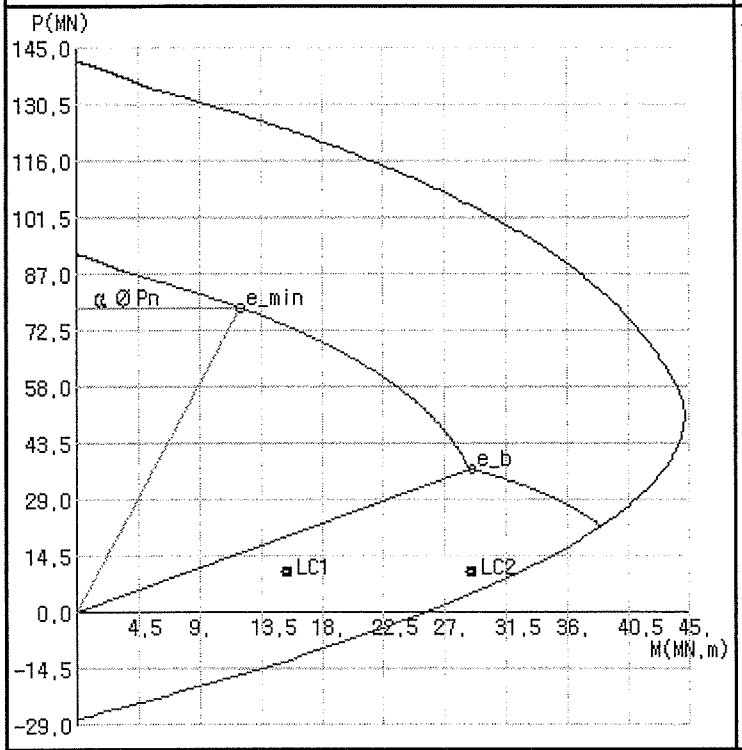
설 계 휨 강 도 : ØMn = 34190.756 KN·m ≥ Mu = 23712.522 KN·m ∴ O.K

9. 기둥단면 검토

9.2 지진시

▣ P - M 상관도 (지진시)

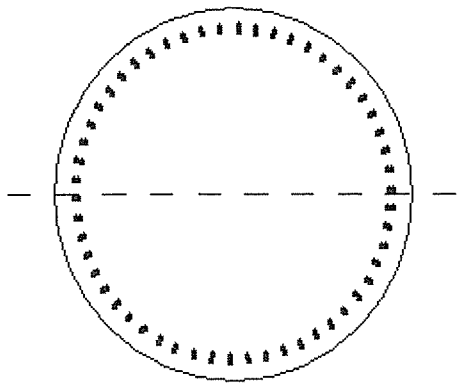
검토단면 : P1(지진시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.629 E+12 mm⁴
Iy	=	1.629 E+12 mm⁴
Ag	=	4.524 E+06 mm²
Lu	=	12500.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	2.10
ρ	=	1.534 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 152.506 mm

ØPmin = 78091.340 KN

ØMmin = 11909.370 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 791.375 mm

ØPb = 36602.860 KN

ØMb = 28966.610 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 69379.200 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) : 2400.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 12500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 69379.2 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10332.347 KN

계수모멘트(X) : Mux = 12314.244 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 12314.244 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8174.693 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8174.693 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.018
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.057

X축 확대모멘트 : δMux = 12533.900 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 8638.311 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 15222.321 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 34.574 °

최 소 편 심 : e_min = 152.51 mm
작 용 편 심 : e = 1473.27 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.300 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53634.062 + 10430.327 + -8065.101 = 55999.290 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.252 + 8064.587 + 7008.717 = 44315.560 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65368
평 형 축 하 중 : ØPb = 36605.51 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28968.11 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 941.615 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1473.268 mm ≒ e = 1473.268 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13571.680 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004247 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 32922.815 + 8060.176 + -13405.603 = 27577.390 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 24318.679 + 7096.468 + 9213.749 = 40628.890 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00425
εy = 0.002 < εt = 0.00425 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.912
설계축하중강도 : ØPn = 25156.009 KN ≥ Pu = 10332.347 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 37061.554 KN·m ≥ Mu = 15222.321 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10332.347 KN

계수모멘트(X) : Mux = 4117.244 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 4117.244 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 27041.093 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 27041.093 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.018
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.057

X축 확대모멘트 : δMux = 4190.685 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 28574.697 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 28880.359 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 81.657 °

최 소 편 심 : e_min = 152.51 mm
작 용 편 심 : e = 2795.14 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.238 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53634.027 + 10429.690 + -8065.149 = 55998.570 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.304 + 8064.319 + 7009.263 = 44315.890 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65364

평 형 축 하 중 : ØPb = 36602.87 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28966.61 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 699.40 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2795.14 mm ≒ e = 2795.14 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13571.680 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006756 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 21747.846 + 6432.621 + -16150.677 = 12029.790 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 18591.174 + 6051.896 + 8981.878 = 33624.950 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00676
0.005 ≤ εt = 0.00676 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 12029.789 KN ≥ Pu = 10332.347 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 33624.948 KN·m ≥ Mu = 28880.359 KN·m ∴ O.K

9.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 2364.583 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2400}{2} - 29\right) = 745.5 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{2400}{2} + 745.482 = 1945.48 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 2364.583 / 1 = 2364.583 KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d$ = 1/6 × √ 30.00 × 2400.0 × 1945.482 / 1000 = 4262.340 KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d$ =	4262.340 KN	>	Vn =	2364.583 KN
$1/2 \times Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d \times 1/2$ =	2131.170 KN	<	Vn =	2364.583 KN

∴ 최소전단철근 필요

- 전단철근 간격 s = 300.0 mm
- Req. As

0.35 bw s / fy	=	630.00 ㎟		(최소전단철근 필요시)
Vs s / (φv fy d)	=	0.00 ㎟	☜	(전단철근 필요시)

∴ USE Av = H 22 × 2 ea = 774.200 ㎟

774.200 ㎟ > 630.000 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4	=	600.000	중 작은값이므로 174.000 mm 를 초과하지 않아야 한다.
축방향 철근지름의 6배	=	174.000	

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수	=	2400.000	중 큰값이므로 2400.000 mm 이상 설치한다.
· 기둥 순높이의 1/6	=	1833.333	
· 45 cm 이상	=	450.000	

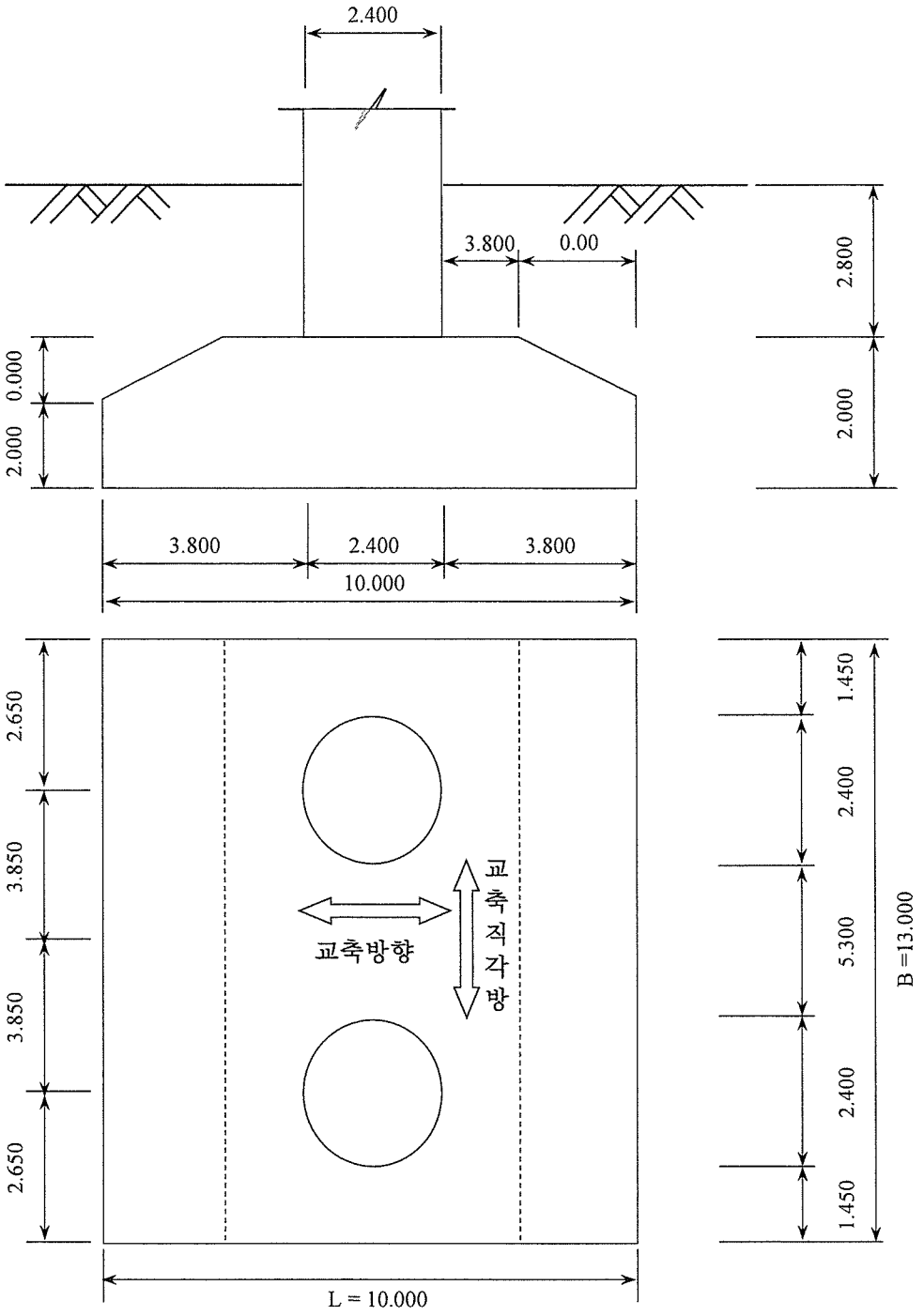
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장	=	1200.000	중 큰값이므로 1200.000 mm 이상 설치한다.
· 38 cm 이상	=	380.000	

10. PILE의 단면력 산정

10.1 사용하중산정 (충격 미포함)

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

(10.0 × 2.0 × 13.0 - 0.0 × 0.0 × 13.0) × 24.5 = 6370.000 kN

나) 흙의 자중

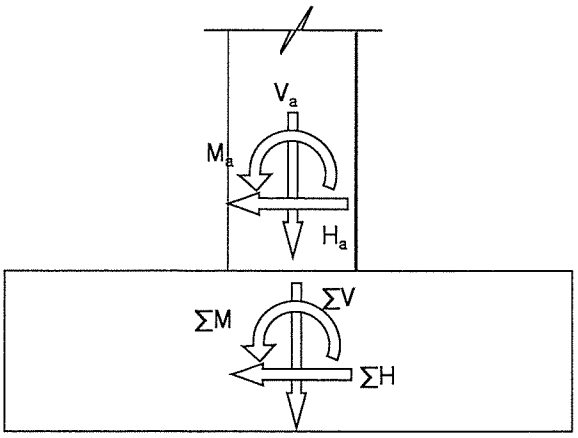
{(10.0 × 13.0 - 2 × π × 2.4^2 / 4) ×
2.8 + 0.0 × 0.0 × 13.0 } × 19.0 = 6434.658 kN

다) 기초+흙의 자중

$\sum V_2$ = 6370.000 + 6434.658 = 12804.658 kN

2) 기초저면 중심에서의 작용하중 산정

가) 교축방향



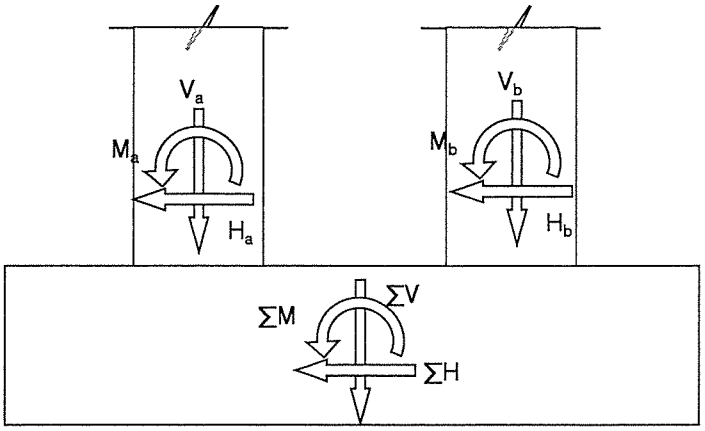
$V_1 = V_a + V_b$ V_2 = 기초 및 흙의 자중

$\Sigma H = H_1$ (평상시) $\Sigma H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)

$\Sigma V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

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

나) 교축직각방향



$V_1 = V_a + V_b$ V_2 = 기초 및 흙의 자중

$\Sigma H = H_a + H_b$ (평상시) $\Sigma H = H_a + H_b + K_h \times V_2$ (지진시)

$\Sigma V = V_1 + V_2$

$\Sigma M = M_a + M_b + \Sigma V \times e + \Sigma H \times h$

3) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	282.447	115.696	398.143	
		수직력(F_z)	11070.298	10721.274	21791.573	
		모멘트(M_y)	1558.901	429.636	1988.537	
	최대모멘트	수평력(F_x)	351.551	157.285	508.836	
		수직력(F_z)	8572.177	7648.158	16220.335	
		모멘트(M_y)	2037.292	1316.076	3353.368	
	지진시	수평력(F_x)	2198.944	2198.944	4397.887	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	999.874	0.000	999.874	
		수직력(F_z)	11070.298	10721.274	21791.573	
		모멘트(M_x)	12528.068	206.250	12734.318	
	최대모멘트	수평력(F_y)	1247.525	1247.525	2495.050	
		수직력(F_z)	11070.298	10367.037	21437.335	
		모멘트(M_x)	15623.712	15623.712	31247.424	
	지진시	수평력(F_y)	2246.221	2246.221	4492.442	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	282.447	115.696	398.143	
		수직력(F_z)	11070.298	10721.274	21791.573	
		모멘트(M_y)	1558.901	429.636	1988.537	
	최대모멘트	수평력(F_x)	351.551	157.285	508.836	
		수직력(F_z)	8572.177	7648.158	16220.335	
		모멘트(M_y)	2037.292	1316.076	3353.368	
	지진시	수평력(F_x)	2198.944	2198.944	4397.887	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	999.874	0.000	999.874	
		수직력(F_z)	11070.298	10721.274	21791.573	
		모멘트(M_x)	12528.068	206.250	12734.318	
	최대모멘트	수평력(F_y)	1247.525	1247.525	2495.050	
		수직력(F_z)	11070.298	10367.037	21437.335	
		모멘트(M_x)	15623.712	15623.712	31247.424	
	지진시	수평력(F_y)	2246.221	2246.221	4492.442	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직방향	축력최대	398.143	34596.231	4134.075	0.039	
	모멘트최대	508.836	29024.993	7941.114	0.123	
	지진시	4397.887	33469.352	44295.581	0.000	
교축방향	축력최대	999.874	34596.231	14734.065		
	모멘트최대	2495.050	34241.993	36237.524		
	지진시	4492.442	33469.352	52808.492		

10.2 기초단면검토용 사용하중 산정 (충격 포함)

1) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	286.807	120.056	406.863	
		수직력(F_z)	11374.848	11025.824	22400.673	
		모멘트(M_y)	1575.095	445.830	2020.925	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	351.551	157.285	508.836	
		수직력(F_z)	8572.177	7648.158	16220.335	
		모멘트(M_y)	2037.292	1316.076	3353.368	
	지진시	수평력(F_x)	2198.944	2198.944	4397.887	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	999.874	0.000	999.874	
		수직력(F_z)	11374.848	11025.824	22400.673	
		모멘트(M_x)	12554.153	232.335	12786.488	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	1247.525	1247.525	2495.050	
		수직력(F_z)	11374.848	10671.587	22046.435	
		모멘트(M_x)	15649.797	15649.797	31299.594	
	지진시	수평력(F_y)	2246.221	2246.221	4492.442	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	286.807	120.056	406.863	
		수직력(F_z)	11374.848	11025.824	22400.673	
		모멘트(M_y)	1575.095	445.830	2020.925	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	351.551	157.285	508.836	
		수직력(F_z)	8572.177	7648.158	16220.335	
		모멘트(M_y)	2037.292	1316.076	3353.368	
	지진시	수평력(F_x)	2198.944	2198.944	4397.887	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	

		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축 방향	최대축력	수평력(F_y)	999.874	0.000	999.874	
		수직력(F_z)	11374.848	11025.824	22400.673	
		모멘트(M_x)	12554.153	232.335	12786.488	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	1247.525	1247.525	2495.050	
		수직력(F_z)	11374.848	10671.587	22046.435	
		모멘트(M_x)	15649.797	15649.797	31299.594	
	지진시	수평력(F_y)	2246.221	2246.221	4492.442	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직 방향	축력최대	406.863	35205.331	4172.455	0.038	
	모멘트최대	508.836	29024.993	7941.114	0.123	
	지진시	4397.887	33469.352	44295.581	0.000	
교축 방향	축력최대	999.874	35205.331	14786.235		
	모멘트최대	2495.050	34851.093	36289.694		
	지진시	4492.442	33469.352	52808.492		

10.3 계수하중산정

1) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축 직각 방향	최대축력	수평력(F_x)	192.090	192.090	384.179	
		수직력(F_z)	17632.977	17641.319	35274.296	
		모멘트(M_y)	713.479	713.328	1426.807	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	479.430	265.527	744.957	
		수직력(F_z)	11977.817	5862.987	17840.804	
		모멘트(M_y)	2768.306	1974.230	4742.536	
	지진시	수평력(F_x)	2198.944	2198.944	4397.887	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축 방향	최대축력	수평력(F_y)	0.000	0.000	0.000	
		수직력(F_z)	17632.977	17641.319	35274.296	
		모멘트(M_x)	371.736	371.736	743.472	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	1732.254	1732.254	3464.508	
		수직력(F_z)	15356.045	14406.642	29762.687	
		모멘트(M_x)	21728.414	21728.414	43456.828	
	지진시	수평력(F_y)	2246.221	2246.221	4492.442	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축 직각 방향	최대축력	수평력(F_x)	192.090	192.090	384.179	
		수직력(F_z)	17632.977	17641.319	35274.296	
		모멘트(M_y)	713.479	713.328	1426.807	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	479.430	265.527	744.957	
		수직력(F_z)	11977.817	5862.987	17840.804	
		모멘트(M_y)	2768.306	1974.230	4742.536	
	지진시	수평력(F_x)	2198.944	2198.944	4397.887	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축 방향	최대축력	수평력(F_y)	0.000	0.000	0.000	
		수직력(F_z)	17632.977	17641.319	35274.296	
		모멘트(M_x)	371.736	371.736	743.472	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	1732.254	1732.254	3464.508	
		수직력(F_z)	15356.045	14406.642	29762.687	
		모멘트(M_x)	21728.414	21728.414	43456.828	
	지진시	수평력(F_y)	2246.221	2246.221	4492.442	
		수직력(F_z)	10332.347	10332.347	20664.694	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.6 인경우, 평상시)

∑= 12804.658 × 1.6 = 20487.453 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.35 인경우, 평상시)

∑= 12804.658 × 1.35 = 17286.288 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.0 인경우, 지진시)

∑= 12804.658 × 1.0 = 12804.658 kN

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직 방향	축력최대	384.179	55761.749	2250.927	0.001	
	모멘트최대	744.957	35127.092	29767.603	0.670	
	지진시	4397.887	41152.147	44295.581	0.000	
교축 방향	축력최대	0.000	55761.749	743.472		
	모멘트최대	3464.508	50250.140	50385.843		
	지진시	4492.442	41152.147	52808.492		

11. 기초의 안전성 검토

11.1 기초의 작용하중 정리

1) 교축직각방향

기초저면_(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
축력최대	398.143	34596.231	4134.075	0.119	
모멘트최대	508.836	29024.993	7941.114	0.274	
지진시	4397.887	33469.352	44295.581	1.323	

2) 교축방향

기초저면_(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
축력최대	999.874	34596.231	14734.065	0.426	
모멘트최대	2495.050	34241.993	36237.524	1.058	
지진시	4492.442	33469.352	52808.492	1.578	

11.2 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 L/B = 1.0 + 0.3 × 13.000 / 10.000 = 1.390 m (∵ L < B)

β= 0.5 - 0.1 L/B = 0.5 - 0.1 × 13.000 / 10.000 = 0.370 m (∵ L < B)

q = γ2 × Df = 19.0 × 2.000 = 38.000 kN/m²

Φ= 15+√15N = 15 + √15 × 50 = 42.386 ° ≒ 42 °

C = 0

지지력계수 Nc = 95.70 Nq = 81.30 Nr = 100.40

1) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 13.000 - 2 × 0.274 = 12.453 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 1.058 = 7.883 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 12.453 × 7.883 = 98.167 m²

지반의 극한지지력

c Qu = 98.167 × [0.370 × 19.0 × 12.453 × 100.4 +
38.000 × 81.3] = 1166113.702 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 1166113.702 / 3 = 388,705 kN

Qa = 388,705 kN > Vmax = 34596.231 kN - O.K -

2) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 13.000 -2 × 1.323 = 10.353 m

L'= L - 2el = 10.000 -2 × 1.578 = 6.844 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 10.353 × 6.844 = 70.856 m²

지반의 극한지지력

Qu = 70.856 × [0.370 × 19.0 × 10.353 × 100.4 +

38.000 × 81.3] = 736666.565 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 736666.565 / 2 = 368333.283 kN

Qa = 368333.283 kN > Vmax = 52808.492 kN - O.K -

11.3 최대지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 - 700.00 kN/m²	지진시 최대지반반력 - 1050.00 kN/m²

1) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 34596.231 / (10.000 × 13.000) × {1 ± (6 × 0.119) / 13.000 }

qmax = 280.802 kN/m²

qmin = 251.448 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 29024.993 / (10.000 × 13.000) × {1 ± (6 × 0.274) / 13.000 }

qmax = 251.462 kN/m²

qmin = 195.076 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 33469.352 / (10.000 × 13.000) × {1 ± (6 × 1.323) / 13.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 66938.704 / (13.000 × 11.030) = 466.847 kN/m²

qmax = 414.719 kN/m²

qmin = 100.194 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

2) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

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

$= 34596.231 / (10.000 \times 13.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.426) / 10.000 \}$

qmax = 334.128 kN/m²

qmin = 198.121 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

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

$= 34241.993 / (10.000 \times 13.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.058) / 10.000 \}$

qmax = 430.650 kN/m²

qmin = 96.150 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

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

$= 33469.352 / (10.000 \times 13.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.578) / 10.000 \}$

qmax = $2\sum V/Lx$ (e > B/6 일경우)

$= 66938.704 / (13.000 \times 10.267) = 501.544$ kN/m²

qmax = 501.188 kN/m²

qmin = 13.725 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

11.4 전도에 대한 검토

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

1) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.274 m

B/6 = 13.000 / 6 = 2.167 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.323 m

B/3 = 13.000 / 3 = 4.333 m - O.K -

2) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.058 m

B/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.578 m

B/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

11.5 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

1) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	29024.993	×	0.538	=	15615.446	kN		
Hu / H =	15615.4	/	508.836	=	30.689	>	1.5	- O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	33469.352	×	0.538	=	18006.511	kN		
Hu / H =	18006.5	/	4397.89	=	4.094	>	1.2	- O.K -

2) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	34241.99	×	0.538	=	18422.192	kN		
Hu / H =	18422.2	/	2495.05	=	7.383	>	1.5	- O.K -

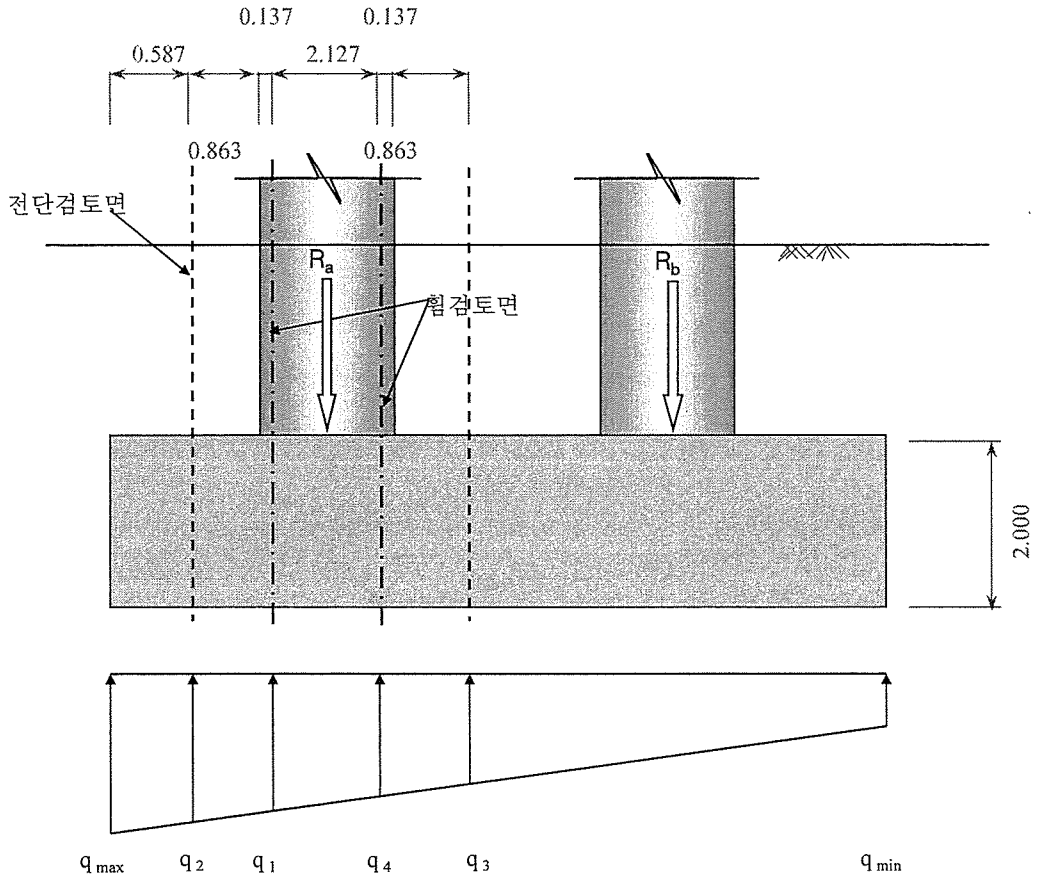
축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	33469.35	×	0.538	=	18006.511	kN		
Hu / H =	18006.5	/	4492.44	=	4.008	>	1.2	- O.K -

12. 기초 단면 검토

12.1 교축직각방향 기초 단면력

(B = 13.00 m , L = 10.00 m)



① 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.6 인경우, 평상시)

∑= 6370.000 × 1.6 / (13.00 × 10.00) = 78.400 kN

② 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

∑= 6370.000 × 1.35 / (13.00 × 10.00) = 66.150 kN

③ 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

∑= 6370.000 × 1.0 / (13.00 × 10.00) = 49.000 kN

1) 계수하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	Ra	Rb
축력최대	384.179	55761.749	2250.927	0.040	2307.724	3268.451
모멘트최대	744.957	35127.092	29767.603	0.847	1283.047	2229.664
지진시	4397.887	41152.147	44295.581	1.076	3349.852	765.363

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	436.928	420.945	434.977	436.206	450.670	210.244
모멘트최대	375.892	164.525	350.089	366.348	379.222	179.017
지진시	473.817	159.293	435.421	459.615	518.848	245.199

▣ 중앙부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_3	q_4	M4	V3
축력최대	436.928	420.945	431.132	432.362	7.969	631.283
모멘트최대	375.892	164.525	299.247	315.506	632.913	3.575
지진시	473.817	159.293	359.766	383.960	-839.226	1616.083

2) 사용하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	Ra	Rb
축력최대	406.863	35205.331	4172.455	0.119	1495.963	2024.574
모멘트최대	508.836	29024.993	7941.114	0.274	917.392	1985.105

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	285.624	255.997	282.007	284.286	296.459	138.506
모멘트최대	251.462	195.076	244.579	248.916	252.068	118.098

▣ 중앙부 단면력

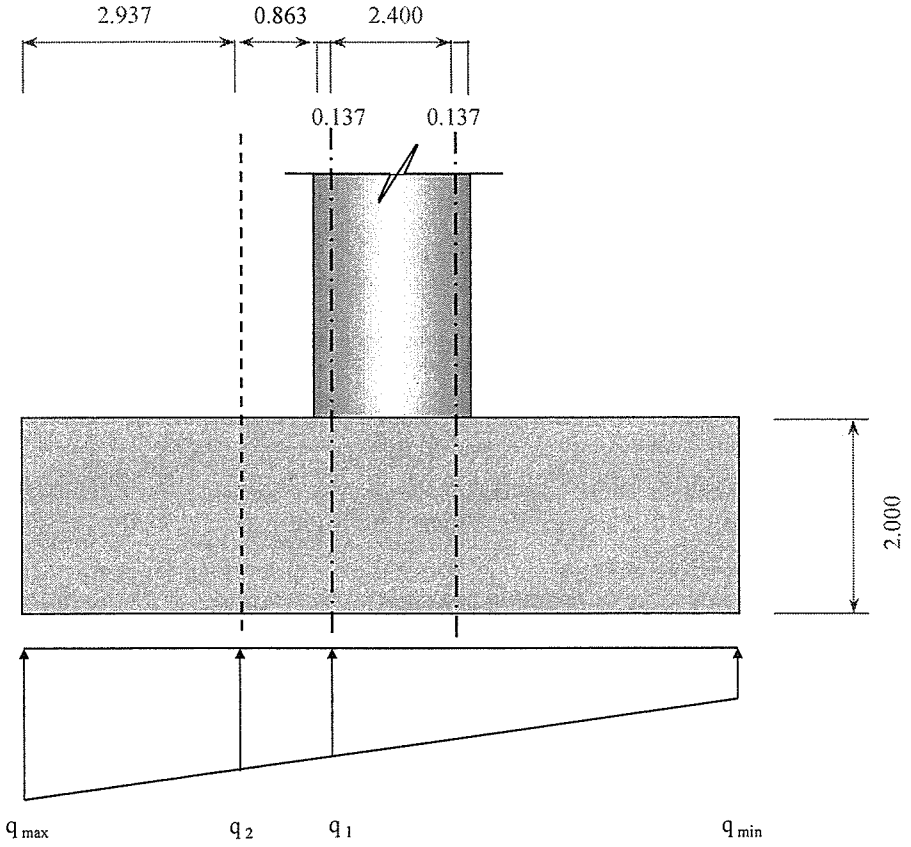
구 분	q_{max}	q_{min}	q_3	q_4	M4	V3
축력최대	285.624	255.997	274.881	277.160	21.556	405.839
모멘트최대	251.462	195.076	231.016	235.353	383.679	11.178

3) 기초 단면력 정리 (유효폭 : 전폭인 10.000 m)

구분	계수하중		사용하중	비고
	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)	
지점부 (NODE:1~4, 16~21)	518.848	245.199	296.459	
중앙부 (NODE:8~12)	632.913	1616.083	383.679	

12.2 교축방향

(B = 10.00 m , L = 13.00 m)



① 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.6 인경우, 평상시)

∑= 6370.000 × 1.6 / (10.00 × 13.00) = 78.400 kN

② 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

∑= 6370.000 × 1.35 / (10.00 × 13.00) = 66.150 kN

③ 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

∑= 6370.000 × 1.0 / (10.00 × 13.00) = 49.000 kN

1) 계수하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비고
축력최대	0.000	55761.749	743.472	0.013	
모멘트최대	3464.508	50250.140	50385.843	1.003	
지진시	4492.442	41152.147	52808.492	1.283	

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	432.368	425.505	429.666	430.352	2736.266	1036.644
모멘트최대	619.090	153.989	435.980	482.490	3812.243	1423.387
지진시	560.286	72.823	368.372	417.118	3466.681	1291.405

2) 사용하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비고
축력최대	999.874	35205.331	14786.235	0.420	
모멘트최대	2495.050	34851.093	36289.694	1.041	

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	339.054	202.566	339.054	339.054	2247.914	851.889
모멘트최대	435.576	100.594	435.576	435.576	2995.958	1135.374

3) 유효폭 산정

교축직각방향 B = 13.000 m 교축방향 B = 10.000 m

β = 1.300 Asm = 2 / (β + 1) Ass = 0.870 Ass

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

4) 기초 단면력 정리 (유효폭 고려)

구분	V (kN)	Mu (kN·m)	Mo (kN·m)	비고
기초 전폭	1423.387	4384.07945	3445.3517	

12.3 기초단면 검토

1) 교직방향 - 지점부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	518.848	245.199	296.459

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 5.865]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 71.906 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.06153 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 781.641 mm^2

▣ 철근비 검토

$$\rho_{max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242$$

⇒ MAX A_s = 44723.03 mm^2

ρ_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

0.25 √ f_{ck} / f_y = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 6475.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req A_s ⇒ MIN A_s = 1042.19 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 73.110 mm

ΦM_n = $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 2992.619 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 518.848 kN · m) [사용률 = 5.768] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

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

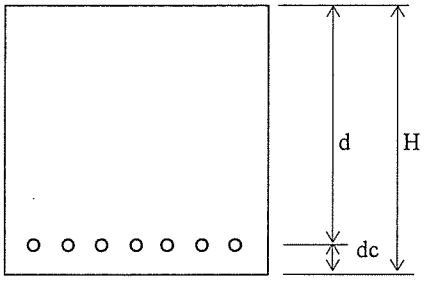
$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$

$= 1435.49$ kN

$\Phi V_c = 1435.49 > V_u = 245.199$ kN $\quad \therefore$ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	296.459	kN· m,	A_s =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 313.969 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 37.054 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 38.261 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

$C_c =$ 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 1646.606 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 1647 mm **O.K!!**

2) 교직방향 - 중앙부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	632.913	1616.083	383.679

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 4.804]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 71.906 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.06153 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.85 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 954.180 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 44723.03 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 6475.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 1272.24 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 73.110 mm

ΦM_n = $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 2992.619 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 632.913 kN · m) [사용률 = 4.728] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

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

$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{\ } 30 \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$

$= 1435.49$ kN

$\Phi V_c = 1435.49 < V_u = 1616.083$ kN $\therefore$ **전단보강 필요함!!**

Use A_s : H 16 다리수 N= 2 EA , 스터럽 간격 = 500 mm

$\Phi V_s = \Phi \times A_v \times f_y \times d / s = 0.85 \times 397.2 \times 400 \times 1850.0 / 500$

$= 499677.6$ N $= 499.68$ kN

$\Phi V_s = 499.68$ kN $< \Phi 1/3 \sqrt{fck}\ bw\ d = 2870.979$ kN $\therefore$ **O.K!!**

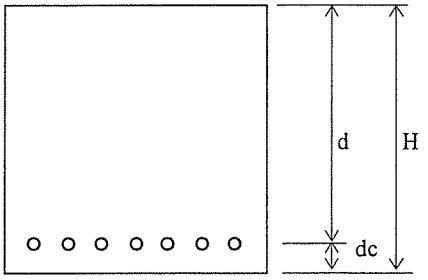
전단철근간격 검토 500 mm $<$ Min(600,0.5D)= 600.00 mm $\therefore$ **O.K!!**

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s = 1435.490 + 499.68 = 1935.167$ kN

V_u (= 1616.08 kN) $<$ ΦV_n (= 1935.17 kN) $\therefore$ **O.K!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	383.679	kN· m,	A_s =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 313.969 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 47.956 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 49.517 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

$C_c =$ 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 1272.291 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 1272 mm **O.K!!**

3) 교축방향

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	4384.079	1423.387	3445.352

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 10278.400 mm^2 [사용률 1.517]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 161.230 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.02578 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.85 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 6777.439 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times k1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 44723.03 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 6475.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 9036.59 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 163.930 mm

$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 6542.126 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 4384.079 kN · m) [사용률 = 1.492] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

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

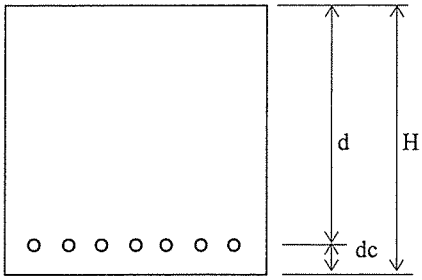
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1850.00 / 1000

= 1435.49 kN

ΦV_c= 1435.49 > V_u = 1423.387 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	3445.352	kN· m,	A_s =	10278.400	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 449.000 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 197.140 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 204.175 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 171.948 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 172 mm **O.K!!**

12.4 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정

▣ 최대 연직하중(V_u) : 17641.320 kN

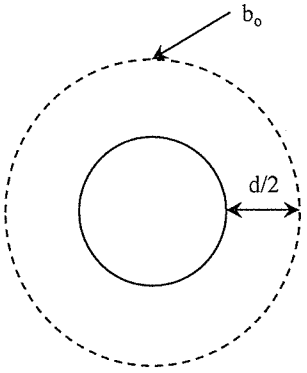
▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= $2\pi \times ($ 1.200 + 0.925 $)$

= 13.352 m



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.000 (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 + 2 $) \times$ 5477.226 $\times$ 13.352 $\times$ 1.850

= 67647.027 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 + 2.771 $) \times$ 5477.226 $\times$ 13.352 $\times$ 1.850

= 85032.313 kN

V_{c2} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= $1/3 \times$ 5477.226 $\times$ 13.352 $\times$ 1.850

= 45098.018 kN

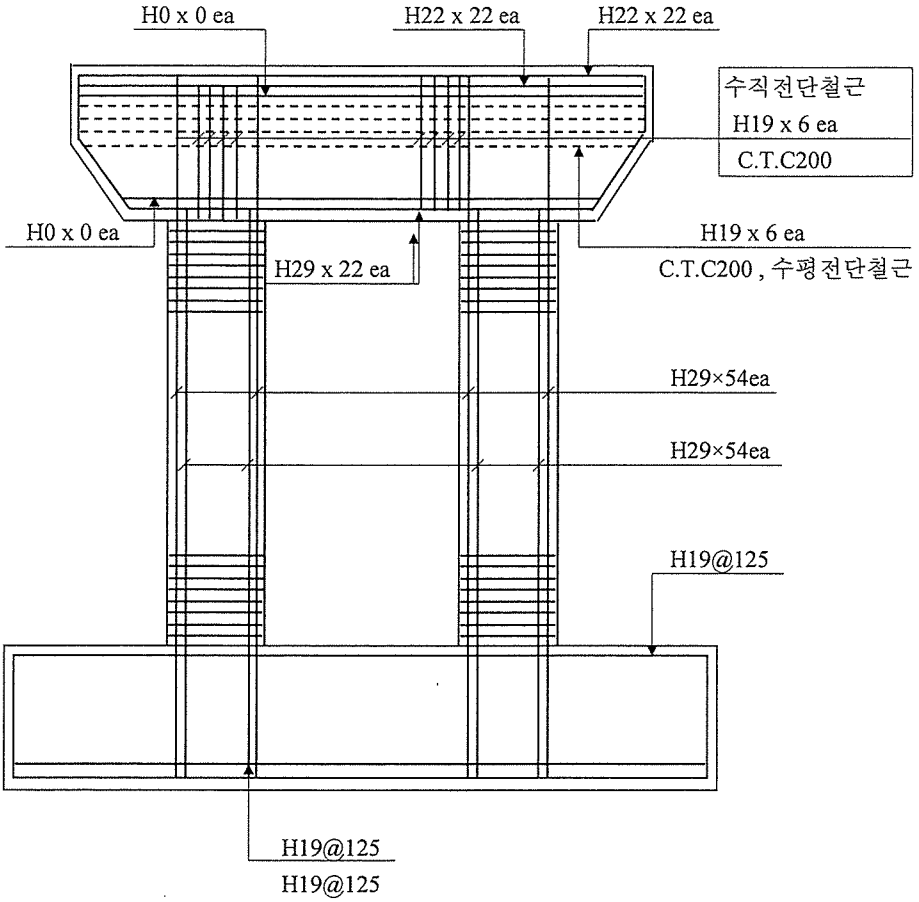
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 45098.018 kN

$\therefore$ ΦV_c = $0.80 \times$ 45098.018

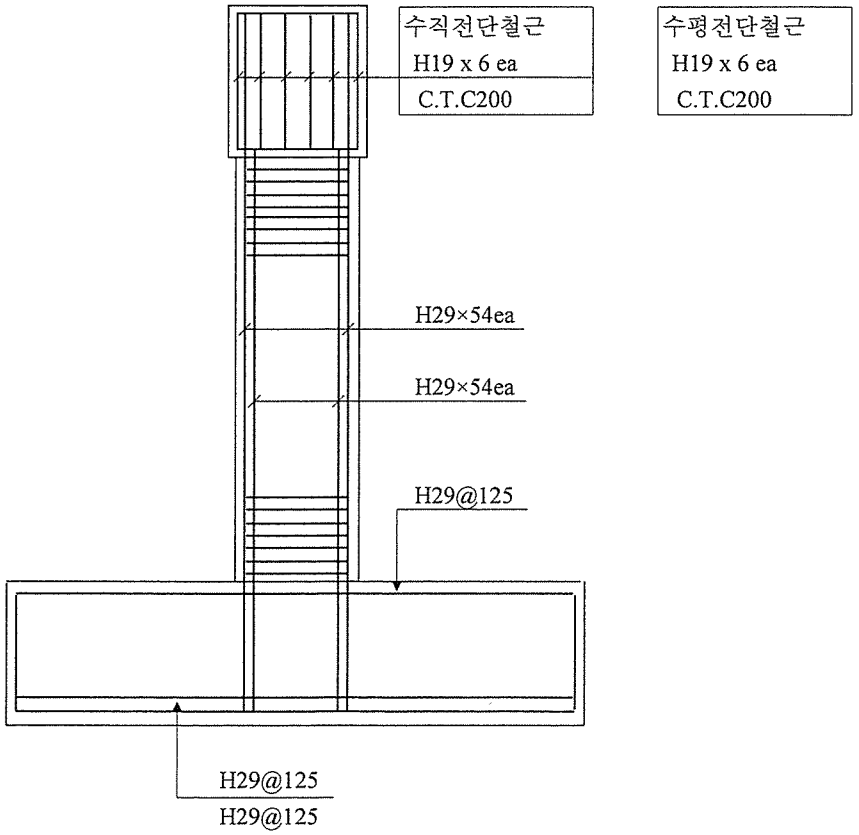
= 36078.414 kN $\geq$ V_u = 17641.320 kN ---- **O.K**

13. 주철근 조립도

13.1 교축직각방향



13.2 교축방향



14. 교좌받침 검토

14.1. 교좌면의 설계-시점측 (고정단)

1) 작용력 산정

① 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 6241.000 kN

R_{d1} = 1019.000 kN

나) 활하중 : 상 시 $\sum R_L$ = 2448.392 kN

R_{L1} = 817.000 kN

다) 차량횡하중 H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중 H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중 H_w = 200.598 / 6 shoe

= 33.433 kN

P_w = 7.424 kN

바) 지진하중 (내진계산서 참조) H_E = 394.448 kN

R_E = 264.714 kN

② 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 6241.000 kN

R_{d1} = 1019.000 kN

나) 활하중 : 상 시 R_L = 2448.392 kN

= 817.000 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 1325.000 / 6 shoe

= 220.833 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 299.400 / 6 shoe

= 49.900 kN

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

H_E = 685.599 kN

③ 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 횡하중 + 원심하중 + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

④ 받침부 작용력 산정

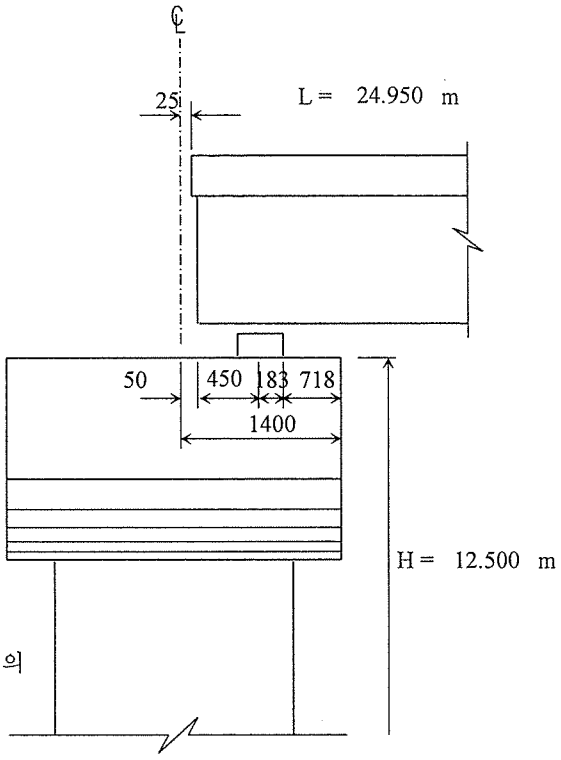
구 분		작용력		R (교각)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	1843.424	33.433	1.00
	지진시	1283.714	394.448	
교축 방향	상시	1836.000	270.733	1.00
	지진시	1793.000	685.599	

⑤ 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	1843.424	33.433	1365.499	24.765	1.35
	지진시	1283.714	394.448	916.939	281.749	1.40
교축 방향	상시	1836.000	270.733	1468.800	216.587	1.25
	지진시	1793.000	685.599	1280.714	489.714	1.40

2) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 365 × 495 mm
▣ 높 이 : 165 mm
▣ 사각 : 90 °



3) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ℓ< 30m]

< 717.5 mm **- O.K -**

4) 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.95 + 6.66 \times 12.50) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 324.92$

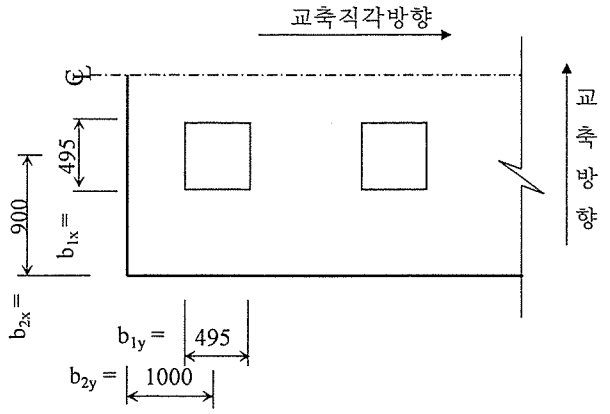
나) 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm
S_2 = 182.5 / 2 = 91.25 mm
S_3 = 20 + 0.5L = 324.75 mm
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 91.25 + 324.75 = 866.00 mm

∴ Max (N, ∑S) = 866.00 mm < 1350.00 **- O.K -**

5) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b_{1x} = 2475.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b_{1y} = 2475.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 495 / 1800) \times 1468800 / 180$

$= 1479.0$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 495 / 1800) \times 1280714.286 / 180$

$= 1289.6$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 495 / 2000) \times 1365499.047 / 180$

$= 1427.1$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 495 / 2000) \times 916938.593 / 180$

$= 958.3$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

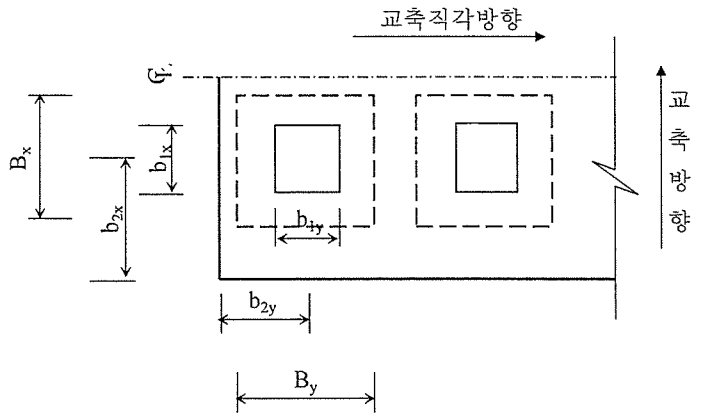
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 216587 / 180 = 1203.3$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 489714 / 180 = 2720.6$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 24765 / 180 = 137.6$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 281749 / 180 = 1565.3$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 495 + 1000 = 1495.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 900.0 mm 가 $B_x/2$ = 747.5 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 495 + 900 = 1395.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1427.100 + 137.584 = 1564.684 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 958.300 + 1565.270 = 2523.570 ㎟

B_x = 1495.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 2523.570 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

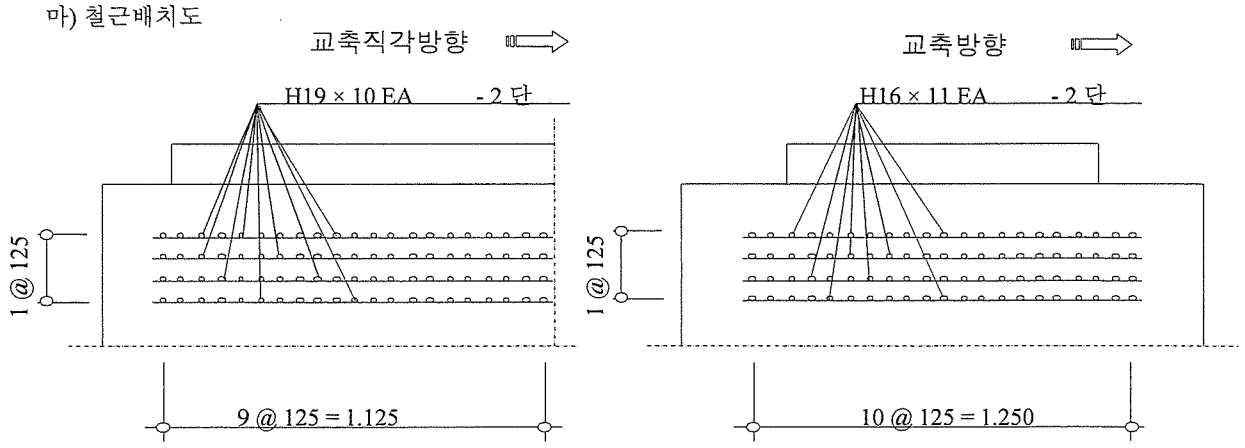
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1479.000 + 1203.259 = 2682.259 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1289.600 + 2720.631 = 4010.231 ㎟

B_y = 1395.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 19 - 10 EA × 2 단 = 5730.000 ㎟ > 4010.231 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



6) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{281748.6}{180} = 1565.270 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1565.270 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

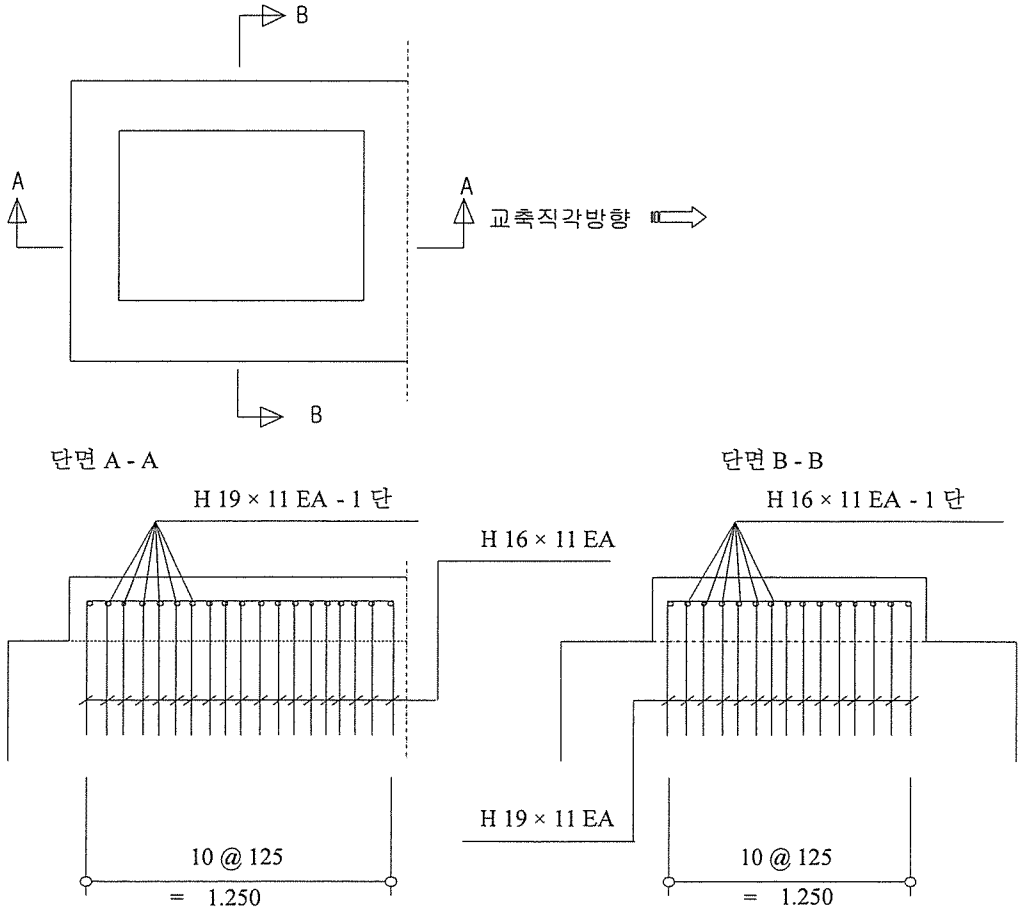
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{489713.6}{180} = 2720.631 \text{ ㎟}$$

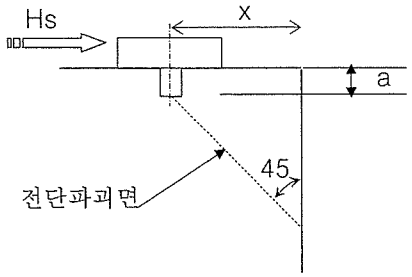
Use A_{sx} = H 19 - 11 EA × 1 ea = 3151.500 ㎟ > 2720.631 ㎟ **- O.K -**

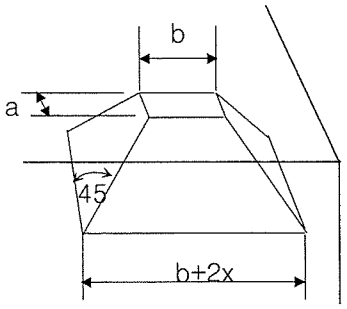
(CTC 125)

다) 철근배치도



7) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{281749}{3528463} = 0.08 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 3528463 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 281749 N

X : 1000 mm

a : 0 mm

b : 495 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{489714}{2921058} = 0.17 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2921058 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 489714 N

X : 900 mm

a : 0 mm

b : 495 mm

14.2. 교좌면의 설계-종점측 (가동단)

1) 작용력 산정

① 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 6241.000 kN

R_{d1} = 1019.000 kN

나) 활하중 : 상 시 $\sum R_L$ = 3377.713 kN

R_{L1} = 817.000 kN

다) 차량횡하중 H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중 H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중 H_w = 200.598 / 5 shoe

= 40.120 kN

P_w = 7.424 kN

바) 지진하중 (내진계산서 참조) H_E = 219.055 kN

R_E = 147.052 kN

② 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 6241.000 kN

R_{d1} = 1019.000 kN

나) 활하중 : 상 시 R_L = 3377.713 kN

= 817.000 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 1325.000 / 5 shoe

= 265.000 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 299.400 / 5 shoe

= 59.880 kN

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

H_E = 0.000 kN

③ 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 횡하중 + 원심하중 + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

④ 받침부 작용력 산정

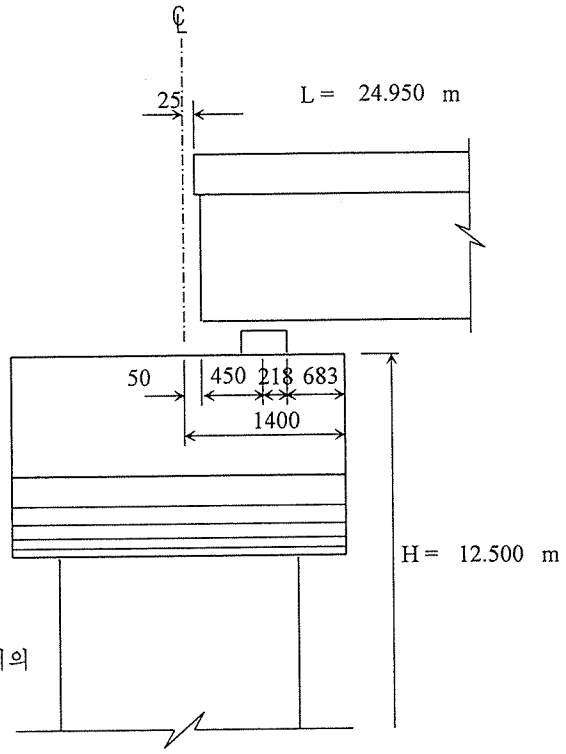
구 분		작용력		R (교각)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	1843.424	40.120	1.00
	지진시	1166.052	219.055	
교축 방향	상시	1836.000	0.000	1.00
	지진시	1819.580	0.000	

⑤ 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	1843.424	40.120	1365.499	29.718	1.35
	지진시	1166.052	219.055	832.894	156.468	1.40
교축 방향	상시	1836.000	0.000	1468.800	0.000	1.25
	지진시	1819.580	0.000	1299.700	0.000	1.40

2) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 435 × 501 mm
▣ 높 이 : 166 mm
▣ 사각 : 90 °



3) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ℓ< 30m]

< 682.5 mm - **O.K** -

4) 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.95 + 6.66 \times 12.50) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 324.92$

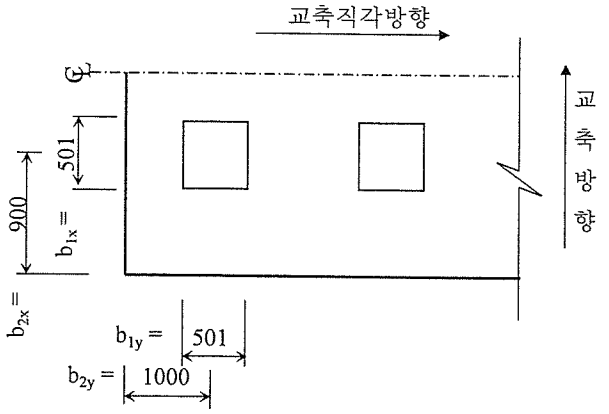
나) 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm
S_2 = 217.5 / 2 = 108.75 mm
S_3 = 20 + 0.5L = 324.75 mm
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 108.75 + 324.75 = 883.50 mm

∴ Max (N, ∑S) = 883.50 mm < 1350.00 - **O.K** -

5) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b_{1x} = 2505.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b_{1y} = 2505.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1468800 / 180$

$= 1472.2$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1299699.905 / 180$

$= 1302.7$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2000) \times 1365499.047 / 180$

$= 1421.4$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2000) \times 832894.336 / 180$

$= 867.0$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

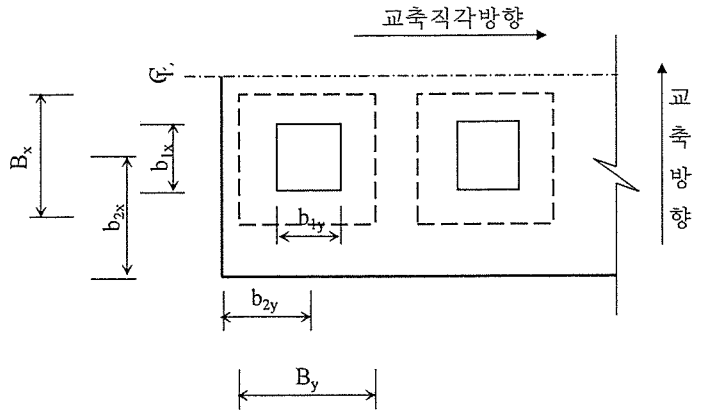
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

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

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 29718 / 180 = 165.1$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 156468 / 180 = 869.3$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 501 + 1000 = 1501.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 900.0 mm 가 $B_x/2$ = 750.5 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 501 + 900 = 1401.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1421.400 + 165.101 = 1586.501 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 867.000 + 869.266 = 1736.266 ㎟

B_x = 1501.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 1736.266 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

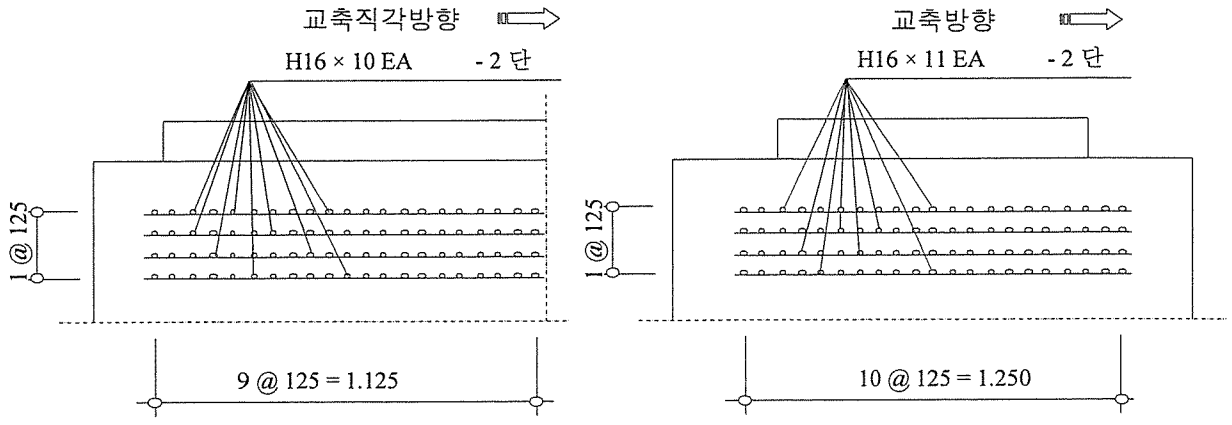
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1472.200 + 0.000 = 1472.200 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1302.700 + 0.000 = 1302.700 ㎟

B_y = 1401.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 1472.200 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



6) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{156467.9}{180} = 869.266 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 869.266 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

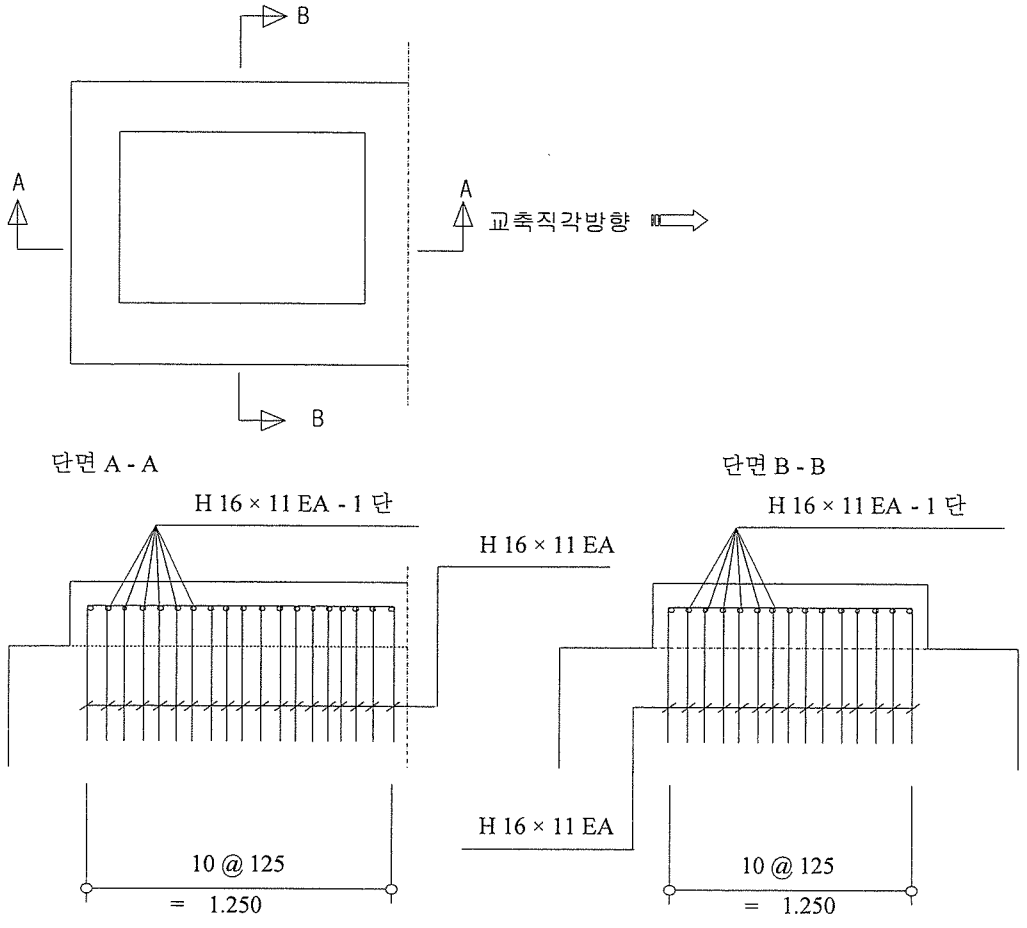
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.000 \text{ ㎟}$$

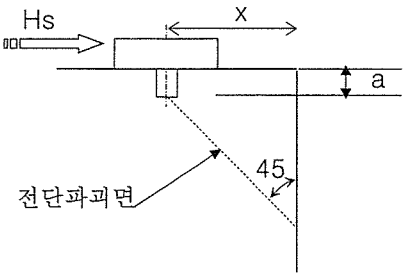
Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 0.000 ㎟ **- O.K -**

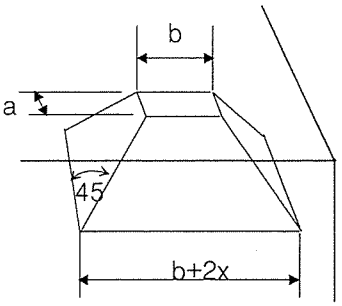
(CTC 125)

다) 철근배치도



7) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{156468}{3536948} = 0.044 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 3536948 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 156468 N

X : 1000 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2928695} = 0 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 2928695 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 0 N

X : 900 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

10.3.2 P3

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 : **P.S.C-BEAM** + **P.S.C-BEAM**

평면선형 R = ∞ 설계지간(좌) L = **24.000** m

평면선형 R = ∞ 설계지간(우) L = **24.000** m

2) 교각형식 : π 형교각 (H = **14.500** M)

3) 기초형식 : **직접기초** **(L= 0.000 m)**

1.2 설계하중

1) **고정하중**

철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³

2) **활 하 중** : **KRL2012** (복 선)

① KL-2012

충격계수 i (%) ; 모멘트에 관한 충격계수 (좌측구간) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

모멘트에 관한 충격계수 (우측구간) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

3) **풍 하 중**

교량상에 열차가 있을때 W = **1.5** kN/㎡

교량상에 열차가 없을때 W = **3.0** kN/㎡

원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 **0.6** 배로 한다.

4) **종 하 중 (충격은 고려하지 않음)**

① KL-2012

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 = ± 1000

5) **원 심 하 중**

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 레일상면에서 KRL-2012하중은 1.8m, EL하중은 1.5m 높이에서 수평방향으로 곡선 바깥쪽으로 작용하는 것으로 한

6) **차량횡하중**

자갈도상 궤도이므로 미고려 **0** kN 으로 정한다.

7) **지진하중**

가속도계수 K_h = **0.154** (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반계수 S = **1.2**

1.3 사용재료 및 강도

1) **콘크리트**

가) 설계기준강도 f_{ck} = **30** MPa

나) 탄성계수 E_c = **8,500** $\sqrt[3]{f_{cu}}$ ($f_{cu}=f_{ck}+4$)

= **27500** MPa

2) **철근 SD30**

가) 항복응력 : f_y = **400** MPa

나) 탄성계수 : E_s = **200000** MPa

1.4 흙의 성질

1) **흙의 단위중량 (γ_t)** = **19.0** kN/m³

2) **흙의 포화단위중량 (γ_{sat})** = **20.0** kN/m³

3) **흙의 수중단위중량 (γ_{sub})** = **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 = 700 kN/m²

지진시 = 1050 kN/m²

7) **기초의 각종 계수들**

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

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

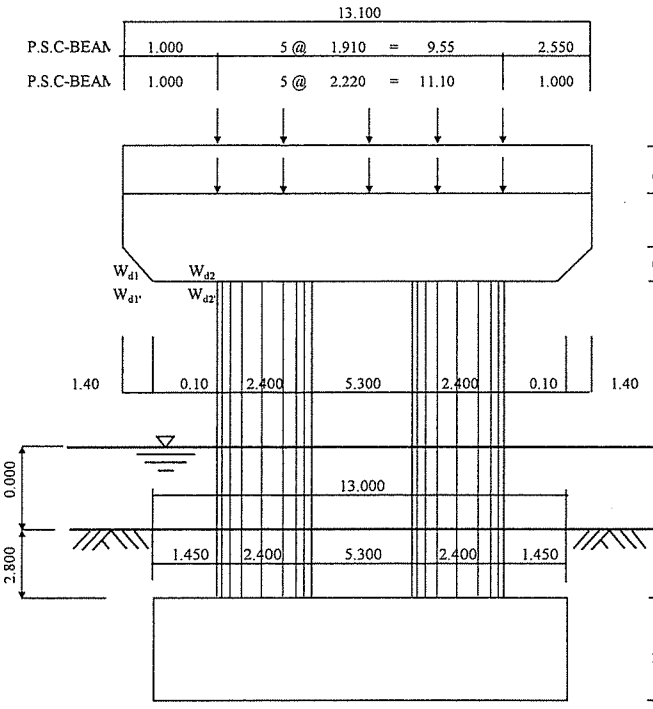
1.5 참고문헌

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

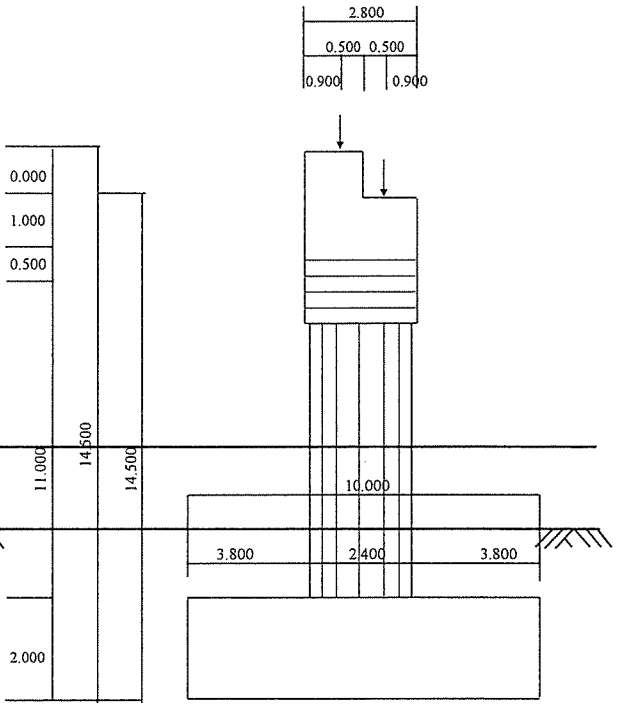
2. 단 면 가 정

2.1 교각 단면 제원

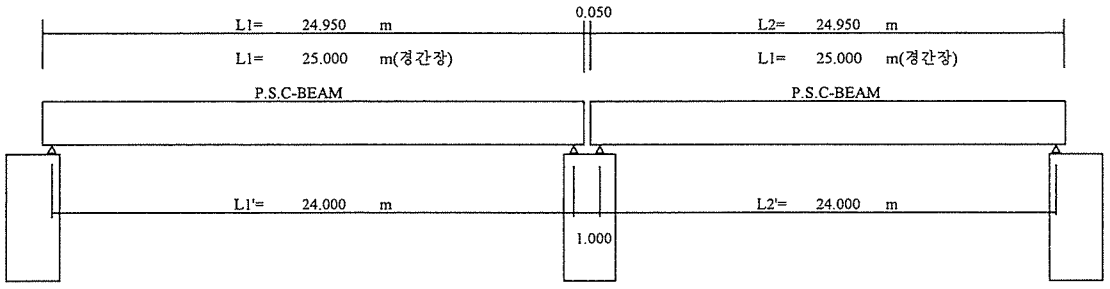
1) 교축직각방향



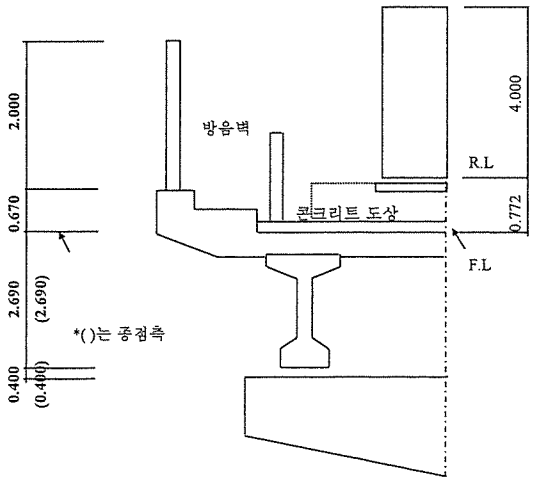
2) 교축 방향



2.2 상부 제원



2.3 하중작용 위치산정



▣ 원심하중 (시점측) (종점측)

= 5.662 m 5.662 m

▣ 차량 횡하중 = 3.862 m 3.862 m

▣ 풍하중(열차비재하) = 3.08 m 3.08 m

풍하중(열차재하) = 4.131 m 4.131 m

▣ 지진하중(고정하중) = 1.745 m 1.745 m

▣ 환산단면

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 정사각형 기둥단면으로 치환

① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.400^2 / 4 = 4.524$ ㎡

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.524} = 2.127$ m

☞ D - L = 2.400 - 2.127

= 0.273 m

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
고정하중 반력(KN)	.S.C-BEAM	1035.00	929.00	919.00	919.00	929.00	1035.00		5766.00
	.S.C-BEAM	1094.00	1016.00	1009.00	1009.00	1019.00	1094.00		6241.00
계		2129.00	1945.00	1928.00	1928.00	1948.00	2129.00		12007.00

▣ 교각자중

▣ 교각자중

- COPING ;

W_{d1} = 1.000 × 1.400 × 24.500 = 34.300 kN/m

$W_{d1'}$ = 1.000 × 1.400 × 24.500 = 34.300 kN/m

W_{d2} = 1.500 × 1.400 × 24.500 = 51.450 kN/m

$W_{d2'}$ = 1.500 × 1.400 × 24.500 = 51.450 kN/m

- 기 둥 ; P_c = π / 4 × 2.400^2 × 24.500

x 11.000 × 2 = 2438.379 kN

- 기 초 ; W_{f1} = 2.000 × 10.000 × 24.500 = 490.000 kN/m

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- P.S.C-BEAM

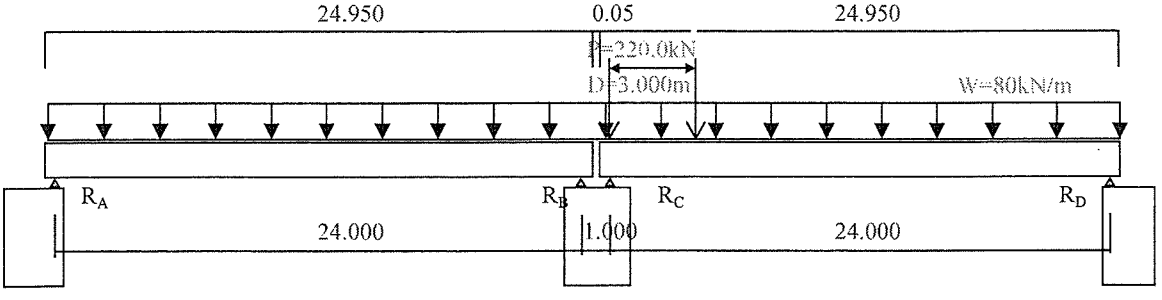
구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
활 하 중 (복선)	0.133	0.242	0.126	0.126	0.242	0.133		1.00
활 하 중 (단선)	0.274	0.465	0.176	0.084	0.035	-0.034		1.00
보도 하중 (복선)	0.334	0.097	0.071	0.071	0.097	0.334		1.00
보도 하중 (단선)	0.811	0.206	0.101	0.040	-0.013	-0.144		1.00

- P.S.C-BEAM

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
활 하 중 (복선)	0.141	0.249	0.110	0.110	0.249	0.141		1.00
활 하 중 (단선)	0.292	0.492	0.161	0.069	0.025	-0.039		1.00
보도 하중 (복선)	0.340	0.089	0.072	0.072	0.089	0.34		1.00
보도 하중 (단선)	0.818	0.189	0.100	0.044	-0.012	-0.139		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 = 0.80 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.80 × 5.00 × 24.95 × 1/2 × 2 = 99.800 KN

W_c = 0.80 × 5.00 × 24.95 × 1/2 × 2 = 99.800 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
R_{LB}	332.13	502.39	265.67	265.67	502.39	332.13		2200.39
R_{LC}	465.63	720.19	324.68	324.68	720.19	465.63		3021.00
ΣR_L	797.76	1222.59	590.35	590.35	1222.59	797.76		5221.39

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
R_{LB}	354.39	484.63	185.73	87.82	33.63	-48.30		1097.90
R_{LC}	493.50	712.83	237.07	101.72	34.06	-68.88		1510.30
ΣR_L	847.89	1197.46	422.80	189.54	67.70	-117.18		2608.20

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
R_{LB}	365.70	563.47	297.47	297.47	563.47	365.70		2453.29
R_{LC}	515.92	809.02	363.92	363.92	809.02	515.92		3377.71
ΣR_L	881.62	1372.49	661.39	661.39	1372.49	881.62		5831.00

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
R_{LB}	388.97	543.31	207.94	98.42	38.05	-52.59		1224.10
R_{LC}	545.58	800.58	265.79	114.02	38.52	-75.84		1688.66
ΣR_L	934.55	1343.89	473.72	212.45	76.57	-128.43		2912.75

3) 차량 횡하중

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

Σ PLf = 0.000 kN

MLfb = 0.000 × 3.862 = 0.000 kN·m

MLfc = 0.000 × 3.862 = 0.000 kN·m

Σ MLf = 0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- P.S.C-BEAM

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

구 분	MLf	ΣXi^2	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	63.842	4.775	0.000	↑
G2			2.865	0.000	↑
G3			0.955	0.000	↑
G4			-0.955	0.000	↓
G5			-2.865	0.000	↓
G6			-4.775	0.000	↓

- P.S.C-BEAM

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

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pib(tf)	비 고
G1			5.085	0.000	↑
G2			3.175	0.000	↑
G3			1.110	0.000	↑
G4	0.000	48.483	-1.110	0.000	↓
G5			-3.175	0.000	↓
G6			-5.085	0.000	↓

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = ∞ L = 24.000 , 24.000 V = 250 km/hr

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

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

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

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

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 2200.39 kN , 지점c 3021.00 kN

Pcb	=	2200.39	×	0.000	=	0.000	kN
Pcc	=	3021.00	×	0.000	=	0.000	kN
∑ Pc					=	0.000	kN
Mcb	=	0.000	×	5.662	=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.662	=	0.000	kN·m
∑ Mc					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rpb1	=	0.000	×	4.775	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb2	=	0.000	×	2.865	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb3	=	0.000	×	0.955	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb4	=	0.000	×	-0.955	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb5	=	0.000	×	-2.865	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb6	=	0.000	×	-4.775	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb7	=	0.000	×	0.000	/ 63.842	= 0.000	kN

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑xi²

∑xi² = 5.085² + 3.175² + 1.110² + -1.110² + -3.175² + -5.085² + 0.000² = 74.340 m²

Rpc1	=	0.000	×	5.085	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	3.175	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	1.110	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	-1.110	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-3.175	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc6	=	0.000	×	-5.085	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc7	=	0.000	×	0.000	/	74.340	=	0.000 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1097.90 kN , 지점c 1510.30 kN

Pcb	=	1097.90	×	0.000			=	0.000 kN
Pcc	=	1510.30	×	0.000			=	0.000 kN
∑	Pc						=	0.000 kN
Mcb	=	0.000	×	5.662			=	0.000 kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.662			=	0.000 kN·m
∑	Mc						=	0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑xi²

∑xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rpb1	=	0.000	×	4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb2	=	0.000	×	2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb3	=	0.000	×	0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb4	=	0.000	×	-0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb5	=	0.000	×	-2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb6	=	0.000	×	-4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb7	=	0.000	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑xi²

∑xi² = 5.085² + 3.175² + 1.110² + -1.110² + -3.175² + -5.085² + 0.000² = 74.340 m²

Rpc1	=	0.000	×	5.085	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc1	=	0.000	×	3.175	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	1.110	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	-1.110	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	-3.175	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-5.085	/	74.340	=	0.000 kN
Rpc7	=	0.000	×	0.000	/	74.340	=	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	×	1.500	×	2.800	=	12.600	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.400	×	0.6	=	4.320	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.360	×	12.475	=	200.598	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.360	×	12.475	=	200.598	kN
	Mn3b	=	200.598	×	3.08			=	617.842	kN·m
	Mn3c	=	200.598	×	3.080			=	617.842	kN·m
	∑	Mn3						=	1235.684	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑xi²

∑xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rnb1	=	617.842	×	4.775	/	63.842	=	46.211 kN
Rnb2	=	617.842	×	2.865	/	63.842	=	27.727 kN
Rnb3	=	617.842	×	0.955	/	63.842	=	9.242 kN
Rnb4	=	617.842	×	-0.955	/	63.842	=	-9.242 kN
Rnb5	=	617.842	×	-2.865	/	63.842	=	-27.727 kN
Rnb6	=	617.842	×	-4.775	/	63.842	=	-46.211 kN
Rnb7	=	617.842	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑xi²

∑xi² = 5.085² + 3.175² + 1.110² + -1.110² + -3.175² + -5.085² + 0.000² = 74.340 m²

Rnc1	=	617.842	×	5.085	/	74.340	=	42.262 kN
Rnc2	=	617.842	×	3.175	/	74.340	=	26.388 kN
Rnc3	=	617.842	×	1.110	/	74.340	=	9.225 kN
Rnc4	=	617.842	×	-1.110	/	74.340	=	-9.225 kN
Rnc5	=	617.842	×	-3.175	/	74.340	=	-26.388 kN
Rnc6	=	617.842	×	-5.085	/	74.340	=	-42.262 kN
Rnc7	=	617.842	×	0.000	/	74.340	=	0.000 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	1.500	×	2.800	=	6.300	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	2.400	×	0.600	=	2.160	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.462	×	12.475	=	139.633	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.462	×	12.475	=	139.633	kN
	Mn3b	=	139.6327	×	4.131			=	576.823	kN·m
	Mn3c	=	139.6327	×	4.131			=	576.823	kN·m
	∑	Mn3						=	1153.645	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rnb1	=	576.823	×	4.775	/	63.842	= 43.143 kN
Rnb2	=	576.823	×	2.865	/	63.842	= 25.886 kN
Rnb3	=	576.823	×	0.955	/	63.842	= 8.629 kN
Rnb4	=	576.823	×	-0.955	/	63.842	= -8.629 kN
Rnb5	=	576.823	×	-2.865	/	63.842	= -25.886 kN
Rnb6	=	576.823	×	-4.775	/	63.842	= -43.143 kN
Rnb7	=	576.823	×	0.000	/	63.842	= 0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 5.085² + 3.175² + 1.110² + -1.110² + -3.175² + -5.085² + 0.000² = 74.340 m²

Rnc1	=	576.823	×	5.085	/	74.340	= 39.456 kN
Rnc2	=	576.823	×	3.175	/	74.340	= 24.636 kN
Rnc3	=	576.823	×	1.110	/	74.340	= 8.613 kN
Rnc4	=	576.823	×	-1.110	/	74.340	= -8.613 kN
Rnc5	=	576.823	×	-3.175	/	74.340	= -24.636 kN
Rnc6	=	576.823	×	-5.085	/	74.340	= -39.456 kN
Rnc7	=	576.823	×	0.000	/	74.340	= 0.000 kN

6) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	∑	비고
$H_{EB(교직)}$	170.69	171.80	172.18	172.17	171.78	170.66	0.00	1029.28	1.0교직+0.3교축
$H_{EB(교축)}$	211.43	225.97	241.65	264.00	293.36	326.67	0.00	1563.09	0.3교직+1.0교축
$H_{EC(교직)}$	182.20	183.55	183.96	183.96	183.55	182.20	0.00	1099.42	1.0교직+0.3교축
$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 1029.282 × 1.745 = 1796.096 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 1099.420 × 1.745 = 1918.488 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

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

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m²

R_{Eb1} = 1796.096 × 4.775 / 63.842 = 134.337 kN

R_{Eb2} = 1796.096 × 2.865 / 63.842 = 80.602 kN

R_{Eb3} = 1796.096 × 0.955 / 63.842 = 26.867 kN

R_{Eb4} = 1796.096 × -0.955 / 63.842 = -26.867 kN

R_{Eb5} = 1796.096 × -2.865 / 63.842 = -80.602 kN

R_{Eb6} = 1796.096 × -4.775 / 63.842 = -134.337 kN

R_{Eb7} = 1796.096 × 0.000 / 63.842 = 0.000 kN

- P.S.C-BEAM

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

$\sum xi^2$ = 5.085^2 + 3.175^2 + 1.110^2 + -1.110^2 + -3.175^2 + -5.085^2 + 0.000^2 = 74.340 m²

R_{EC1} = 1918.488 × 5.085 / 74.340 = 131.228 kN

R_{EC2} = 1918.488 × 3.175 / 74.340 = 81.937 kN

R_{EC3} = 1918.488 × 1.110 / 74.340 = 28.646 kN

R_{EC4} = 1918.488 × -1.110 / 74.340 = -28.646 kN

R_{EC5} = 1918.488 × -3.175 / 74.340 = -81.937 kN

R_{EC6} = 1918.488 × -5.085 / 74.340 = -131.228 kN

R_{EC7} = 1918.488 × 0.000 / 74.340 = 0.000 kN

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분(100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥	1242.11	6991.86	1.0교 직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	∑	비 고
$H_{EB(교직)}$	419.25	421.98	422.89	422.87	421.91	419.17		2528.06	1.0교직+0.3교축
$H_{EB(교축)}$	519.30	555.02	593.53	648.42	720.54	802.35		3839.16	0.3교 직+1.0교축
$H_{EC(교직)}$	447.51	450.82	451.84	451.84	450.81	447.51		2700.33	1.0교 직+0.3교축
$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.3교 직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 2528.060 × 1.745 = 4411.465 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 2700.330 × 1.745 = 4712.076 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

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

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

$R_{Eb1} = 4411.465 \times 4.775 / 63.842 = 329.951$ kN

$R_{Eb2} = 4411.465 \times 2.865 / 63.842 = 197.971$ kN

$R_{Eb3} = 4411.465 \times 0.955 / 63.842 = 65.990$ kN

$R_{Eb4} = 4411.465 \times -0.955 / 63.842 = -65.990$ kN

$R_{Eb5} = 4411.465 \times -2.865 / 63.842 = -197.971$ kN

$R_{Eb6} = 4411.465 \times -4.775 / 63.842 = -329.951$ kN

$R_{Eb7} = 4411.465 \times 0.000 / 63.842 = 0.000$ kN

- P.S.C-BEAM

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

$\sum xi^2 = 5.085^2 + 3.175^2 + 1.110^2 + -1.110^2 + -3.175^2 + -5.085^2 + 0.000^2 = 74.340\ m^2$

$R_{EC1} = 4712.076 \times 5.085 / 74.340 = 322.315$ kN

$R_{EC2} = 4712.076 \times 3.175 / 74.340 = 201.249$ kN

$R_{EC3} = 4712.076 \times 1.110 / 74.340 = 70.358$ kN

$R_{EC4} = 4712.076 \times -1.110 / 74.340 = -70.358$ kN

$R_{EC5} = 4712.076 \times -3.175 / 74.340 = -201.249$ kN

$R_{EC6} = 4712.076 \times -5.085 / 74.340 = -322.315$ kN

$R_{EC7} = 4712.076 \times 0.000 / 74.340 = 0.000$ kN

P_E = 2528.06 + 2700.330 = 5228.390 kN

Mc = 5228.390 × 1.745 = 9123.541 kN·m

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥	3050.80	17172.98	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	5766.000	kN	6241.000	kN
편 심	0.500	m	-0.500	m

Md = 5766.000 × 0.500 + 6241.000 × -0.500 = -237.500 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1097.900	kN	1510.300	kN
	복선재하시	2200.390	kN	3020.999	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1097.90 × 0.500 + 1510.30 × -0.500 = -206.200 kN·m

$M_{L복선}$ = 2200.39 × 0.500 + 3021.00 × -0.500 = -410.304 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1224.096	kN	1688.657	kN
	복선재하시	2453.288	kN	3377.713	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1224.10 × 0.500 + 1688.66 × -0.500 = -232.280 kN·m

$M_{L복선}$ = 2453.29 × 0.500 + 3377.71 × -0.500 = -462.212 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.000 × 13.100 = 39.300 kN

3.000 × 0.500 × 11.700 = 17.550 kN

(39.300 + 17.550) / 13.100 = 4.340 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 2.400 × 0.6 = 4.320 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.000 × 13.100 = 19.650 kN

1.500 × 0.500 × 11.700 = 8.775 kN

(19.650 + 8.775) / 13.100 = 2.170 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 2.400 × 0.6 = 2.160 kN/m

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μm ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

Rm ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

Tm = μm·Rm ≤ T/2

① KRL2012

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 = 5766.00 + 998.000 = 6764.000 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 500.00 - 507.300 (제동하중)

= 825.00 - 507.300 (시동하중)

= -7.30 < T/2 = 250.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 317.70 < T/2 = 412.50 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 250.00 kN(제동하중), 412.50 kN(시동하중)

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

Rm = 6241.00 + 1410.50 = 7651.500 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1147.725 > T/2 = 250.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 1147.725 > T/2 = 412.500 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 250.000 kN(제동하중), 412.500 kN(시동하중)

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf = 412.500 + 412.500 = 825.000 kN

T (복 선) = Tf = 662.500 + 662.500 = 1325.000 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 4 × 3 × 24.950 = 299.400 kN 299.400 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 299.40 - 432.450

= -133.05 < T/2 = 149.70

∴ Tf = 149.70 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 4 × 3 × 24.950 = 299.400 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 936.150 > T/2 = 149.700

∴ Tm = 149.70 kN

7) 온도 하중

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

▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 6241.00 × 0.150 = 936.150 kN

나) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ δ= Δt ×α×L 여기서 Δt : 온도변화

α1: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

α2: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ δ= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

▶ 등가수평력

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

P = $[3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 495.303 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.257 m^4

L : 12.500 m [평균높이]

∴ ∑Tu = 936.150 kN > P = 495.303 kN

∴ 온도변화에의한 등가수평력적용

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

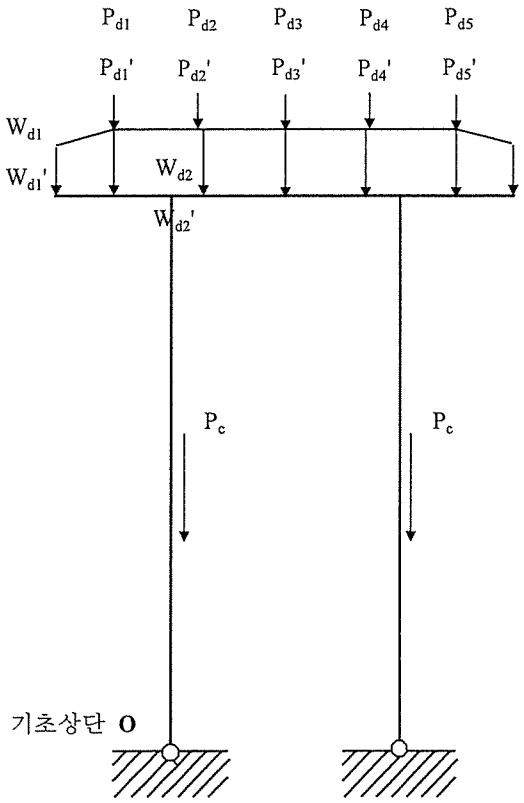
구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥	923.19	10899.79	0.3교직+1.0교축

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥	2267.48	26771.42	0.3교직+1.0교축

4.2 하중재하 및 단면력 산출 (KL2012)

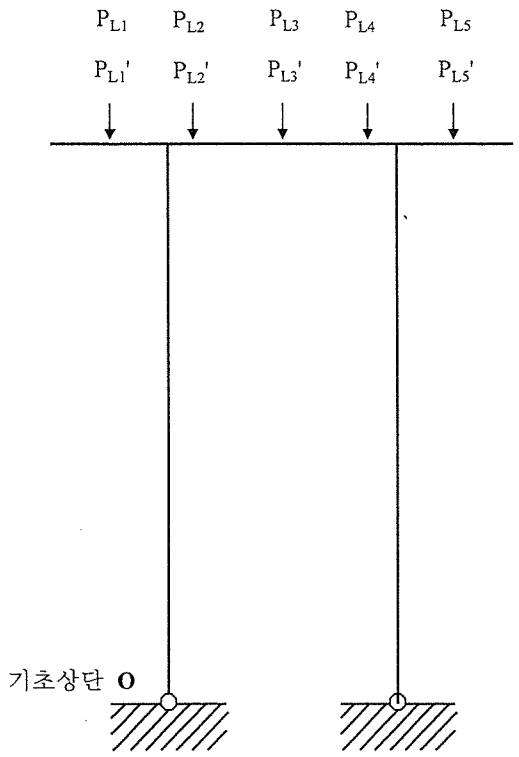
4.2.1 교축직각방향

1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



P_{d1}	=	1035.00	kN
P_{d2}	=	929.00	kN
P_{d3}	=	919.00	kN
P_{d4}	=	919.00	kN
P_{d5}	=	929.00	kN
P_{d6}	=	1035.00	kN
P_{d7}	=	0.00	kN
P_{d1}'	=	1094.00	kN
P_{d2}'	=	1016.00	kN
P_{d3}'	=	1009.00	kN
P_{d4}'	=	1009.00	kN
P_{d5}'	=	1019.00	kN
P_{d6}'	=	1094.00	kN
P_{d7}'	=	0.00	kN
W_{d1}	=	34.300	kN/m
W_{d2}	=	51.450	kN/m
W_{d1}'	=	34.300	kN/m
W_{d2}'	=	51.450	kN/m
P_c	=	1219.189	kN/m

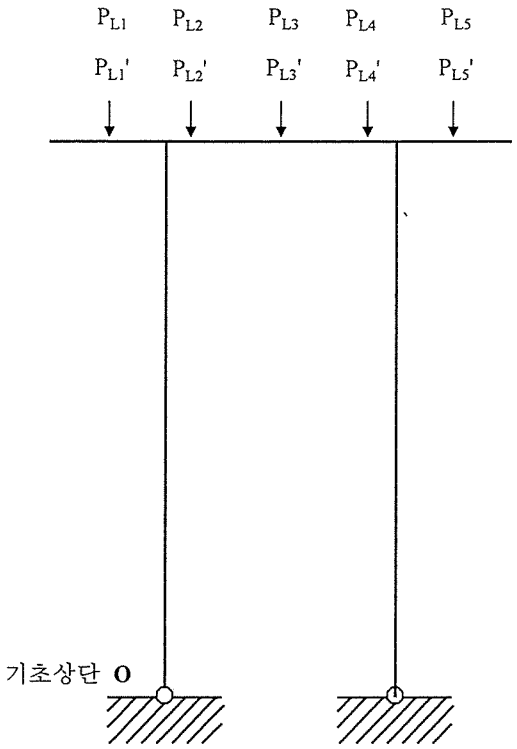
2-1) 활 하 중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시			
P_{L1}	=	332.134	kN
P_{L2}	=	502.393	kN
P_{L3}	=	265.668	kN
P_{L4}	=	265.668	kN
P_{L5}	=	502.393	kN
P_{L6}	=	332.134	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	465.625	kN
P_{L2}'	=	720.193	kN
P_{L3}'	=	324.681	kN
P_{L4}'	=	324.681	kN
P_{L5}'	=	720.193	kN
P_{L6}'	=	465.625	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

충격고려시			
P_{L1}	=	365.703	kN
P_{L2}	=	563.472	kN
P_{L3}	=	297.469	kN
P_{L4}	=	297.469	kN
P_{L5}	=	563.472	kN
P_{L6}	=	365.703	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	515.922	kN
P_{L2}'	=	809.015	kN
P_{L3}'	=	363.920	kN
P_{L4}'	=	363.920	kN
P_{L5}'	=	809.015	kN
P_{L6}'	=	515.922	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

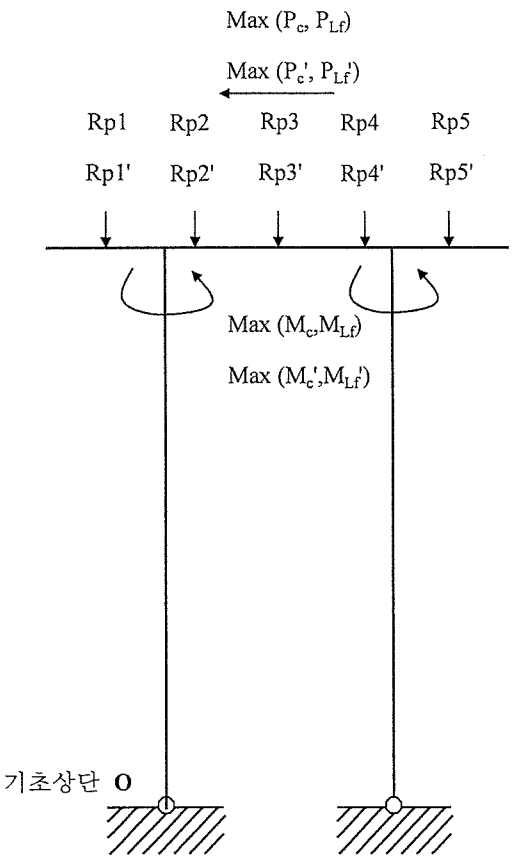
2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시			
P_{L1}	=	354.390	kN
P_{L2}	=	484.629	kN
P_{L3}	=	185.728	kN
P_{L4}	=	87.824	kN
P_{L5}	=	33.633	kN
P_{L6}	=	-48.303	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	493.502	kN
P_{L2}'	=	712.828	kN
P_{L3}'	=	237.071	kN
P_{L4}'	=	101.716	kN
P_{L5}'	=	34.065	kN
P_{L6}'	=	-68.882	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

충격고려시			
P_{L1}	=	388.968	kN
P_{L2}	=	543.310	kN
P_{L3}	=	207.938	kN
P_{L4}	=	98.425	kN
P_{L5}	=	38.049	kN
P_{L6}	=	-52.594	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	545.583	kN
P_{L2}'	=	800.580	kN
P_{L3}'	=	265.786	kN
P_{L4}'	=	114.022	kN
P_{L5}'	=	38.524	kN
P_{L6}'	=	-75.838	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

3-1) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-1) : 복선



횡하중

P_{Lf}	=	0.000	kN
M_{Lf}	=	0.000	kN·m
P_{Lf}'	=	0.000	kN
M_{Lf}'	=	0.000	kN·m

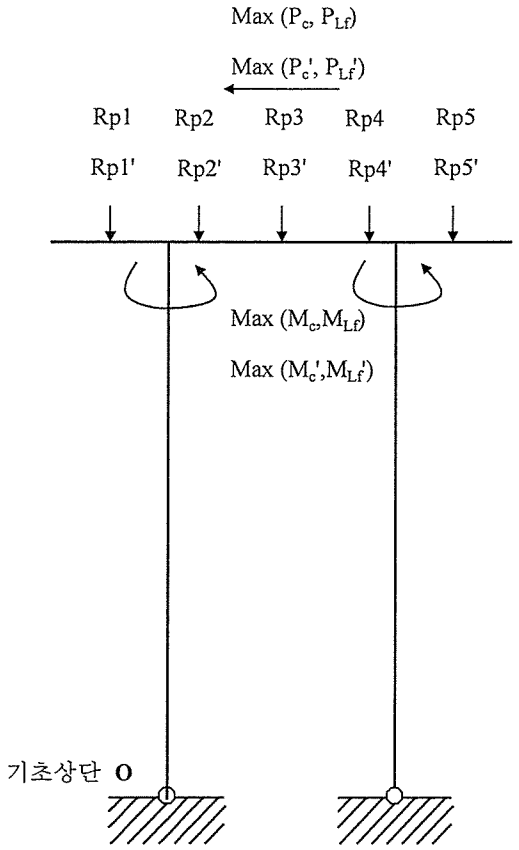
원심하중 (복선)

P_c	=	0.000	kN
M_c	=	0.000	kN·m
P_c'	=	0.000	kN
M_c'	=	0.000	kN·m

Max (P_{Lf},P_c)	=	0.000	kN
Max (M_{Lf},M_c)	=	0.000	kN·m
Max (P_{Lf}',P_c')	=	0.000	kN
Max (M_{Lf}',M_c')	=	0.000	kN·m

Rp1	=	0.000	kN
Rp2	=	0.000	kN
Rp3	=	0.000	kN
Rp4	=	0.000	kN
Rp5	=	0.000	kN
Rp6	=	0.000	kN
Rp7	=	0.000	kN
Rp1'	=	0.000	kN
Rp2'	=	0.000	kN
Rp3'	=	0.000	kN
Rp4'	=	0.000	kN
Rp5'	=	0.000	kN
Rp6'	=	0.000	kN
Rp7'	=	0.000	kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

P_{Lf}	=	0.000	kN
M_{Lf}	=	0.000	kN·m
P_{Lf}'	=	0.000	kN
M_{Lf}'	=	0.000	kN·m

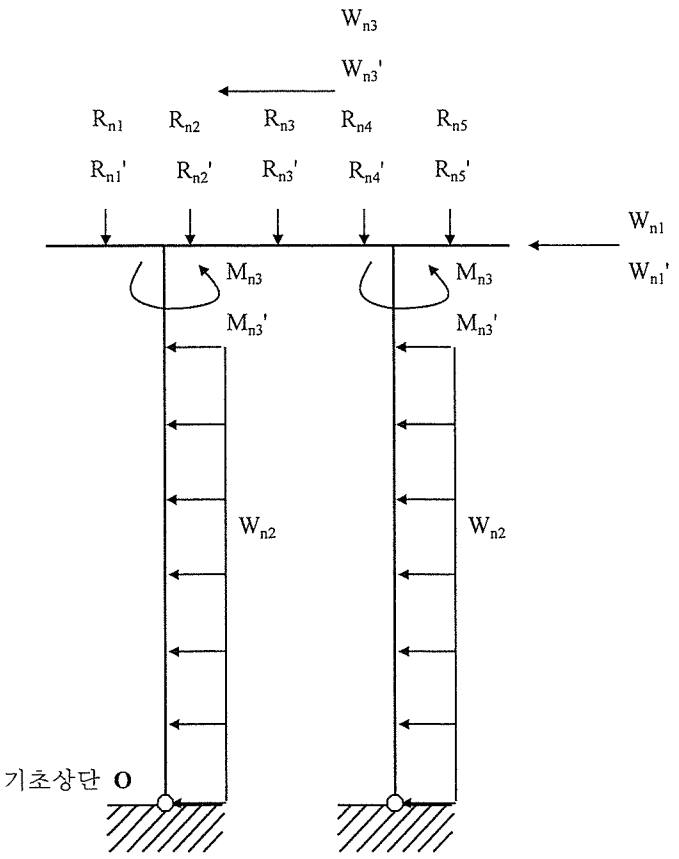
원심하중 (단선)

P_c	=	0.000	kN
M_c	=	0.000	kN·m
P_c'	=	0.000	kN
M_c'	=	0.000	kN·m

Max (P_{Lf},P_c)	=	0.000	kN
Max (M_{Lf},M_c)	=	0.000	kN·m
Max (P_{Lf}',P_c')	=	0.000	kN
Max (M_{Lf}',M_c')	=	0.000	kN·m

Rp1	=	0.000	kN
Rp2	=	0.000	kN
Rp3	=	0.000	kN
Rp4	=	0.000	kN
Rp5	=	0.000	kN
Rp6	=	0.000	kN
Rp7	=	0.000	kN
Rp1'	=	0.000	kN
Rp2'	=	0.000	kN
Rp3'	=	0.000	kN
Rp4'	=	0.000	kN
Rp5'	=	0.000	kN
Rp6'	=	0.000	kN
Rp7'	=	0.000	kN

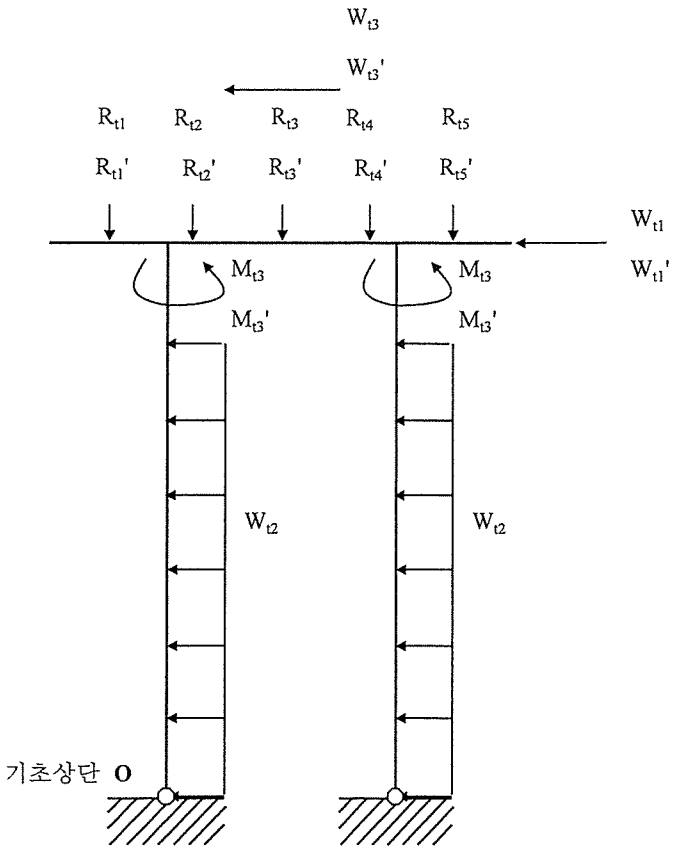
4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)



W_{n1}	=	12.600	kN
W_{n2}	=	4.320	kN/m
W_{n3}	=	200.598	kN
W_{n3}'	=	200.598	kN
M_{n3}	=	1235.684	kN·m
M_{n3}'	=	1235.684	kN·m

R_{n1}	=	46.211	kN
R_{n2}	=	27.727	kN
R_{n3}	=	9.242	kN
R_{n4}	=	-9.242	kN
R_{n5}	=	-27.727	kN
R_{n6}	=	-46.211	kN
R_{n7}	=	0.000	kN
R_{n1}'	=	42.262	kN
R_{n2}'	=	26.388	kN
R_{n3}'	=	9.225	kN
R_{n4}'	=	-9.225	kN
R_{n5}'	=	-26.388	kN
R_{n6}'	=	-42.262	kN
R_{n7}'	=	0.000	kN

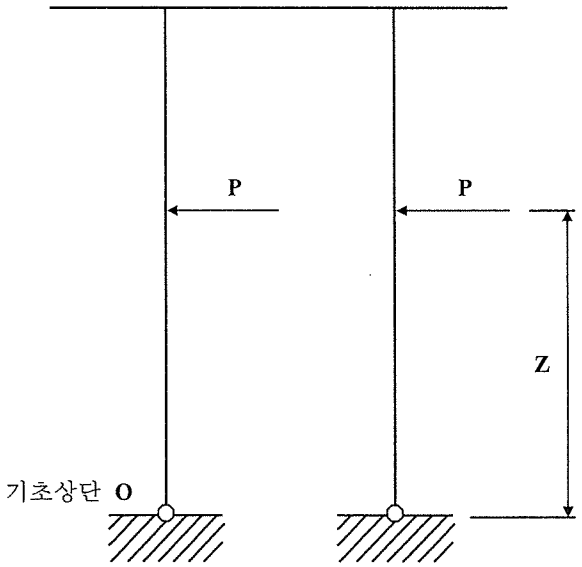
5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)



W_{t1}	=	6.300	kN
W_{t2}	=	2.160	kN/m
W_{t3}	=	139.633	kN
W_{t3}'	=	139.633	kN
M_{t3}	=	576.823	kN·m
M_{t3}'	=	576.823	kN·m

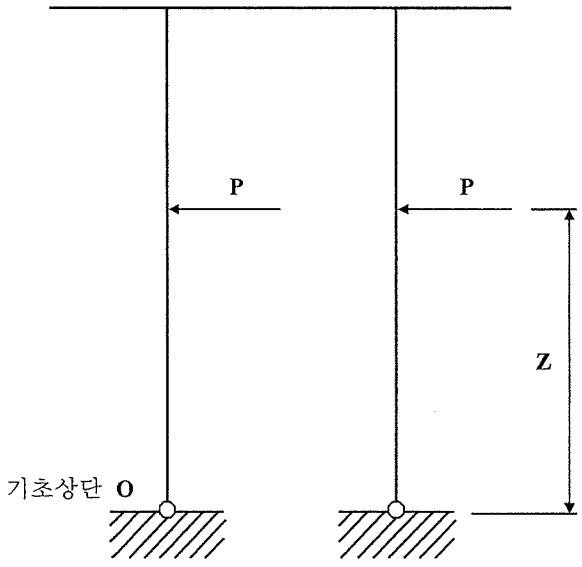
R_{t1}	=	43.143	kN
R_{t2}	=	25.886	kN
R_{t3}	=	8.629	kN
R_{t4}	=	-8.629	kN
R_{t5}	=	-25.886	kN
R_{t6}	=	-43.143	kN
R_{t7}	=	0.000	kN
R_{t1}'	=	39.456	kN
R_{t2}'	=	24.636	kN
R_{t3}'	=	8.613	kN
R_{t4}'	=	-8.613	kN
R_{t5}'	=	-24.636	kN
R_{t6}'	=	-39.456	kN
R_{t7}'	=	0.000	kN

6) 유 수 압 (L.C 6)



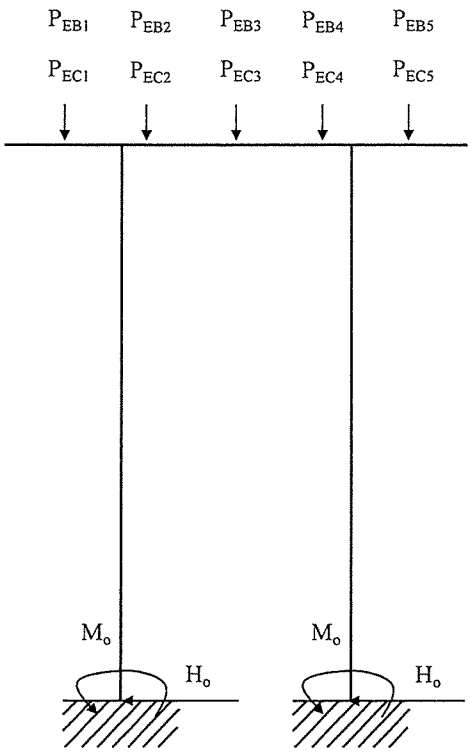
P	=	0	kN
Z	=	2.800	m

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	0	kN
Z	=	4.600	m

6) 지진하중 (L.C 6)



P_{EB1}	=	329.951	kN
P_{EB2}	=	197.971	kN
P_{EB3}	=	65.990	kN
P_{EB4}	=	-65.990	kN
P_{EB5}	=	-197.971	kN
P_{EB6}	=	-329.951	kN
P_{EB7}	=	0.000	kN
P_{EC1}	=	322.315	kN
P_{EC2}	=	201.249	kN
P_{EC3}	=	70.358	kN
P_{EC4}	=	-70.358	kN
P_{EC5}	=	-201.249	kN
P_{EC6}	=	-322.315	kN
P_{EC7}	=	0.000	kN

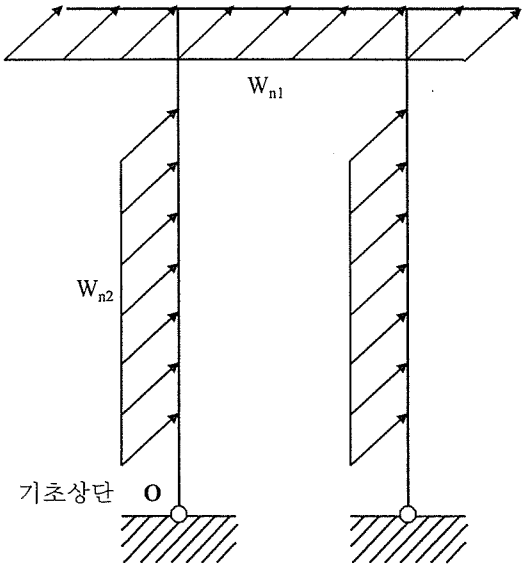
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

M_o= **17172.983** kN·m

H_o= **3050.799** kN

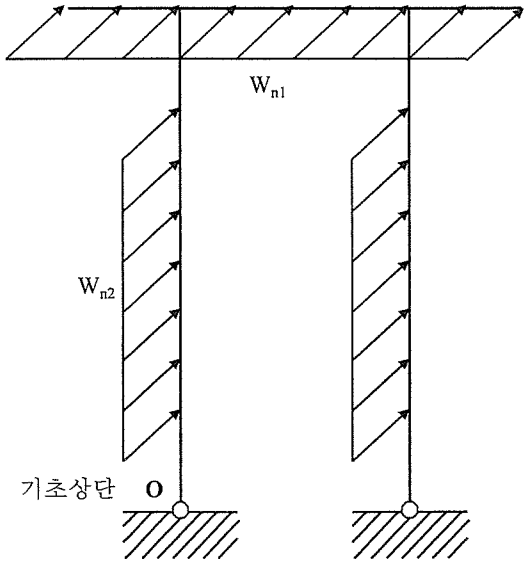
4.2.2 교축 방향

1) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 7)



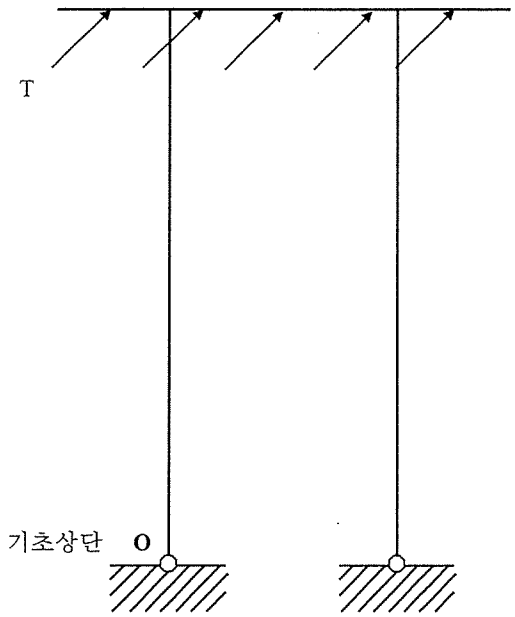
W_{n1}	=	4.340	kN/m
W_{n2}	=	4.320	kN/m

2) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 8)



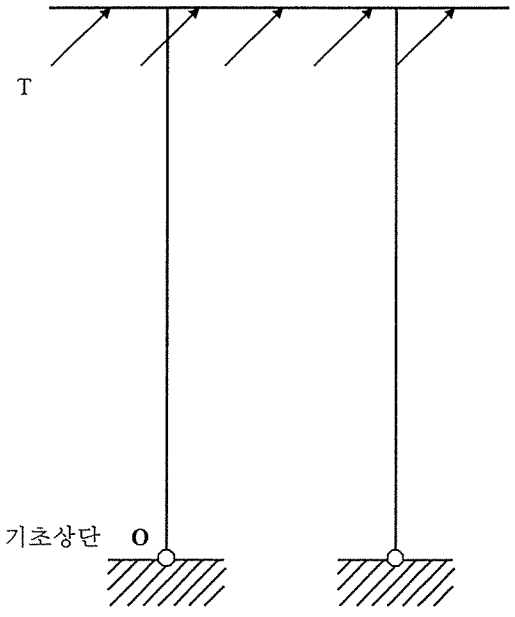
W_{n1}	=	2.170	kN/m
W_{n2}	=	2.160	kN/m

3) 시동 및 제동하중 (L.C 9)



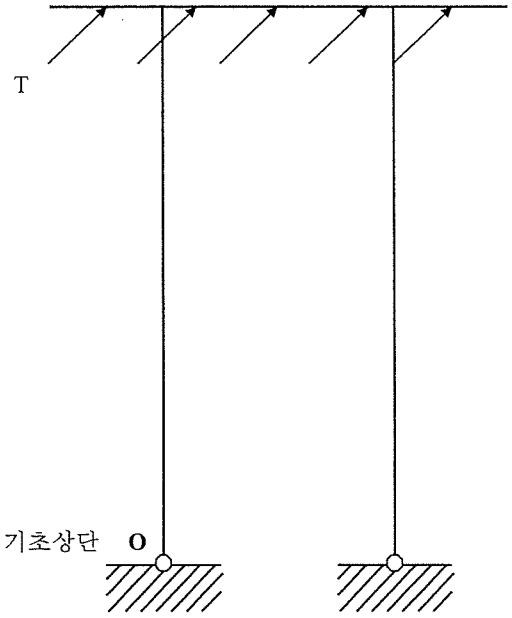
T (단선)	=	825.000	kN
T (복선)	=	1325.000	kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 10)



T	=	299.400	kN

5) 온도변화에의한 등가수평력적용 (L.C 11)



T	=	495.303	kN

7) 지진 하중 (L.C 13)

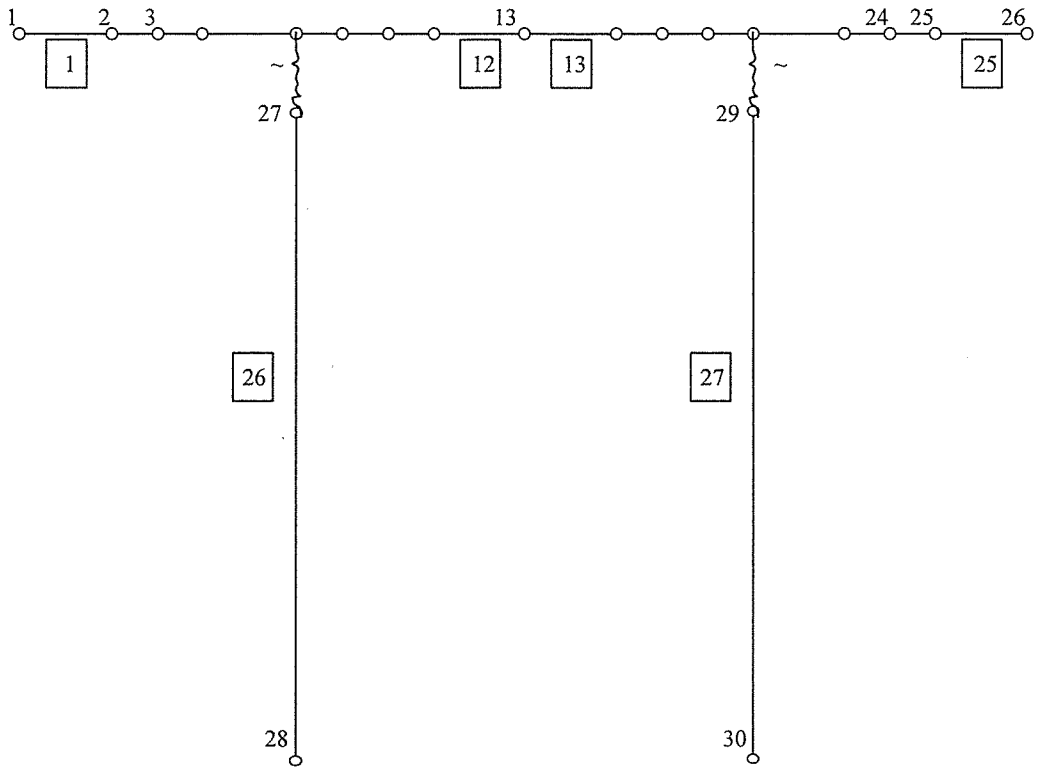
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

M_o= **26771.419** kN·m

H_o= **2267.475** kN

5. Modeling

5.1 해석 모델링



5.2 절점 좌표 1.4

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.00	0.00	12.50	16	8.64	0.00	12.50
2	1.00	0.00	12.50	17	9.20	0.00	12.50
3	1.40	0.00	12.50	18	9.34	0.00	12.50
4	1.50	0.00	12.50	19	9.88	0.00	12.50
5	1.64	0.00	12.50	20	10.40	0.00	12.50
6	2.70	0.00	12.50	21	10.55	0.00	12.50
7	2.91	0.00	12.50	22	11.46	0.00	12.50
8	3.22	0.00	12.50	23	11.60	0.00	12.50
9	3.76	0.00	12.50	24	11.70	0.00	12.50
10	3.90	0.00	12.50	25	12.10	0.00	12.50
11	4.82	0.00	12.50	26	13.10	0.00	12.50
12	5.44	0.00	12.50	27	2.70	0.00	11.00
13	6.55	0.00	12.50	28	2.70	0.00	0.00
14	6.73	0.00	12.50	29	10.40	0.00	11.00
15	7.66	0.00	12.50	30	10.40	0.00	0.00

5.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(㎡)	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	Element
①	2.800	1.000	2.800	1.829333	0.233333	1, 2, 25, 26
②	2.800	1.500	4.200	2.744000	0.787500	3 ~ 24
③	2.400	0.000	4.524	1.628602	1.628602	26
④	2.400	0.000	4.524	1.628602	1.628602	27
⑤						

6. 하중조합

6.1 COPING

1) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

구분	고정하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한하중	지진하중	비고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때				
comb 1	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	
comb 2	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	
comb 3	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	
comb 4	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	
comb 5	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	
comb 6	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	
comb 7	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	
comb 8	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	
comb 9	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	
comb 10	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	
comb 11	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	
comb 12	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	
comb 13	1.00	-	0.89	-	-	-	-	-	-	1.00	지진시

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

구분	고정하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한하중	비고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때			
comb 21	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-
comb 22	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-
comb 23	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-
comb 24	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-
comb 25	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-
comb 26	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-
comb 27	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-
comb 28	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-
comb 29	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-

6.2 기둥 및 기초상면

1) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

하중경우	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
comb 41	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 42	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 43	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 44	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 45	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
comb 46	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 47	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 48	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 49	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 50	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.6
comb 51	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 52	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 53	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 54	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 55	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	1.20	-	8.3.10
comb 56	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	0.30	8.3.8
comb 57	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	0.30	-	-	-	-	-	1.00	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

2) 하중조합에 의한 단면력 (최소축하중, 최대편심)

하중경우	교축직각방향									교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중(단선)	시동및제동하중(복선)	장대레일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
comb 61	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 62	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 63	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 64	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 65	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
comb 66	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 67	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 68	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 69	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 70	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.6
comb 71	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 72	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 73	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 74	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 75	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	1.20	-	8.3.10
comb 76	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	0.30	8.3.8
comb 77	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	0.30	-	-	-	-	-	1.00	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

3) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중-충격 고려)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
combo 81	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 82	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 83	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
combo 84	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 85	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 86	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 87	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 88	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.6
combo 89	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 90	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 91	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 92	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 93	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.10

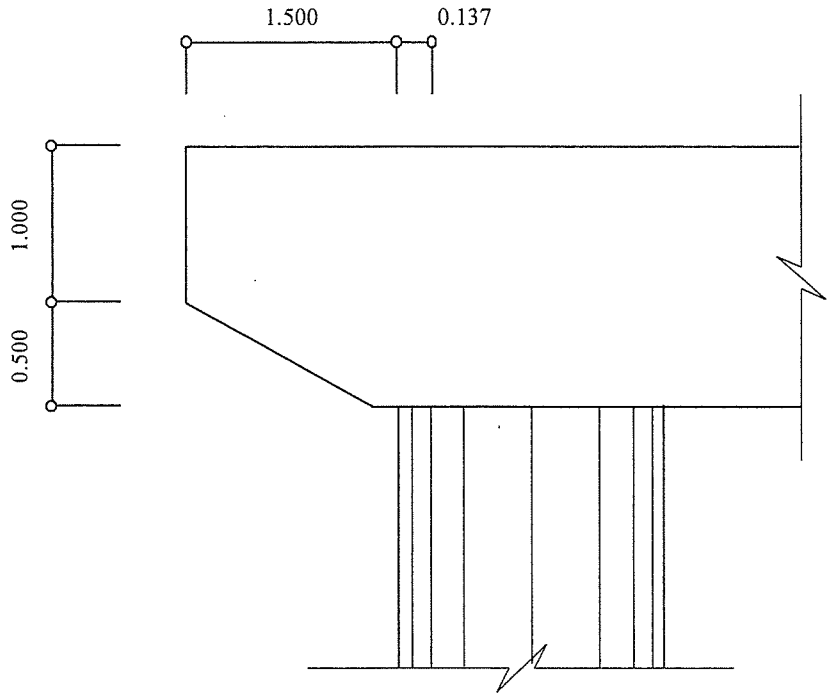
4) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중-충격 미고려)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 미고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
combo 101	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 102	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 103	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
combo 104	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 105	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 106	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 107	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 108	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.6
combo 109	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 110	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 111	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 112	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 113	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.10

7. 단면력 집계

7.1 COPING

; 원형기둥을 포함하는 경우는 정사각형 기둥단면으로 치환한 위치에서 검토한다.



1) 단면력 집계

ELEMENT	모멘트		전단력	비고
	극한하중	사용하중		
Max(5, 15)	3295.430	2360.290	5132.690	캔틸레버부
Max(8, 12)	3578.930	2651.060	5804.350	코핑 단부
Max(9~10)	6649.180	4177.610	1274.390	코핑 중앙부

다) 적용 하중

ELEMENT	모멘트		전단력	비고
	극한하중	사용하중		
Max(5, 15)	3295.430	2360.290	5132.690	캔틸레버부
Max(8, 12)	3578.930	2651.060	5804.350	코핑 단부
Max(9~10)	6649.180	4177.610	1274.390	코핑 중앙부

◈ a/d < 1.0 보다 작으면 Corbel검토

a = M/V

◈ 캔틸레버구간에서는 Corbel에 대한 전단설계를 병행하여 상호 만족하게 설계함

7.2 기둥부

1) 단면력 집계

구분		하중조합	연직력 (A_x)	교축직각방향		교축방향	
				수평력(S_z)	모멘트(M_y)	수평력(S_y)	모멘트(M_z)
			(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
부재 26	최대축력	COMB43	18461.220	416.100	2012.740	23.650	576.600
	최소축력	COMB65	6381.210	420.920	2037.940	43.630	29.690
	최대모멘트(M_y)	COMB45	12395.860	596.930	3482.630	113.840	938.050
	최대모멘트(M_z)	COMB51	16064.400	568.930	3189.230	2042.850	24421.400
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	10632.817	3246.664	18286.179	686.986	8246.708
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	10632.817	1111.664	6265.779	2273.886	26986.408
부재 27	최대축력	COMB43	16060.910	416.100	1078.010	23.650	542.950
	최소축력	COMB65	4264.350	137.700	25.190	22.460	211.930
	최대모멘트(M_y)	COMB43	14110.210	416.100	3499.140	23.650	803.060
	최대모멘트(M_z)	COMB51	13063.660	119.270	632.940	1416.320	19290.100
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	10632.817	3246.664	18286.179	686.986	8246.708
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	10632.817	1111.664	6265.779	2273.886	26986.408

다) 적용 하중

구분		하중조합	연직력 (A_x)	교축직각방향		교축방향	
				수평력(S_z)	모멘트(M_y)	수평력(S_y)	모멘트(M_z)
			(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
기둥	최대축력	COMB43	18,461	416	2,013	24	577
	최소축력	COMB65	4,264	138	25	22	212
	최대모멘트(M_y)	COMB43	14,110	416	3,499	24	803
	최대모멘트(M_z)	COMB51	16,064	569	3,189	2,043	24,421
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	10,633	3,247	18,286	687	8,247
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	10,633	1,112	6,266	2,274	26,986

8. 코핑 단면 검토

8.1 캔틸레버부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1350.00	150.00	3295.430	5132.690	2360.290

▣ 시점측 : L_n = 636.50 mm

L_n / D = 636.50 / 1350.00 = 0.471 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 636.50 mm

L_n / D = 636.50 / 1350.00 = 0.471 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 17032.400 mm^2 [사용률 2.476]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 95.420 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.03248 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 6878.903 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 91380.03 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 13230.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 9171.87 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 95.420 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 7985.206 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 3295.430 kN · m) [사용률 = 2.423] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

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

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 1350.00 / 1000 = 2933.05 kN

ΦV_c= 2933.05 < Vu = 5132.690 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

$\Phi V_{max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}}/6) \cdot b_w \cdot d =$ 14665.271 kN > 5132.690 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

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

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

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

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 2800 × 200.00 = 1400.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_h = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+\ln/d)/12 + A_h / S_h \times (11-\ln/d)/12\} f_y \times d$ = 3945.105 kN

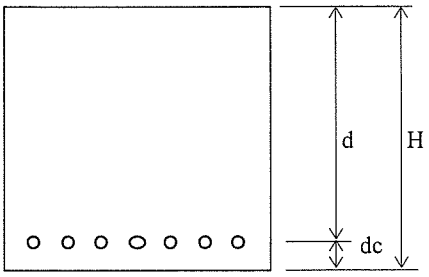
▣ 전단강도검토

V_u = 5132.690 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 2933.05 + 3945.105 = 6878.159 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	2800.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	2360.290	kN· m,	A_s =	17032.400	mm^2
N =	22		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 299.153 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 110.836 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 116.110 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 455.737 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 22 = 127.3 mm < 456 mm **O.K!!**

8.2 코핑 단부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1350.00	150.00	3578.930	5804.350	2651.060

▣ 시점측 : L_n = 3763.50 mm

L_n / D = 3763.50 / 1350.00 = 2.788 < 4 ∴**DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 3763.50 mm

L_n / D = 3763.50 / 1350.00 = 2.788 < 4 ∴**DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 17032.400 mm^2 [사용률 2.277]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 95.420 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.03248 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 7480.150 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 91380.03 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 13230.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 9973.53 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 95.420 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 7985.206 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 3578.930 kN · m) [사용률 = 2.231] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

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

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 1350.00 / 1000 = 2933.05 kN

ΦV_c = 2933.05 < V_u = 5804.350 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

$\Phi V_{max} =$ $\Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d =$ 14665.271 kN > 5804.350 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

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

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

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

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 2800 × 200.00 = 1400.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_h = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-ln/d)/12\} f_y \times d$ = 3945.105 kN

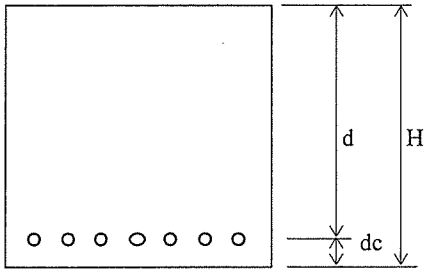
▣ 전단강도검토

V_u = 5804.350 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 2933.05 + 3945.105 = 6878.159 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	2800.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	2651.060	kN· m,	A_s =	17032.400	mm^2
N =	22		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 299.153 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 124.490 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 130.414 MPa

- 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 381.348 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 22 = 127.3 mm < 381 mm **O.K!!**

8.3 코핑 중앙부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1400.00	100.00	6649.180	1274.390	4177.610

▣ 시점측 : L_n = 5573.00 mm

L_n / D = 5573.00 / 1400.00 = 3.981 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 5573.00 mm

L_n / D = 5573.00 / 1400.00 = 3.981 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	32	-	22	EA	=	17472.400	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 17472.400 mm^2 [사용률 1.288]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 97.885 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.03287 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 13560.753 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 94764.48 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 13720.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req A_s ⇒ MIN A_s = 18081.00 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 97.885 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 8498.239 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 6649.180 kN · m) [사용률 = 1.278] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 1400.00 / 1000 = 3041.69 kN

ΦV_c= 3041.69 > V_u = 1274.390 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

$\Phi V_{max} =$ $\Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}}/6) \cdot b_w \cdot d =$ 15208.430 kN > 1274.390 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

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

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

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

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (280) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1400.0 / 5 = 280.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 2800 × 200.00 = 1400.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA S = 200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (280) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1400.0 / 5 = 280.000 mm

H 19 사용, Ah = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA S = 200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+ln/d)/12 + A_h / S_h \times (11-ln/d)/12\} f_y \times d$ = 4091.220 kN

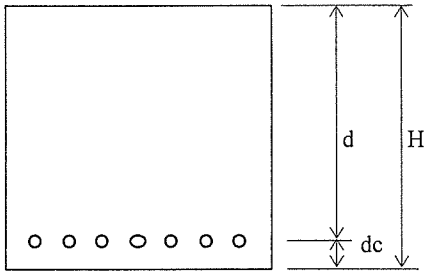
▣ 전단강도검토

V_u = 1274.390 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 3041.69 + 4091.220 = 7132.906 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	2800.00	mm ,
d =	1400.00	mm,	d_c =	100.00	mm ,
M_o =	4177.610	kN· m,	A_s =	17472.400	mm^2
N =	22		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 308.760 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 184.335 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 184.335 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 32 / 2 = 84.000 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 217.211 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 22 = 127.3 mm < 217 mm **O.K!!**

8.4 지점부 (corbel 검토)

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1350.00	150.00	3295.430	5132.690	2360.290

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

V_u = 5132.690 kN

M_u = 3295.430 kN·m

나) corbel 판정

$a = M_u / V_u$ = 3295.430 / 5132.690 = 0.642 m

d = 1.500 - 0.150 = 1.350 m

a / d = 0.642 / 1.350 = 0.476 < 1 ∴ **corbel로 검토**

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

V_u = 5132.690 kN

N_u = 0.2 × V_u = 0.2 × 5132.690 = 1026.538 kN

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

= 3295.430 + 1026.538 × (1.500 - 1.350)

= 3449.411 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n\,max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \,,\, 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1350.00 = 22680.000$ kN

$\le 5.6 \times 2800.00 \times 1350.00 = 21168.000$ kN

$\Phi V_{n\,max} = 0.75 \times 21168.00 = 15876.000$ kN

$\Phi V_{n\,max} = 15876.000$ kN $>$ $Vu = 5132.690$ kN $\therefore$ **O.K!!**

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

$= 5132690.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 12220.69$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 3449.411$ kN·m

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

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

$$= \frac{48.589}{0.006} = 8673.146 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 1026.538$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times f_y) = 1026.538 / (0.75 \times 400)$

$= 3421.793$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 8673.146 + 3421.793 = 12094.939 ㎟

$\geq$ 2/3 12220.69 + 3421.793 = 11568.920 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 2800.000 × 1350.000 = 11340.000 ㎟

$\therefore$ A_s = 12094.939 ㎟

Use A_s (1단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 17032.400 mm^2 [사용률 1.408]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

A_h = 0.5 × (A_s - A_n) = 0.5 × (12094.939 - 3421.793)

= 4336.573 ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**4**	단	= 6876.000	mm^2

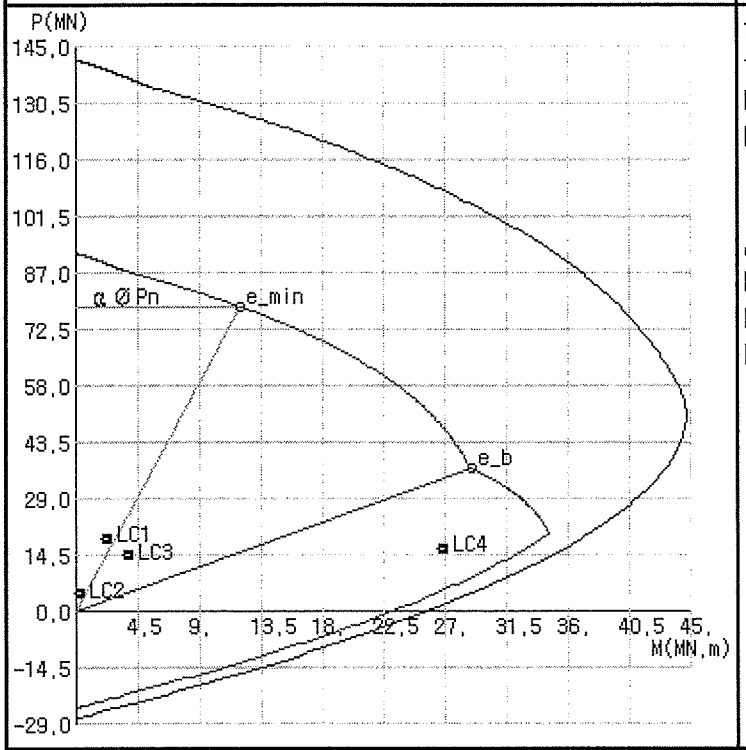
$\therefore$ **O.K!!**

9. 기둥단면 검토

9.1 상시

▣ P - M 상관도 (상시)

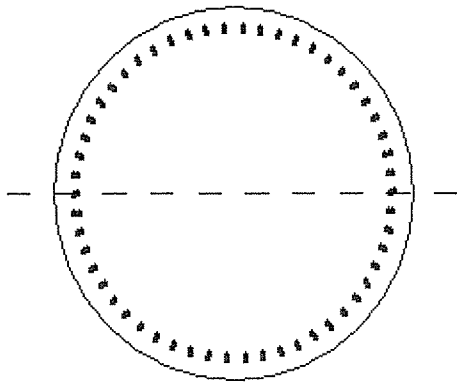
검토단면 : P3(상시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.629 E+12 mm⁴
Iy	=	1.629 E+12 mm⁴
Ag	=	4.524 E+06 mm²
Lu	=	12500.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	2.10
ρ	=	1.534 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 152.485 mm

ØPmin = 78091.340 KN

ØMmin = 11907.750 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 791.424 mm

ØPb = 36534.170 KN

ØMb = 28914.030 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 69379.200 mm²

▶ P3(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P3(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) : 2400.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 12500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 69379.2 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 18461.220 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2012.740 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2012.740 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 576.600 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 576.600 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.032
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.106

X축 확대모멘트 : δMux = 2077.801 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 637.757 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 2173.475 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 17.063 °

최 소 편 심 : e_min = 152.48 mm
작 용 편 심 : e = 117.73 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.304 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53633.900 + 10432.985 + -8069.529 = 55997.360 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.191 + 8062.716 + 7010.499 = 44315.410 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65241
평 형 축 하 중 : ØPb = 36533.41 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28911.95 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.534 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 120140.500 KN
Mn = αPn × e_min = 18319.292 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 78091.340 KN ≥ Pu = 18461.220 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 11907.539 KN·m ≥ Mu = 2173.475 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 4264.350 KN

계수모멘트(X) : Mux = 25.190 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 25.190 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 211.930 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 211.930 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.007
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.023

X축 확대모멘트 : δMux = 25.374 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 216.731 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 218.211 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 83.323 °

최 소 편 심 : e_min = 152.48 mm
작 용 편 심 : e = 51.17 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.178 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53634.242 + 10433.300 + -8070.641 = 55996.900 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.319 + 8062.655 + 7011.267 = 44316.240 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.41 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65236
평 형 축 하 중 : ØPb = 36530.06 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28910.08 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.534 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13571.680 KN 이므로..
순인장변형률 εt = -0.10000 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 120140.500 KN
Mn = αPn × e_min = 18319.352 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 78091.340 KN ≥ Pu = 4264.350 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 11907.579 KN·m ≥ Mu = 218.211 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 14110.210 KN

계수모멘트(X) : Mux = 3499.140 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 3499.140 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 803.060 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 803.060 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.025
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.079

X축 확대모멘트 : δMux = 3584.937 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 866.574 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 3688.188 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 13.589 °

최 소 편 심 : e_min = 152.50 mm
작 용 편 심 : e = 261.38 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.303 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53633.768 + 10449.264 + -8067.209 = 56015.820 KN

Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.167 + 8066.037 + 7008.707 = 44316.910 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.15 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65267
평 형 축 하 중 : ØPb = 36559.93 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28924.38 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2130.773 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 261.384 mm ≒ e = 261.384 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 91811.083 + 14710.005 + -268.630 = 106252.500 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 19668.124 + 7826.242 + 278.359 = 27772.730 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0002
εt = 0.0002 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 69064.095 KN ≥ Pu = 14110.210 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 18052.271 KN·m ≥ Mu = 3688.188 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 16064.400 KN

계수모멘트(X) : Mux = 3189.230 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 3189.230 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 24421.400 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 24421.400 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.028
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.091

X축 확대모멘트 : δMux = 3278.562 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 26644.754 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 26845.705 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 82.985 °

최 소 편 심 : e_min = 152.48 mm
작 용 편 심 : e = 1671.13 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.090 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53634.281 + 10433.384 + -8071.148 = 55996.520 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.321 + 8062.885 + 7011.801 = 44317.010 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65244
평 형 축 하 중 : ØPb = 36534.17 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28914.03 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 877.474 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1671.13 mm ≒ e = 1671.13 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 29880.290 + 7645.065 + -14138.160 = 23387.200 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 22981.705 + 6858.083 + 9243.261 = 39083.050 KN·m

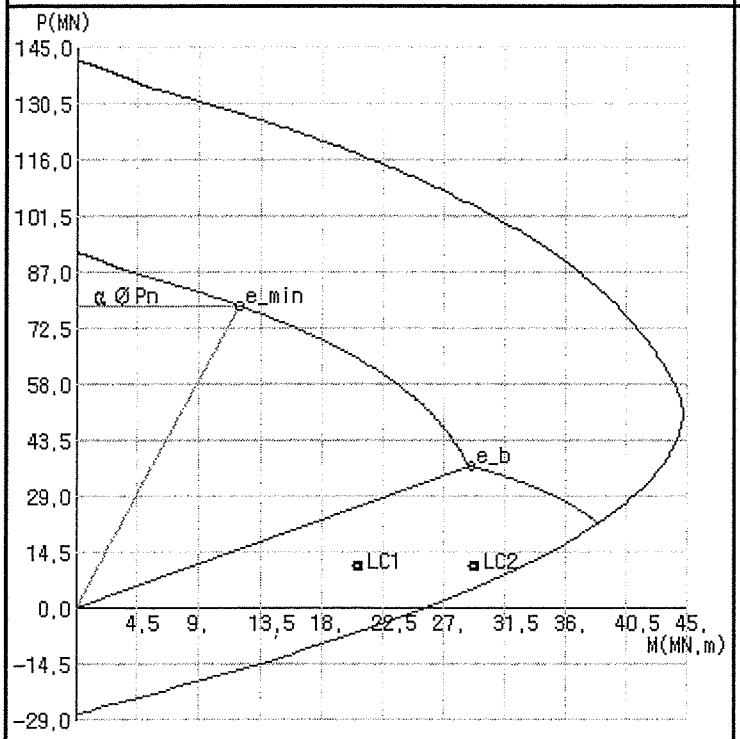
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00477
εy = 0.002 < εt = 0.00477 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
강도 감소 계수 : Ø = 0.881
설계축하중강도 : ØPn = 20604.938 KN ≥ Pu = 16064.400 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 34433.535 KN·m ≥ Mu = 26845.705 KN·m ∴ O.K

9. 기둥단면 검토

9.2 지진시

▣ P - M 상관도 (지진시)

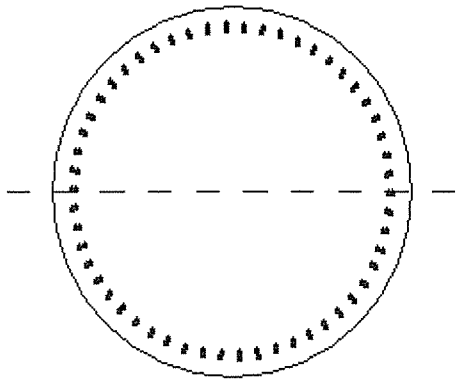
검토단면 : P3(지진시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.629 E+12 mm⁴
Iy	=	1.629 E+12 mm⁴
Ag	=	4.524 E+06 mm²
Lu	=	12500.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	2.10
ρ	=	1.534 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 152.487 mm

ØPmin = 78091.340 KN

ØMmin = 11907.920 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 791.390 mm

ØPb = 36593.250 KN

ØMb = 28959.520 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 69379.200 mm²

▶ P3(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P3(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) : 2400.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 12500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 69379.2 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10632.817 KN

계수모멘트(X) : Mux = 18286.179 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 18286.179 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8246.708 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8246.708 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.018
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.058

X축 확대모멘트 : δMux = 18622.020 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 8728.806 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 20566.276 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 25.114 °

최 소 편 심 : e_min = 152.50 mm
작 용 편 심 : e = 1934.23 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.301 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53633.953 + 10429.463 + -8064.612 = 55998.800 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.221 + 8064.330 + 7008.840 = 44315.390 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65364
평 형 축 하 중 : ØPb = 36603.13 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28966.37 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 813.99 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1934.226 mm ≒ e = 1934.226 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13571.680 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.005383 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 26908.682 + 7237.378 + -14846.616 = 19299.440 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 21517.210 + 6603.048 + 9209.237 = 37329.490 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00538
0.005 ≤ εt = 0.00538 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000

설계축하중강도 : ØPn = 19299.444 KN ≥ Pu = 10632.817 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 37329.494 KN·m ≥ Mu = 20566.276 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10632.817 KN

계수모멘트(X) : Mux = 6265.779 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 6265.779 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 26986.408 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 26986.408 KN·m

X축 세장비 : λx = 25.0
Y축 세장비 : λy = 43.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.018
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.058

X축 확대모멘트 : δMux = 6380.855 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 28564.017 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 29268.044 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 77.407 °

최 소 편 심 : e_min = 152.49 mm
작 용 편 심 : e = 2752.61 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.227 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53634.339 + 10433.002 + -8069.304 = 55998.040 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.323 + 8063.288 + 7010.664 = 44316.270 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.39 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65347
평 형 축 하 중 : ØPb = 36593.25 KN

평 형 모 멘 트 : ØMb = 28959.52 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 702.738 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2752.614 mm ≒ e = 2752.614 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13571.680 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006707 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 21895.367 + 6474.126 + -16106.646 = 12262.850 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 18681.729 + 6080.637 + 8992.524 = 33754.890 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00671
0.005 ≤ εt = 0.00671 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 12262.848 KN ≥ Pu = 10632.817 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 33754.890 KN·m ≥ Mu = 29268.044 KN·m ∴ O.K

9.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 3318.550 KN (합성 전단력)

– 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2400}{2} - 29\right) = 745.5 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{2400}{2} + 745.482 = 1945.48 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 3318.550 / 1 = 3318.550 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 1/6 × √ 30.00 × 2400.0 × 1945.482 / 1000
= 4262.340 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 4262.340 KN > Vn = 3318.550 KN
1/2×Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d × 1/2 = 2131.170 KN < Vn = 3318.550 KN
∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 300.0 mm

· Req. As
- 0.35 bw s / fy = 630.00 ㎟ (최소전단철근 필요시)
- Vs s / (φv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ (전단철근 필요시)

∴ USE Av = H 22 × 2 ea = 774.200 ㎟

774.200 ㎟ > 630.000 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

– 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4	=	600.000	중 작은값이므로 174.000 mm 를 초과하지 않아야 한다.
축방향 철근지름의 6배	=	174.000	

– 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수	=	2400.000	중 큰값이므로 2400.000 mm 이상 설치한다.
· 기둥 순높이의 1/6	=	1833.333	
· 45 cm 이상	=	450.000	

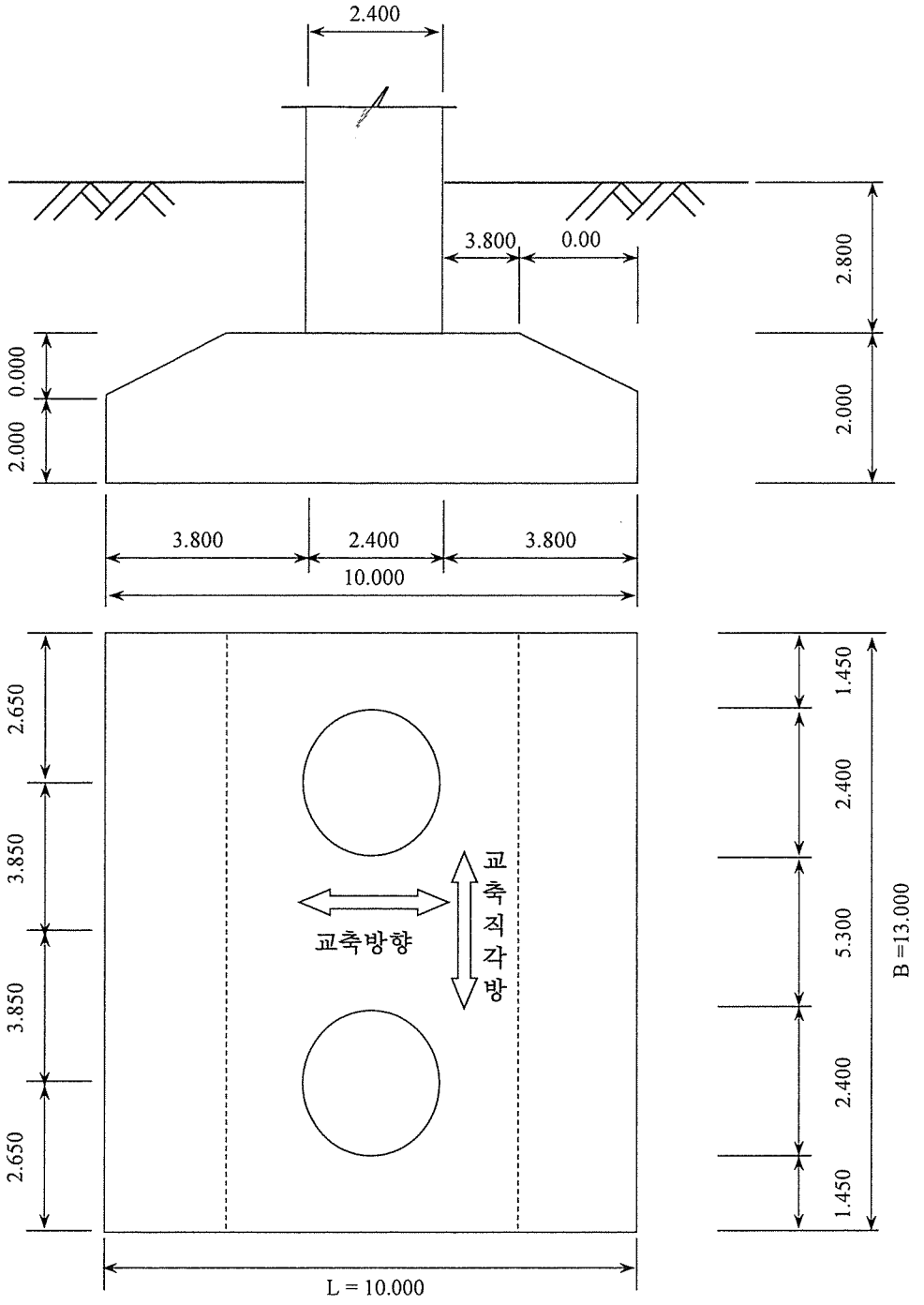
– 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장	=	1200.000	중 큰값이므로 1200.000 mm 이상 설치한다.
· 38 cm 이상	=	380.000	

10. PILE의 단면력 산정

10.1 사용하중산정 (충격 미포함)

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

(10.0 × 2.0 × 13.0 - 0.0 × 0.0 × 13.0) × 24.5 = 6370.000 kN

나) 흙의 자중

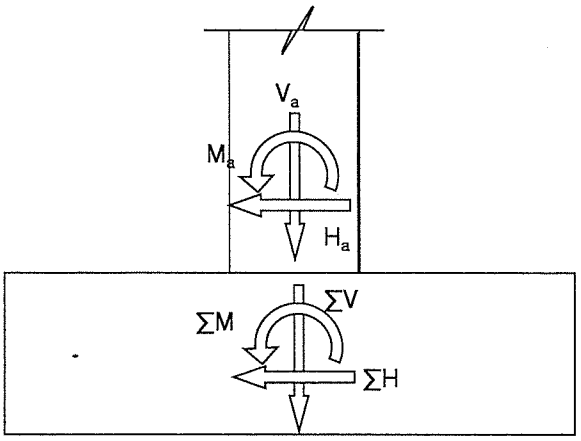
{(10.0 × 13.0 - 2 × π × 2.4^2 / 4) ×
2.8 + 0.0 × 0.0 × 13.0 } × 19.0 = 6434.658 kN

다) 기초+흙의 자중

ΣV_2 = 6370.000 + 6434.658 = 12804.658 kN

2) 기초저면 중심에서의 작용하중 산정

가) 교축방향



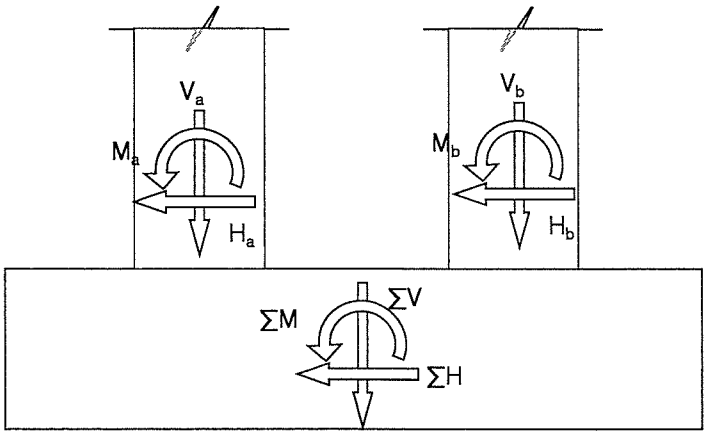
$V_1 = V_a + V_b$ V_2 = 기초 및 흙의 자중

$\Sigma H = H_1$ (평상시) $\Sigma H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)

$\Sigma V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

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

나) 교축직각방향



$V_1 = V_a + V_b$ V_2 = 기초 및 흙의 자중

$\Sigma H = H_a + H_b$ (평상시) $\Sigma H = H_a + H_b + K_h \times V_2$ (지진시)

$\Sigma V = V_1 + V_2$

$\Sigma M = M_a + M_b + \Sigma V \times e + \Sigma H \times h$

3) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	412.058	250.692	662.750	
		수직력(F_z)	11571.508	9756.495	21328.003	
		모멘트(M_y)	2319.032	647.491	2966.523	
	최대모멘트	수평력(F_x)	435.264	73.572	508.836	
		수직력(F_z)	8871.048	6874.287	15745.335	
		모멘트(M_y)	2546.541	1202.940	3749.481	
	지진시	수평력(F_x)	3246.664	3246.664	6493.328	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1180.228	14.273	1194.501	
		수직력(F_z)	11571.508	9756.495	21328.003	
		모멘트(M_x)	14094.339	313.751	14408.090	
	최대모멘트	수평력(F_y)	1470.903	1020.198	2491.101	
		수직력(F_z)	11571.508	9395.206	20966.715	
		모멘트(M_x)	17564.423	13871.906	31436.329	
	지진시	수평력(F_y)	2273.886	2273.886	4547.773	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	412.058	250.692	662.750	
		수직력(F_z)	11571.508	9756.495	21328.003	
		모멘트(M_y)	2319.032	647.491	2966.523	
	최대모멘트	수평력(F_x)	435.264	73.572	508.836	
		수직력(F_z)	8871.048	6874.287	15745.335	
		모멘트(M_y)	2546.541	1202.940	3749.481	
	지진시	수평력(F_x)	3246.664	3246.664	6493.328	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1180.228	14.273	1194.501	
		수직력(F_z)	11571.508	9756.495	21328.003	
		모멘트(M_x)	14094.339	313.751	14408.090	
	최대모멘트	수평력(F_y)	1470.903	1020.198	2491.101	
		수직력(F_z)	11571.508	9395.206	20966.715	
		모멘트(M_x)	17564.423	13871.906	31436.329	
	지진시	수평력(F_y)	2273.886	2273.886	4547.773	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직방향	축력최대	662.750	34132.661	11289.219	0.205	
	모멘트최대	508.836	28549.993	12447.101	0.269	
	지진시	6493.328	34070.292	48486.462	0.000	
교축방향	축력최대	1194.501	34132.661	16797.092		
	모멘트최대	2491.101	33771.373	36418.530		
	지진시	4547.773	34070.292	52919.153		

10.2 기초단면검토용 사용하중 산정 (충격 포함)

1) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	421.432	260.066	681.497	
		수직력(F_z)	11899.553	10038.070	21937.623	
		모멘트(M_y)	2362.390	673.759	3036.148	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	435.264	73.572	508.836	
		수직력(F_z)	8871.048	6874.287	15745.335	
		모멘트(M_y)	2546.541	1202.940	3749.481	
	지진시	수평력(F_x)	3246.664	3246.664	6493.328	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1180.734	14.779	1195.512	
		수직력(F_z)	11899.553	10038.070	21937.623	
		모멘트(M_x)	14120.654	339.346	14460.000	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	1471.408	1019.693	2491.101	
		수직력(F_z)	11899.553	9676.782	21576.335	
		모멘트(M_x)	17590.738	13897.501	31488.239	
	지진시	수평력(F_y)	2273.886	2273.886	4547.773	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	421.432	260.066	681.497	
		수직력(F_z)	11899.553	10038.070	21937.623	
		모멘트(M_y)	2362.390	673.759	3036.148	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	435.264	73.572	508.836	
		수직력(F_z)	8871.048	6874.287	15745.335	
		모멘트(M_y)	2546.541	1202.940	3749.481	
	지진시	수평력(F_x)	3246.664	3246.664	6493.328	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	

		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1180.734	14.779	1195.512	
		수직력(F_z)	11899.553	10038.070	21937.623	
		모멘트(M_x)	14120.654	339.346	14460.000	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	1471.408	1019.693	2491.101	
		수직력(F_z)	11899.553	9676.782	21576.335	
		모멘트(M_x)	17590.738	13897.501	31488.239	
	지진시	수평력(F_y)	2273.886	2273.886	4547.773	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직방향	축력최대	681.497	34742.281	11556.052	0.206	
	모멘트최대	508.836	28549.993	12447.101	0.269	
	지진시	6493.328	34070.292	48486.462	0.000	
교축방향	축력최대	1195.512	34742.281	16851.024		
	모멘트최대	2491.101	34380.993	36470.440		
	지진시	4547.773	34070.292	52919.153		

10.3 계수하중산정

1) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	416.105	416.105	832.210	
		수직력(F_z)	18461.223	16060.912	34522.136	
		모멘트(M_y)	2012.740	1078.014	3090.753	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	596.927	201.855	798.782	
		수직력(F_z)	12395.856	5239.704	17635.559	
		모멘트(M_y)	3482.631	1892.761	5375.391	
	지진시	수평력(F_x)	3246.664	3246.664	6493.328	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	23.646	23.646	47.291	
		수직력(F_z)	18461.223	16060.912	34522.136	
		모멘트(M_x)	576.598	542.954	1119.552	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	2042.851	1416.325	3459.176	
		수직력(F_z)	16064.397	13063.655	29128.052	
		모멘트(M_x)	24421.401	19290.097	43711.498	
	지진시	수평력(F_y)	2273.886	2273.886	4547.773	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축 직각 방향	최대축력	수평력(F_x)	416.105	416.105	832.210	
		수직력(F_z)	18461.223	16060.912	34522.136	
		모멘트(M_y)	2012.740	1078.014	3090.753	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	596.927	201.855	798.782	
		수직력(F_z)	12395.856	5239.704	17635.559	
		모멘트(M_y)	3482.631	1892.761	5375.391	
	지진시	수평력(F_x)	3246.664	3246.664	6493.328	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축 방향	최대축력	수평력(F_y)	23.646	23.646	47.291	
		수직력(F_z)	18461.223	16060.912	34522.136	
		모멘트(M_x)	576.598	542.954	1119.552	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	2042.851	1416.325	3459.176	
		수직력(F_z)	16064.397	13063.655	29128.052	
		모멘트(M_x)	24421.401	19290.097	43711.498	
	지진시	수평력(F_y)	2273.886	2273.886	4547.773	
		수직력(F_z)	10632.817	10632.817	21265.634	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.6 인경우 , 평상시)

∑= 12804.658 × 1.6 = 20487.453 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.35 인경우 , 평상시)

∑= 12804.658 × 1.35 = 17286.288 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.0 인경우 , 지진시)

∑= 12804.658 × 1.0 = 12804.658 kN

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직 방향	축력최대	832.210	55009.589	13996.784	0.168	
	모멘트최대	798.782	34921.848	34526.294	0.789	
	지진시	6493.328	41753.087	48486.462	0.000	
교축 방향	축력최대	47.291	55009.589	1214.135		
	모멘트최대	3459.176	49615.505	50629.849		
	지진시	4547.773	41753.087	52919.153		

11. 기초의 안전성 검토

11.1 기초의 작용하중 정리

1) 교축직각방향

기초저면_(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
축력최대	662.750	34132.661	11289.219	0.331	
모멘트최대	508.836	28549.993	12447.101	0.436	
지진시	6493.328	34070.292	48486.462	1.423	

2) 교축방향

기초저면_(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
축력최대	1194.501	34132.661	16797.092	0.492	
모멘트최대	2491.101	33771.373	36418.530	1.078	
지진시	4547.773	34070.292	52919.153	1.553	

11.2 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 L/B = 1.0 + 0.3 × 13.000 / 10.000 = 1.390 m (∵ L < B)

β= 0.5 - 0.1 L/B = 0.5 - 0.1 × 13.000 / 10.000 = 0.370 m (∵ L < B)

q = γ2 × Df = 19.0 × 2.000 = 38.000 kN/m²

Φ= 15+√15N = 15 + √15 × 50 = 42.386 ° ≒ 42 °

C = 0

지지력계수 Nc = 95.70 Nq = 81.30 Nr = 100.40

1) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 13.000 - 2 × 0.436 = 12.128 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 1.078 = 7.843 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 12.128 × 7.843 = 95.120 m²

지반의 극한지지력

c Qu = 95.120 × [0.370 × 19.0 × 12.128 × 100.4 +
38.000 × 81.3] = 1108099.292 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 1108099.292 / 3 = 369,366 kN

Qa = 369,366 kN > Vmax = 34132.661 kN - O.K -

2) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 13.000 -2 × 1.423 = 10.154 m

L'= L - 2el = 10.000 -2 × 1.553 = 6.894 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 10.154 × 6.894 = 70.002 m²

지반의 극한지지력

Qu = 70.002 × [0.370 × 19.0 × 10.154 × 100.4 +

38.000 × 81.3] = 717955.566 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 717955.566 / 2 = 358977.783 kN

Qa = 358977.783 kN > Vmax = 52919.153 kN - O.K -

11.3 최대지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 - 700.00 kN/m²	지진시 최대지반반력 - 1050.00 kN/m²

1) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 34132.661 / (10.000 × 13.000) × {1 ± (6 × 0.331) / 13.000 }

qmax = 302.639 kN/m²

qmin = 222.479 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 28549.993 / (10.000 × 13.000) × {1 ± (6 × 0.436) / 13.000 }

qmax = 263.806 kN/m²

qmin = 175.424 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 34070.292 / (10.000 × 13.000) × {1 ± (6 × 1.423) / 13.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 68140.584 / (13.000 × 10.731) = 488.470 kN/m²

qmax = 434.220 kN/m²

qmin = 89.938 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

2) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / L }

= 34132.661 / (10.000 × 13.000) × {1 ± (6 × 0.492) / 10.000 }

qmax = 340.084 kN/m²

qmin = 185.034 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / L }

= 33771.373 / (10.000 × 13.000) × {1 ± (6 × 1.078) / 10.000 }

qmax = 427.865 kN/m²

qmin = 91.694 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / L }

= 34070.292 / (10.000 × 13.000) × {1 ± (6 × 1.553) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 68140.584 / (13.000 × 10.340) = 506.908 kN/m²

qmax = 506.321 kN/m²

qmin = 17.837 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

11.4 전도에 대한 검토

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

1) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.436 m

B/6 = 13.000 / 6 = 2.167 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.423 m

B/3 = 13.000 / 3 = 4.333 m - O.K -

2) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.078 m

B/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.553 m

B/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

11.5 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

1) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	34132.661	×	0.538	=	18363.372	kN		
Hu / H =	18363.4	/	662.750	=	27.708	>	1.5	- O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	34070.292	×	0.538	=	18329.817	kN		
Hu / H =	18329.8	/	6493.33	=	2.823	>	1.2	- O.K -

2) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	33771.37	×	0.538	=	18168.999	kN		
Hu / H =	18169.0	/	2491.10	=	7.294	>	1.5	- O.K -

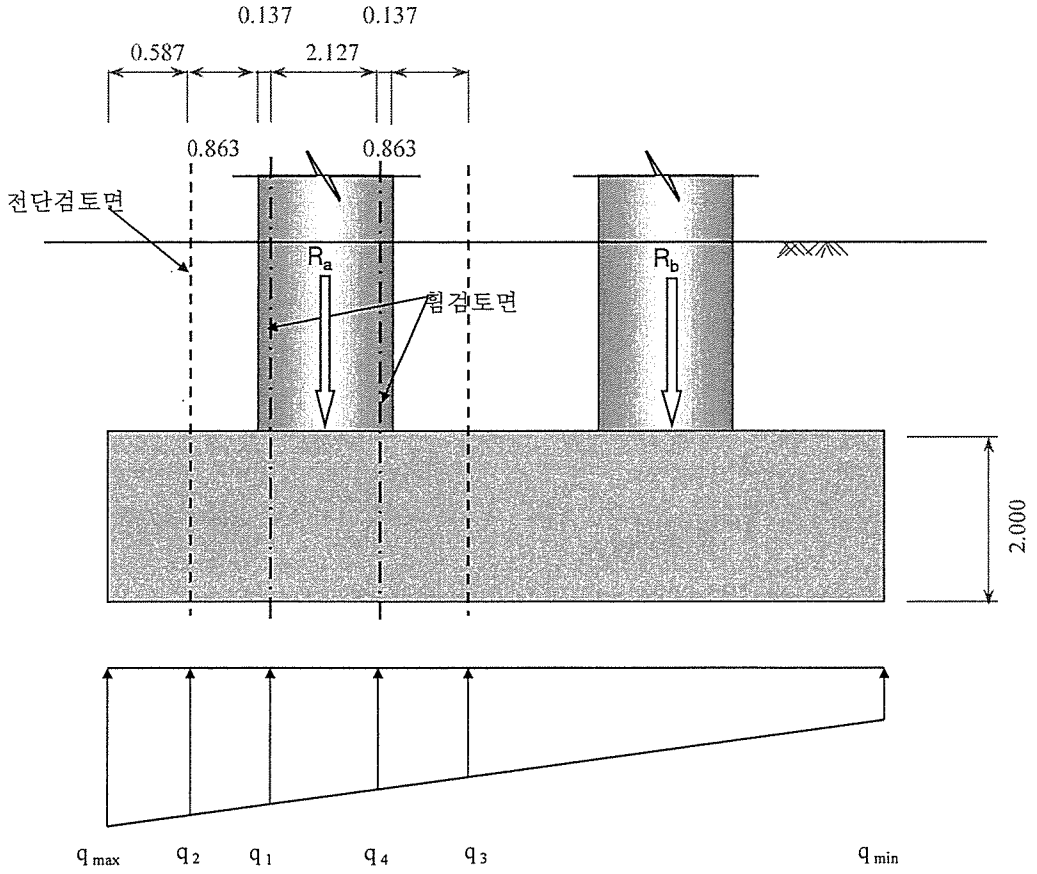
축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	34070.29	×	0.538	=	18329.817	kN		
Hu / H =	18329.8	/	4547.77	=	4.031	>	1.2	- O.K -

12. 기초 단면 검토

12.1 교축직각방향 기초 단면력

(B = 13.00 m , L = 10.00 m)



① 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.6 인경우, 평상시)
∑= 6370.000 × 1.6 / (13.00 × 10.00) = 78.400 kN

② 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)
∑= 6370.000 × 1.35 / (13.00 × 10.00) = 66.150 kN

③ 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)
∑= 6370.000 × 1.0 / (13.00 × 10.00) = 49.000 kN

1) 계수하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	Ra	Rb
축력최대	832.210	55009.589	13996.784	0.254	2422.677	3078.28
모멘트최대	798.782	34921.848	34526.294	0.989	1334.593	2157.591
지진시	6493.328	41753.087	48486.462	1.161	3367.665	807.643

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	472.843	373.458	460.710	468.355	491.623	230.221
모멘트최대	391.208	146.051	361.280	380.138	396.778	187.560
지진시	493.319	149.036	451.290	477.773	541.882	256.253

▣ 중앙부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_3	q_4	M4	V3
축력최대	472.843	373.458	436.804	444.449	78.640	648.216
모멘트최대	391.208	146.051	302.310	321.169	661.534	11.801
지진시	493.319	149.036	368.477	394.960	-743.213	1567.399

2) 사용하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	Ra	Rb
축력최대	681.497	34742.281	11556.052	0.333	1568.714	1905.517
모멘트최대	508.836	28549.993	12447.101	0.436	952.17	1902.825

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	308.276	226.221	298.259	304.571	322.297	151.108
모멘트최대	263.806	175.424	253.017	259.815	265.973	124.920

▣ 중앙부 단면력

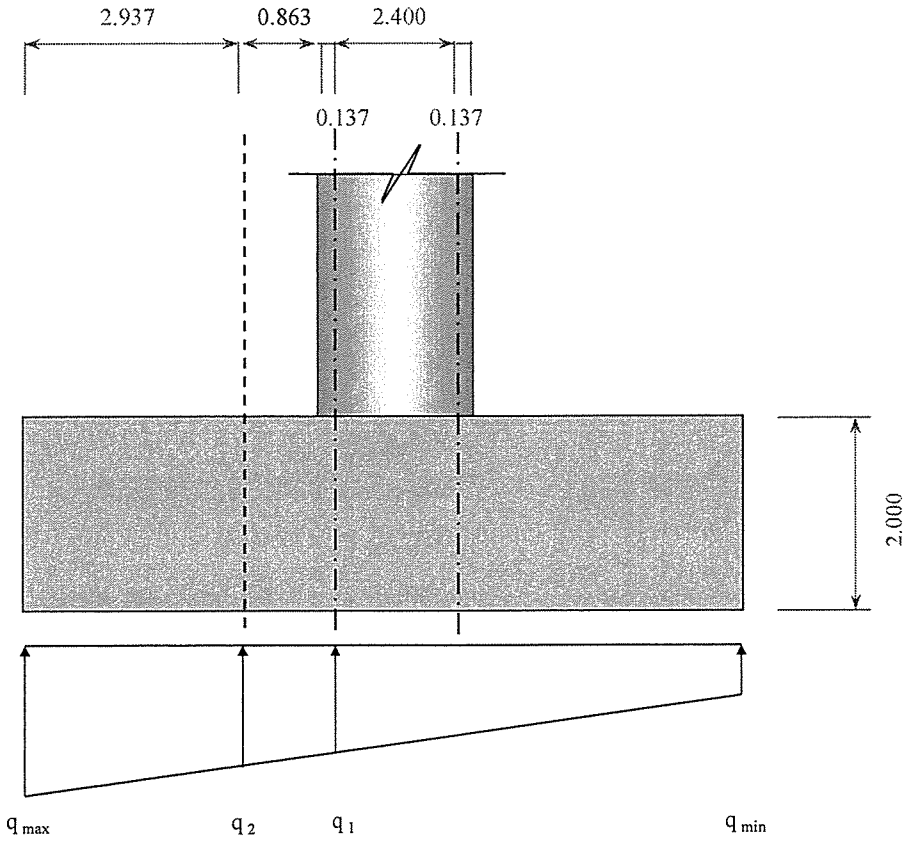
구 분	q_{max}	q_{min}	q_3	q_4	M4	V3
축력최대	308.276	226.221	278.522	284.834	65.979	416.618
모멘트최대	263.806	175.424	231.757	238.556	410.813	15.113

3) 기초 단면력 정리 (유효폭 : 전폭인 10.000 m)

구분	계수하중		사용하중	비고
	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)	
지점부 (NODE:1~4, 16~21)	541.882	256.253	322.297	
중앙부 (NODE:8~12)	661.534	1567.399	410.813	

12.2 교축방향

(B = 10.00 m , L = 13.00 m)



① 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.6 인경우, 평상시)

Σ= 6370.000 × 1.6 / (10.00 × 13.00) = 78.400 kN

② 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

Σ= 6370.000 × 1.35 / (10.00 × 13.00) = 66.150 kN

③ 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

Σ= 6370.000 × 1.0 / (10.00 × 13.00) = 49.000 kN

1) 계수하중

▣ 하중반력

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	e=ΣM/ΣV	비고
축력최대	47.291	55009.589	1214.135	0.022	
모멘트최대	3459.176	49615.505	50629.849	1.020	
지진시	4547.773	41753.087	52919.153	1.267	

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	428.754	417.547	424.342	425.463	2703.840	1024.156
모멘트최대	615.334	147.982	431.338	478.073	3780.844	1411.385
지진시	565.420	76.935	373.103	421.952	3505.430	1306.043

2) 사용하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비고
축력최대	1195.512	34742.281	16851.024	0.485	
모멘트최대	2491.101	34380.993	36470.440	1.061	

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	345.022	189.474	345.022	345.022	2294.166	869.417
모멘트최대	432.794	96.144	432.794	432.794	2974.398	1127.203

3) 유효폭 산정

교축직각방향 B = 13.000 m 교축방향 B = 10.000 m

β = 1.300 Asm = 2 / (β + 1) Ass = 0.870 Ass

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

4) 기초 단면력 정리 (유효폭 고려)

구분	V (kN)	Mu (kN·m)	Mo (kN·m)	비고
기초 전폭	1411.385	4347.9706	3420.5577	

12.3 기초단면 검토

1) 교직방향 - 지점부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	541.882	256.253	322.297

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 5.614]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 71.906 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.06153 > 0.004 - O.K -

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

☞ $\varepsilon t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 816.463 mm^2

▣ 철근비 검토

$$\rho_{max} = 0.714\ \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242$$ ⇒ MAX A_s = 44723.03 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 6475.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 1088.62 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 73.110 mm

ΦM_n = $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 2992.619 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 541.882 kN · m) [사용률 = 5.523] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

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

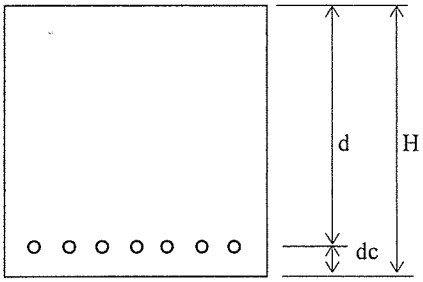
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1850.00 / 1000

= 1435.49 kN

ΦV_c= 1435.49 > V_u = 256.253 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	322.297	kN· m,	A_s =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 313.969 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 40.284 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 41.595 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 1514.601 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 1515 mm **O.K!!**

2) 교직방향 - 중앙부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	661.534	1567.399	410.813

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 4.595]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 71.906 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.06153 > 0.004 - O.K -

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

☞ $\varepsilon t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.85 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 997.513 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 44723.03 mm^2

ρ_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 6475.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req A_s ⇒ MIN A_s = 1330.02 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 73.110 mm

ΦM_n = $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 2992.619 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 661.534 kN · m) [사용률 = 4.524] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

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

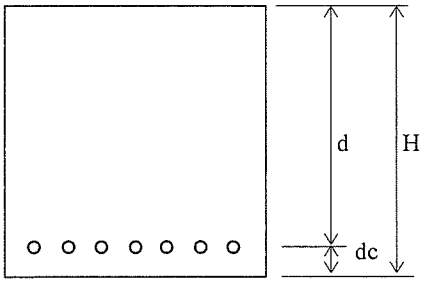
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1850.00 / 1000

= 1435.49 kN

ΦV_c = 1435.49 < V_u = 1567.399 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	410.813	kN· m,	A_s =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 313.969 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 51.347 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 53.019 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 1188.257 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 1188 mm **O.K!!**

3) 교축방향

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	4347.971	1411.385	3420.558

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 10278.400 mm^2 [사용률 1.530]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 161.230 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.02578 > 0.004 - O.K -

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

☞ $\varepsilon t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.85 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 6719.931 mm^2

▣ 철근비 검토

$$\rho_{max} = 0.714 \ \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 44723.03 \ mm^2$$

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 6475.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 8959.91 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 163.930 mm

ΦM_n = $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 6542.126 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 4347.971 kN · m) [사용률 = 1.505] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

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

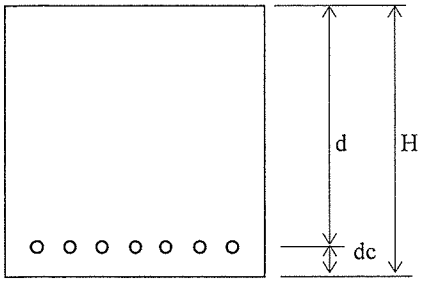
$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$

$= 1435.49$ kN

$\Phi V_c = 1435.49 > V_u = 1411.385$ kN $\quad \therefore$ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	3420.558	kN· m,	A_s =	10278.400	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 449.000 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 195.721 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 202.706 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

$C_c =$ 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

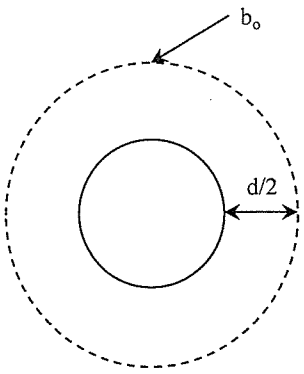
$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 174.744 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 175 mm **O.K!!**

12.4 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정



▣ 최대 연직하중(V_u) : 18461.220 kN

▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= 2π × (1.200 + 0.925)

= 13.352 m

나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.000 (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 + 2) × 5477.226 × 13.352 × 1.850

= 67647.027 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 + 2.771) × 5477.226 × 13.352 × 1.850

= 85032.313 kN

V_{c2} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/3 × 5477.226 × 13.352 × 1.850

= 45098.018 kN

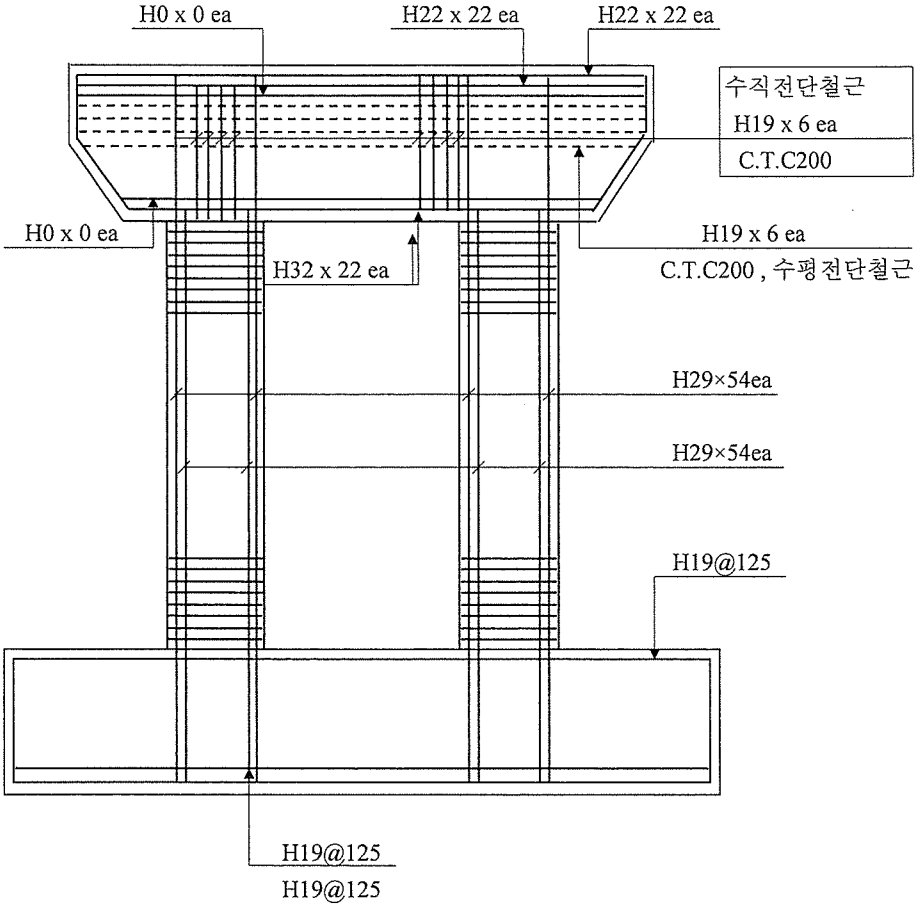
∴ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 45098.018 kN

∴ ΦV_c = 0.80 × 45098.018

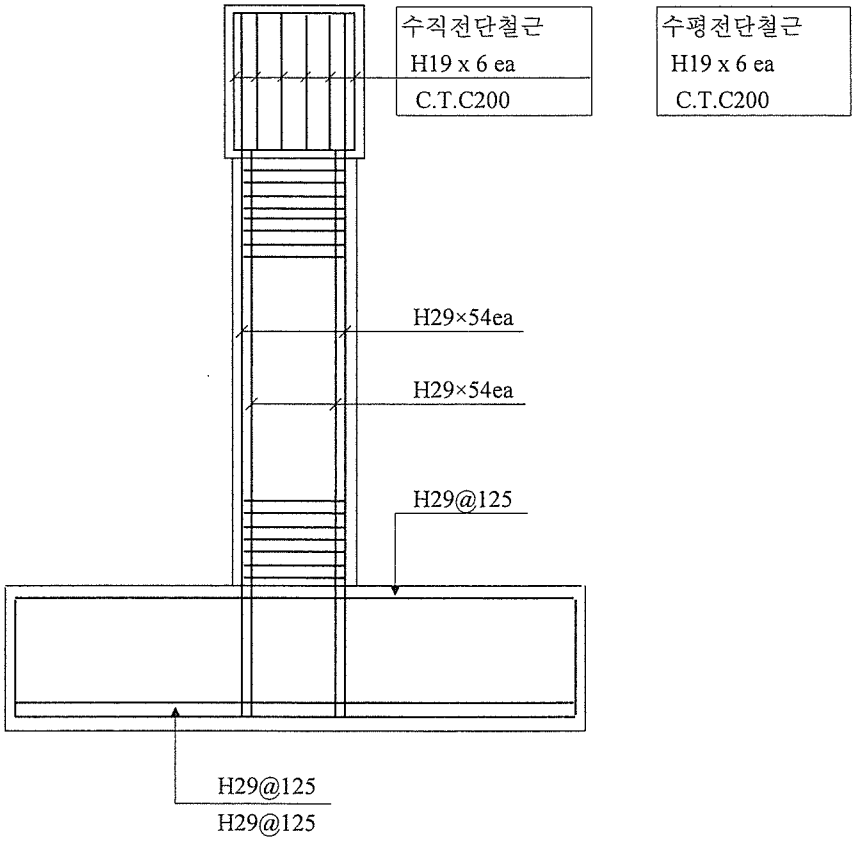
= 36078.414 kN ≥ V_u = 18461.220 kN ---- **O.K**

13. 주철근 조립도

13.1 교축직각방향



13.2 교축방향



14. 교좌받침 검토

14.1. 교좌면의 설계-시점측 (고정단)

1) 작용력 산정

① 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 5766.000 kN

R_{d1} = 929.000 kN

나) 활하중 : 상 시 $\sum R_L$ = 2453.288 kN

R_{L1} = 787.000 kN

다) 차량횡하중 H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중 H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중 H_w = 200.598 / 6 shoe

= 33.433 kN

P_w = 8.629 kN

바) 지진하중 (내진계산서 참조) H_E = 422.888 kN

R_E = 329.951 kN

② 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 5766.000 kN

R_{d1} = 929.000 kN

나) 활하중 : 상 시 R_L = 2453.288 kN

= 787.000 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 1325.000 / 6 shoe

= 220.833 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 299.400 / 6 shoe

= 49.900 kN

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

H_E = 802.350 kN

③ 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 횡하중 + 원심하중 + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

④ 받침부 작용력 산정

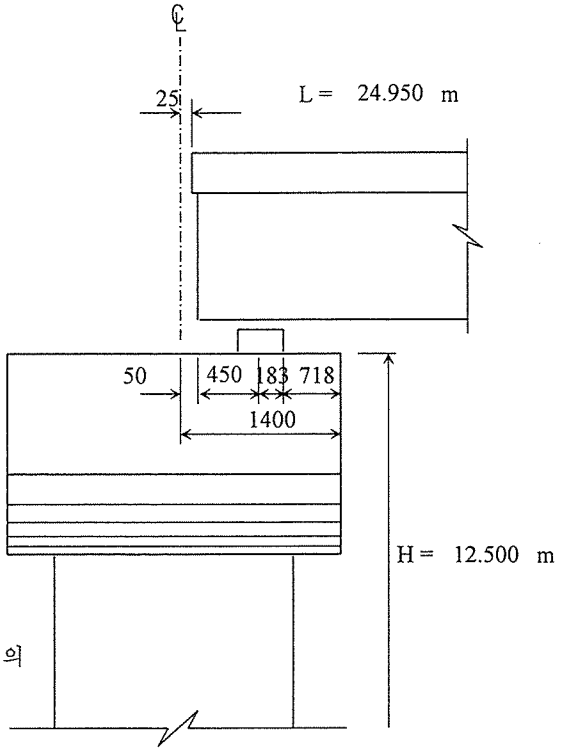
구 분		작용력		R (교각)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	1724.629	33.433	1.00
	지진시	1258.951	422.888	
교축 방향	상시	1716.000	270.733	1.00
	지진시	1661.000	802.350	

⑤ 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	1724.629	33.433	1277.503	24.765	1.35
	지진시	1258.951	422.888	899.251	302.063	1.40
교축 방향	상시	1716.000	270.733	1372.800	216.587	1.25
	지진시	1661.000	802.350	1186.429	573.107	1.40

2) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 365 × 495 mm
▣ 높 이 : 165 mm
▣ 사각 : 90 °



3) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ℓ< 30m]

< 717.5 mm **- O.K -**

4) 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.95 + 6.66 \times 12.50) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 324.92$

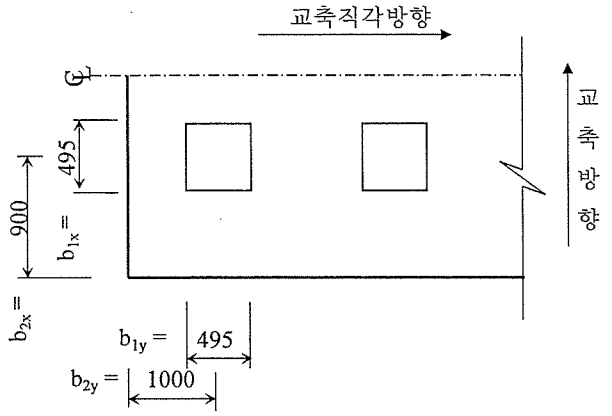
나) 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm
S_2 = 182.5 / 2 = 91.25 mm
S_3 = 20 + 0.5L = 324.75 mm
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 91.25 + 324.75 = 866.00 mm

∴ Max (N, ∑S) = 866.00 mm < 1350.00 **- O.K -**

5) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b_{1x} = 2475.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b_{1y} = 2475.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 495 / 1800) \times 1372800 / 180$

$= 1382.3$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 495 / 1800) \times 1186428.571 / 180$

$= 1194.7$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 495 / 2000) \times 1277502.649 / 180$

$= 1335.2$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 495 / 2000) \times 899250.851 / 180$

$= 939.8$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

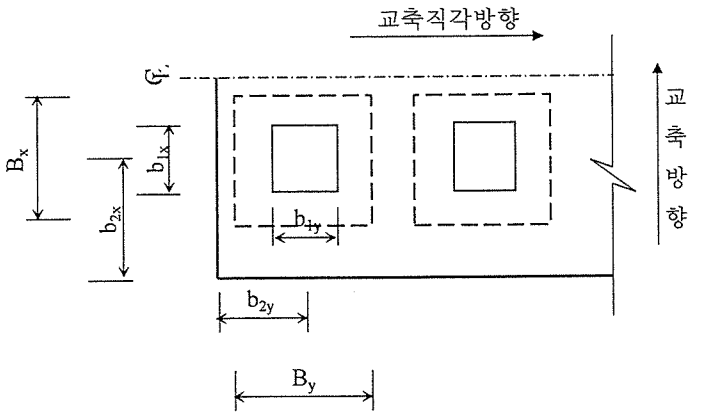
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 216587 / 180 = 1203.3$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 573107 / 180 = 3183.9$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 24765 / 180 = 137.6$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 302063 / 180 = 1678.1$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 495 + 1000 = 1495.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 900.0 mm 가 $B_x/2$ = 747.5 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 495 + 900 = 1395.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1335.200 + 137.584 = 1472.784 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 939.800 + 1678.127 = 2617.927 ㎟

B_x = 1495.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 2617.927 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

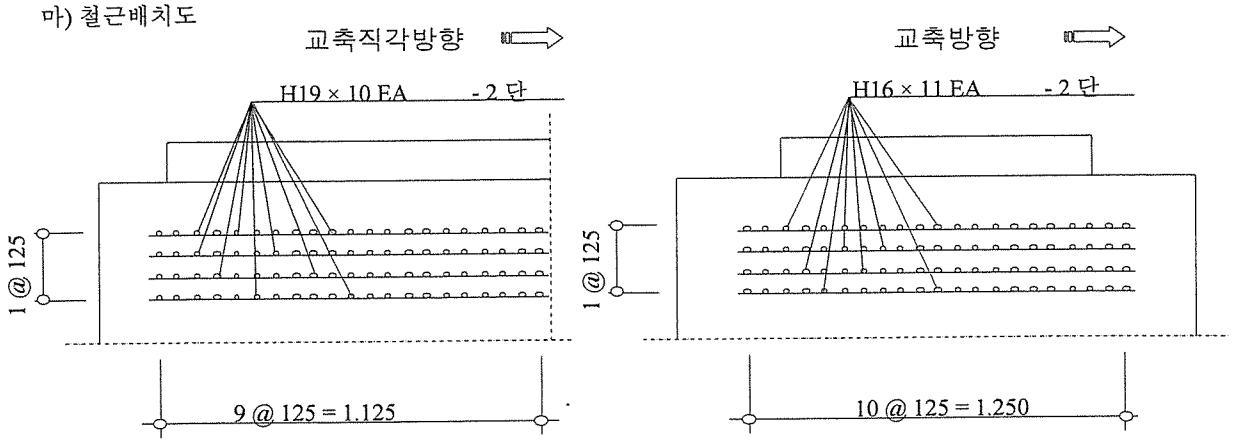
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1382.300 + 1203.259 = 2585.559 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1194.700 + 3183.929 = 4378.629 ㎟

B_y = 1395.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 19 - 10 EA × 2 단 = 5730.000 ㎟ > 4378.629 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



6) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{302062.9}{180} = 1678.127 \text{ ㎟}$$

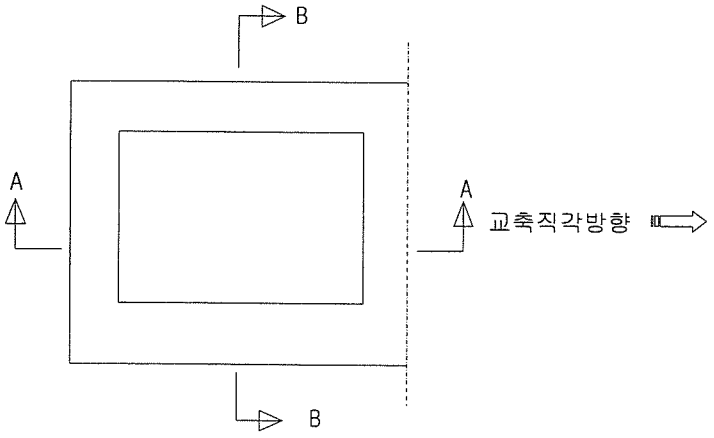
Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1678.127 ㎟ **- O.K -**
(CTC 125)

나) 교축방향

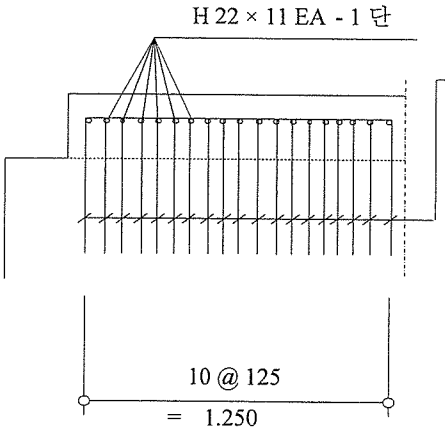
$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{573107.1}{180} = 3183.929 \text{ ㎟}$$

Use A_{sx} = H 22 - 11 EA × 1 ea = 4258.100 ㎟ > 3183.929 ㎟ **- O.K -**
(CTC 125)

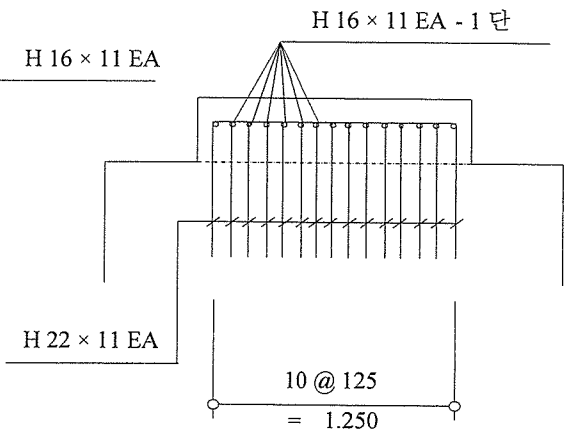
다) 철근배치도



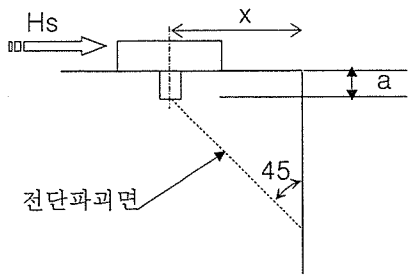
단면 A - A

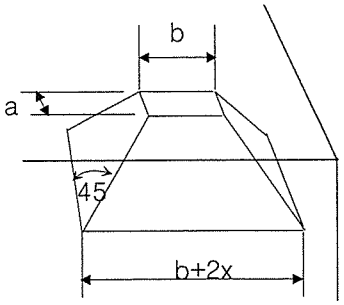


단면 B - B



7) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{302063}{3528463} = 0.086 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 3528463 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 302063 N

X : 1000 mm

a : 0 mm

b : 495 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{573107}{2921058} = 0.20 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2921058 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 573107 N

X : 900 mm

a : 0 mm

b : 495 mm

14.2. 교좌면의 설계-종점측 (가동단)

1) 작용력 산정

① 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 6241.000 kN

R_{d1} = 1019.000 kN

나) 활하중 : 상 시 $\sum R_L$ = 3377.713 kN

R_{L1} = 817.000 kN

다) 차량횡하중 H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중 H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중 H_w = 200.598 / 5 shoe

= 40.120 kN

P_w = 8.629 kN

바) 지진하중 (내진계산서 참조) H_E = 451.837 kN

R_E = 322.315 kN

② 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 6241.000 kN

R_{d1} = 1019.000 kN

나) 활하중 : 상 시 R_L = 3377.713 kN

= 817.000 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 1325.000 / 5 shoe

= 265.000 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 299.400 / 5 shoe

= 59.880 kN

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

H_E = 0.000 kN

③ 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 횡하중 + 원심하중 + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

④ 받침부 작용력 산정

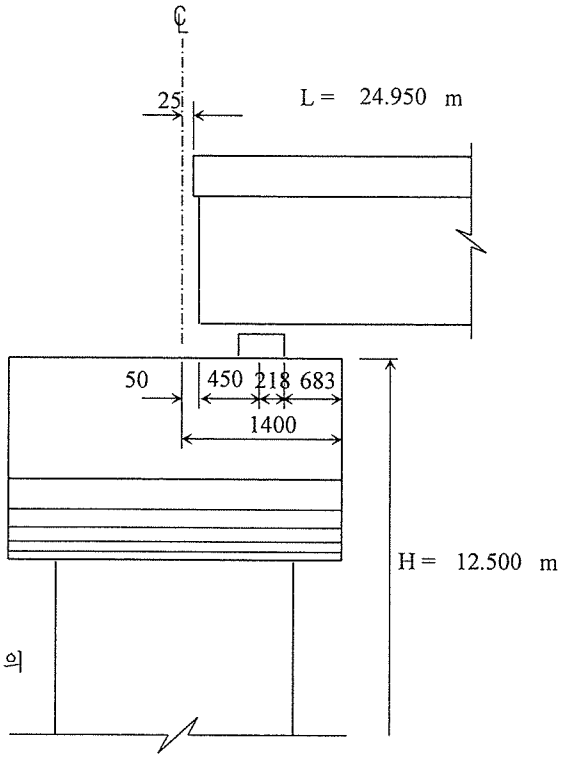
구 분		작용력		R (교각)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	1844.629	40.120	1.00
	지진시	1341.315	451.837	
교축 방향	상시	1836.000	0.000	1.00
	지진시	1819.580	0.000	

⑤ 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	1844.629	40.120	1366.392	29.718	1.35
	지진시	1341.315	451.837	958.082	322.741	1.40
교축 방향	상시	1836.000	0.000	1468.800	0.000	1.25
	지진시	1819.580	0.000	1299.700	0.000	1.40

2) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 435 × 501 mm
▣ 높 이 : 166 mm
▣ 사각 : 90 °



3) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ℓ< 30m]

< 682.5 mm - **O.K** -

4) 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.95 + 6.66 \times 12.50) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 324.92$

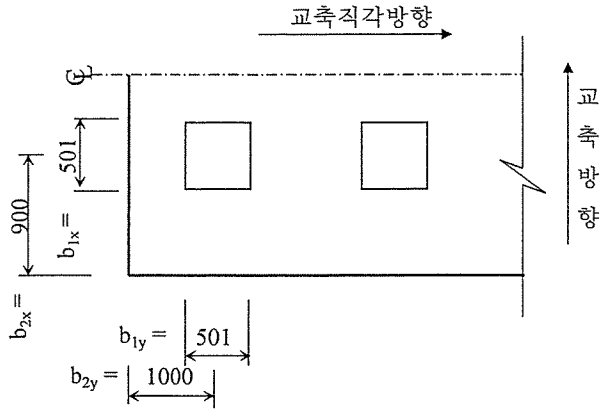
나) 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm
S_2 = 217.5 / 2 = 108.75 mm
S_3 = 20 + 0.5L = 324.75 mm
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 108.75 + 324.75 = 883.50 mm

∴ Max (N, ∑S) = 883.50 mm < 1350.00 - **O.K** -

5) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b_{1x} = 2505.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b_{1y} = 2505.0$ mm

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

$= ¼ \times (1 - 501 / 1800) \times 1468800 / 180$

$= 1472.2$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 501 / 1800) \times 1299699.905 / 180$

$= 1302.7$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 501 / 2000) \times 1366391.538 / 180$

$= 1422.4$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 501 / 2000) \times 958082.225 / 180$

$= 997.3$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

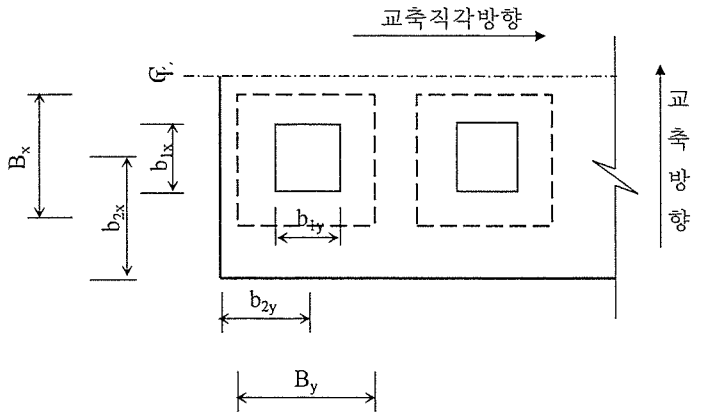
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

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

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 29718 / 180 = 165.1$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 322741 / 180 = 1793.0$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 501 + 1000 = 1501.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 900.0 mm 가 $B_x/2$ = 750.5 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 501 + 900 = 1401.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1422.400 + 165.101 = 1587.501 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 997.300 + 1793.004 = 2790.304 ㎟

B_x = 1501.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 2790.304 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

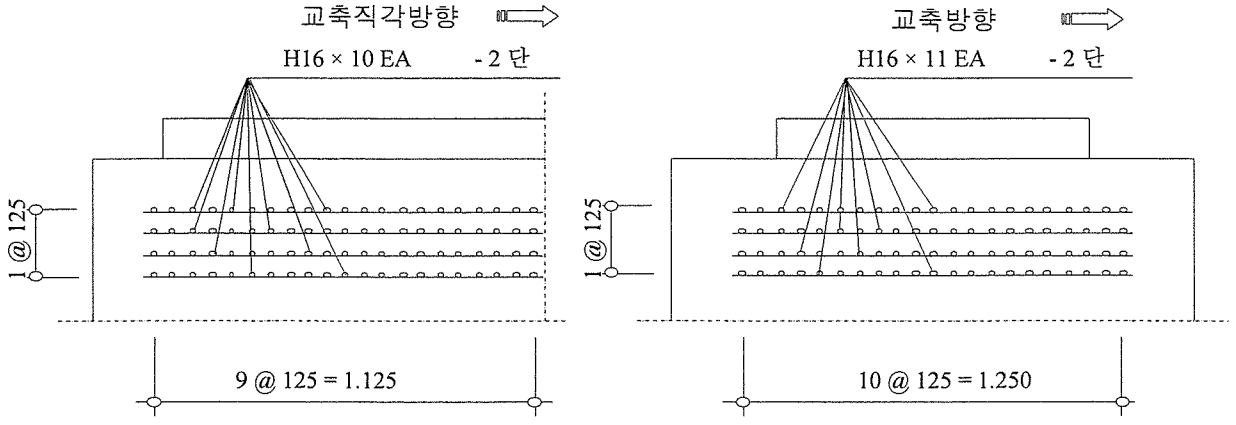
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1472.200 + 0.000 = 1472.200 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1302.700 + 0.000 = 1302.700 ㎟

B_y = 1401.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 1472.200 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



6) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{322740.7}{180} = 1793.004 \text{ ㎟}$$

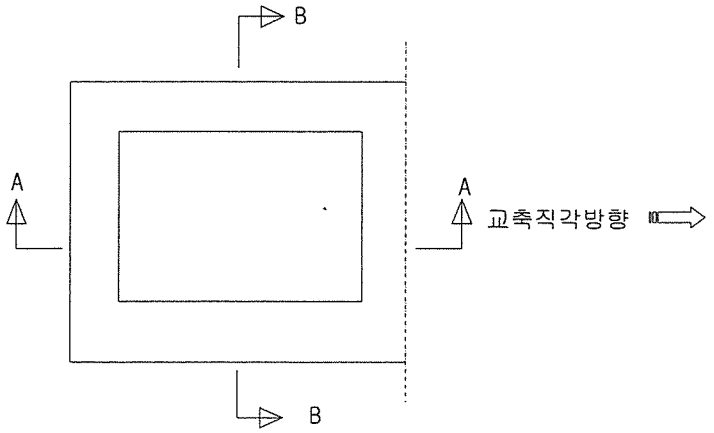
Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1793.004 ㎟ **- O.K -**
(CTC 125)

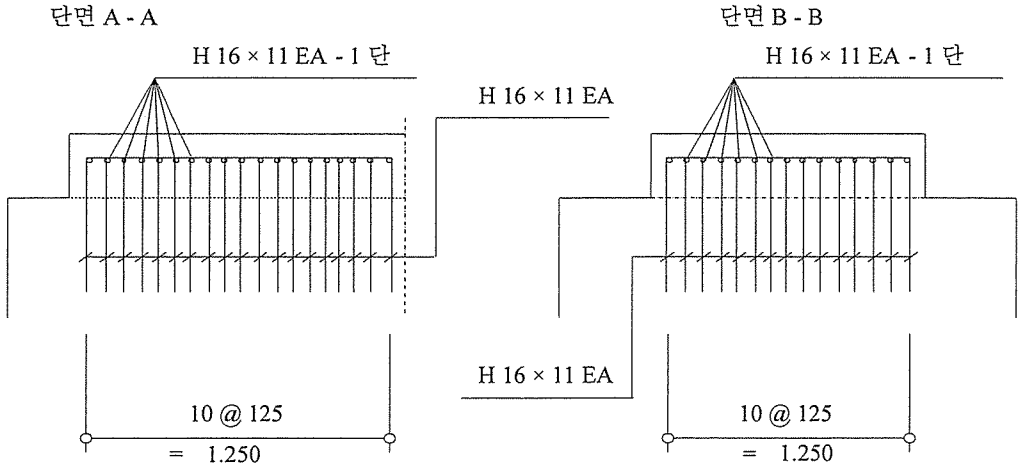
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.000 \text{ ㎟}$$

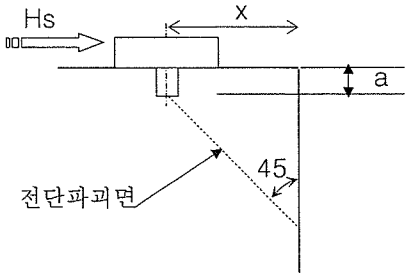
Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 0.000 ㎟ **- O.K -**
(CTC 125)

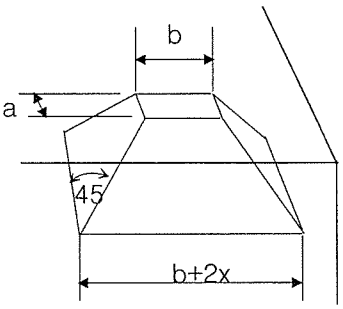
다) 철근배치도





7) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{322741}{3536948} = 0.091 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 3536948 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 322741 N

X : 1000 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2928695} = 0 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 2928695 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 0 N

X : 900 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

10.3.3 P5

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) **상부형식** : **RPF** + **P.S.C-BEAM**

평면선형 R = ∞ 설계지간(좌) L = **44.000** m

평면선형 R = ∞ 설계지간(우) L = **24.000** m

2) **교각형식** : π 형교각 (H = **14.500** M)

3) **기초형식** : **직접기초** **(L= 0.000 m)**

1.2 설계하중

1) **고정하중**

철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³

2) **활 하 중** : **KRL2012** (복 선)

① KL-2012

충격계수 i (%) ; 모멘트에 관한 충격계수 (좌측구간) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.044**

모멘트에 관한 충격계수 (우측구간) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **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 KL-2012

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 = ± 1000

5) **원 심 하 중**

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 레일상면에서 KRL-2012하중은 1.8m, EL하중은 1.5m 높이에서 수평방향으로 곡선 바깥쪽으로 작용하는 것으로 한

6) **차량횡하중**

자갈도상 궤도이므로 미고려 **0** kN 으로 정한다.

7) **지진하중**

가속도계수 K_h = **0.154** (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반 계수 S = **1.2**

1.3 사용재료 및 강도

1) **콘크리트**

가) 설계기준강도 f_{ck} = **30** MPa

나) 탄성계수 E_c = **8,500** $\sqrt[3]{f_{cu}}$ ($f_{cu}=f_{ck}+4$)

= **27500** MPa

2) **철근 SD30**

가) 항복응력 : f_y = **400** MPa

나) 탄성계수 : E_s = **200000** MPa

1.4 흙의 성질

1) **흙의 단위중량 (γ_t)** = **19.0** kN/m³

2) **흙의 포화단위중량 (γ_{sat})** = **20.0** kN/m³

3) **흙의 수중단위중량 (γ_{sub})** = **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 = 700 kN/m²

지진시 = 1050 kN/m²

7) **기초의 각종 계수들**

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

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

1.5 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)

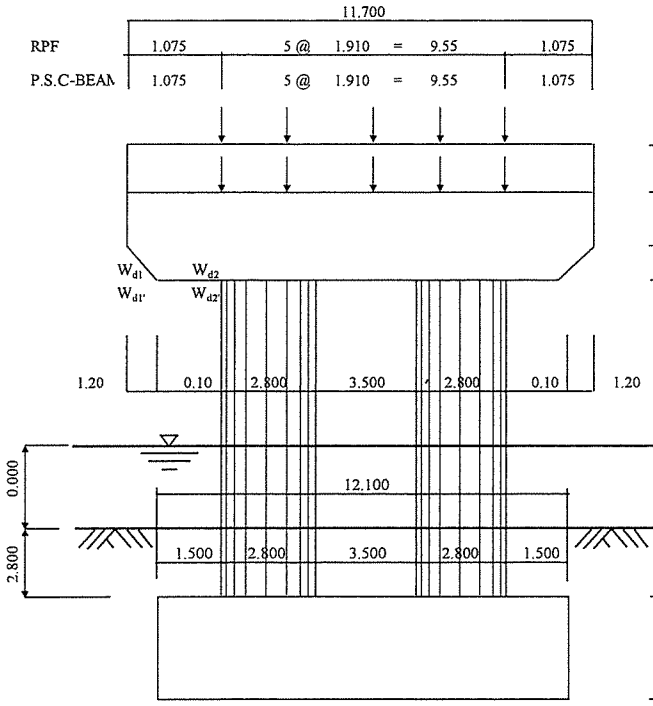
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

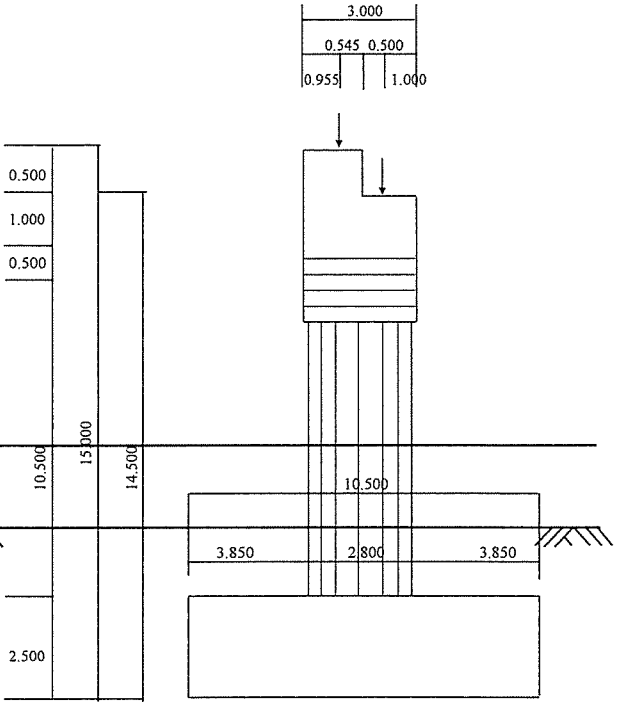
2. 단 면 가 정

2.1 교각 단면 제원

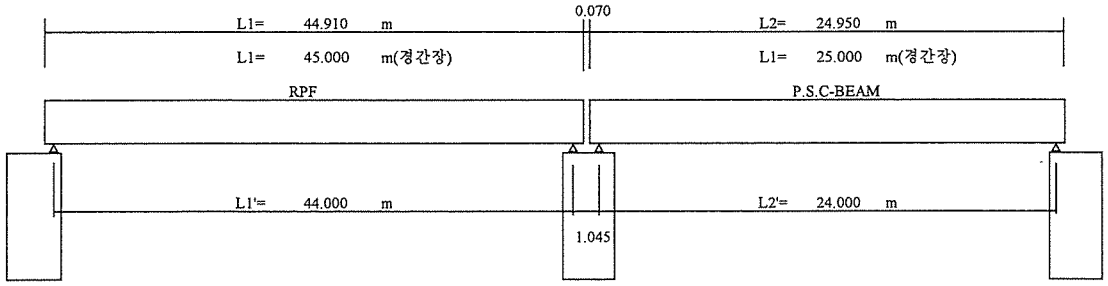
1) 교축직각방향



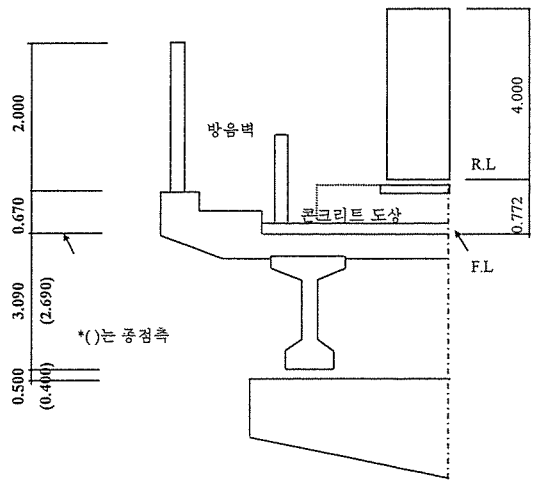
2) 교축 방향



2.2 상부 제원



2.3 하중작용 위치산정



▣ 원심하중 (시점측) (종점측)

= 6.162 m 5.662 m

▣ 차량 횡하중 = 4.362 m 3.862 m

▣ 풍하중(열차비재하) = 3.38 m 3.08 m

풍하중(열차재하) = 4.431 m 4.131 m

▣ 지진하중(고정하중) = 2.045 m 1.745 m

▣ 환산단면

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 정사각형 기둥단면으로 치환

① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.800^2 / 4 = 6.158 \ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{6.158} = 2.482$ m

☞ D - L = 2.800 - 2.482

= 0.318 m

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
고정하중 반력(KN)	RPF	1984.40	1932.80	1929.90	1928.00	1927.00	1976.00		11678.10
	P.S.C-BEAM	1035.00	929.00	919.00	919.00	929.00	1035.00		5766.00
계		3019.40	2861.80	2848.90	2847.00	2856.00	3011.00		17444.10

▣ 교각자중

▣ 교각자중

- COPING ;

W_{d1} = 1.500 × 1.500 × 24.500 = 55.125 kN/m

$W_{d1'}$ = 1.000 × 1.500 × 24.500 = 36.750 kN/m

W_{d2} = 2.000 × 1.500 × 24.500 = 73.500 kN/m

$W_{d2'}$ = 1.500 × 1.500 × 24.500 = 55.125 kN/m

- 기 둥 ; P_c = π / 4 × 2.800 ² × 24.500

x 10.500 × 2 = 3168.045 kN

- 기 초 ; W_{f1} = 2.500 × 10.500 × 24.500 = 643.125 kN/m

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- RPF

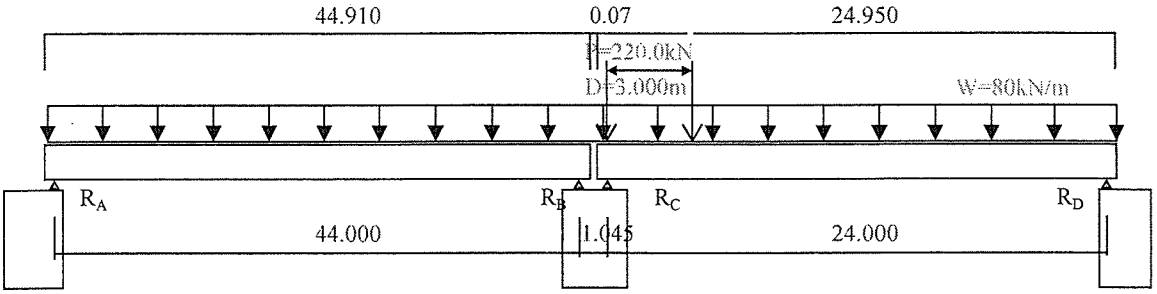
구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
활 하 중 (복선)	0.199	0.186	0.173	0.159	0.145	0.139		1.00
활 하 중 (단선)	0.344	0.272	0.201	0.128	0.055	0		1.00
보도 하중 (복선)	0.170	0.166	0.164	0.164	0.166	0.17		1.00
보도 하중 (단선)	0.170	0.166	0.164	0.164	0.166	0.17		1.00

- P.S.C-BEAM

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
활 하 중 (복선)	0.133	0.242	0.126	0.126	0.242	0.133		1.00
활 하 중 (단선)	0.274	0.465	0.176	0.084	0.035	-0.034		1.00
보도 하중 (복선)	0.334	0.097	0.071	0.071	0.097	0.334		1.00
보도 하중 (단선)	0.811	0.206	0.101	0.040	-0.013	-0.144		1.00

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A = 1794.767 KN , R_C = 1410.500 KN

R_B = 1798.033 KN , R_D = 1025.500 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.80 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.80 × 5.00 × 44.91 × 1/2 × 2 = 179.640 KN

W_c = 0.80 × 5.00 × 24.95 × 1/2 × 2 = 99.800 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	776.69	728.51	681.04	630.70	581.07	560.93		3958.94
R_{LC}	441.86	702.04	369.62	369.62	702.04	441.86		3027.04
$\sum R_L$	1218.55	1430.55	1050.66	1000.31	1283.11	1002.79		6985.98

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	649.06	518.89	390.87	259.61	128.71	30.54		1977.67
R_{LC}	467.41	676.44	258.33	122.47	48.07	-62.33		1510.40
$\sum R_L$	1116.48	1195.33	649.19	382.08	176.78	-31.79		3488.07

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	808.07	757.83	708.31	655.76	603.93	582.84		4116.74
R_{LC}	489.30	788.37	414.56	414.56	788.37	489.30		3384.47
$\sum R_L$	1297.37	1546.20	1122.88	1070.32	1392.30	1072.15		7501.21

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	676.18	540.32	406.71	269.70	133.05	30.54		2056.49
R_{LC}	516.28	759.38	289.72	137.46	54.31	-68.39		1688.76
$\sum R_L$	1192.46	1299.70	696.43	407.15	187.36	-37.85		3745.25

3) 차량 횡하중

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

∑ PLf = 0.000 kN

MLfb = 0.000 × 4.362 = 0.000 kN·m

MLfc = 0.000 × 3.862 = 0.000 kN·m

∑ MLf = 0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- RPF

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

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	63.842	4.775	0.000	↑
G2			2.865	0.000	↑
G3			0.955	0.000	↑
G4			-0.955	0.000	↓
G5			-2.865	0.000	↓
G6			-4.775	0.000	↓

- P.S.C-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	41.041	4.775	0.000	↑
G2			2.865	0.000	↑
G3			0.955	0.000	↑
G4			-0.955	0.000	↓
G5			-2.865	0.000	↓
G6			-4.775	0.000	↓

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = ∞ L = 44.000 , 24.000 V = 250 km/hr

$$\alpha(max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.449}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... b 지점}$$

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

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \frac{2.88}{L}\right) = 0.449 \quad \text{..... b 지점}$$

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

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 3958.94 kN , 지점c 3027.04 kN

Pcb	=	3958.94	×	0.000	=	0.000	kN
Pcc	=	3027.04	×	0.000	=	0.000	kN
∑ Pc					=	0.000	kN
Mcb	=	0.000	×	6.162	=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.662	=	0.000	kN·m
∑ Mc					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rpb1	=	0.000	×	4.775	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb2	=	0.000	×	2.865	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb3	=	0.000	×	0.955	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb4	=	0.000	×	-0.955	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb5	=	0.000	×	-2.865	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb6	=	0.000	×	-4.775	/ 63.842	= 0.000	kN
Rpb7	=	0.000	×	0.000	/ 63.842	= 0.000	kN

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑xi²

∑xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rpc1 =	0.000	×	4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc2 =	0.000	×	2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc3 =	0.000	×	0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc4 =	0.000	×	-0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc5 =	0.000	×	-2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc6 =	0.000	×	-4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc7 =	0.000	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1977.67 kN , 지점c 1510.40 kN

Pcb =	1977.67	×	0.000	=	0.000 kN
Pcc =	1510.40	×	0.000	=	0.000 kN
∑ Pc				=	0.000 kN
Mcb =	0.000	×	6.162	=	0.000 kN·m
Mcc =	0.000	×	5.662	=	0.000 kN·m
∑ Mc				=	0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

Rpi = Mc × xi / ∑xi²

∑xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rpb1 =	0.000	×	4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb2 =	0.000	×	2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb3 =	0.000	×	0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb4 =	0.000	×	-0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb5 =	0.000	×	-2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb6 =	0.000	×	-4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb7 =	0.000	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑xi²

∑xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rpc1 =	0.000	×	4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc1 =	0.000	×	2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc2 =	0.000	×	0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc3 =	0.000	×	-0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc4 =	0.000	×	-2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc5 =	0.000	×	-4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc7 =	0.000	×	0.000	/	63.842	=	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	×	1.500	×	3.000	=	13.500	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.800	×	0.6	=	5.040	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.760	×	22.455	=	388.022	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.360	×	12.475	=	200.598	kN
	Mn3b	=	388.022	×	3.38			=	1311.516	kN·m
	Mn3c	=	200.598	×	3.080			=	617.842	kN·m
	$\sum$		Mn3					=	1929.358	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

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

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

Rnb1	=	1311.516	×	4.775	/	63.842	= 98.094 kN
Rnb2	=	1311.516	×	2.865	/	63.842	= 58.856 kN
Rnb3	=	1311.516	×	0.955	/	63.842	= 19.619 kN
Rnb4	=	1311.516	×	-0.955	/	63.842	= -19.619 kN
Rnb5	=	1311.516	×	-2.865	/	63.842	= -58.856 kN
Rnb6	=	1311.516	×	-4.775	/	63.842	= -98.094 kN
Rnb7	=	1311.516	×	0.000	/	63.842	= 0.000 kN

- P.S.C-BEAM

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

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

Rnc1	=	617.842	×	4.775	/	63.842	= 46.211 kN
Rnc2	=	617.842	×	2.865	/	63.842	= 27.727 kN
Rnc3	=	617.842	×	0.955	/	63.842	= 9.242 kN
Rnc4	=	617.842	×	-0.955	/	63.842	= -9.242 kN
Rnc5	=	617.842	×	-2.865	/	63.842	= -27.727 kN
Rnc6	=	617.842	×	-4.775	/	63.842	= -46.211 kN
Rnc7	=	617.842	×	0.000	/	63.842	= 0.000 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	1.500	×	3.000	=	6.750	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	2.800	×	0.600	=	2.520	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.862	×	22.455	=	264.812	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.862	×	12.475	=	147.118	kN
	Mn3b	=	264.8118	×	4.431			=	1173.381	kN·m
	Mn3c	=	147.1177	×	4.131			=	607.743	kN·m
	∑	Mn3						=	1781.124	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

Rti = Mt3 × xi / ∑xi²

∑xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rnb1	=	1173.381	×	4.775	/	63.842	= 87.762 kN
Rnb2	=	1173.381	×	2.865	/	63.842	= 52.657 kN
Rnb3	=	1173.381	×	0.955	/	63.842	= 17.552 kN
Rnb4	=	1173.381	×	-0.955	/	63.842	= -17.552 kN
Rnb5	=	1173.381	×	-2.865	/	63.842	= -52.657 kN
Rnb6	=	1173.381	×	-4.775	/	63.842	= -87.762 kN
Rnb7	=	1173.381	×	0.000	/	63.842	= 0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑xi²

∑xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rnc1	=	607.743	×	4.775	/	63.842	= 45.456 kN
Rnc2	=	607.743	×	2.865	/	63.842	= 27.273 kN
Rnc3	=	607.743	×	0.955	/	63.842	= 9.091 kN
Rnc4	=	607.743	×	-0.955	/	63.842	= -9.091 kN
Rnc5	=	607.743	×	-2.865	/	63.842	= -27.273 kN
Rnc6	=	607.743	×	-4.775	/	63.842	= -45.456 kN
Rnc7	=	607.743	×	0.000	/	63.842	= 0.000 kN

6) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	∑	비고
$H_{EB(교직)}$	380.99	382.01	379.52	379.52	382.01	381.00	0.00	2285.07	1.0교직+0.3교축
$H_{EB(교축)}$	526.20	507.81	498.10	498.10	507.82	526.20	0.00	3064.22	0.3교직+1.0교축
$H_{EC(교직)}$	110.08	110.80	111.05	111.05	110.80	110.08	0.00	663.86	1.0교직+0.3교축
$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 2285.066 × 2.045 = 4672.960 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 663.859 × 2.045 = 1357.592 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

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

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m²

R_{Eb1} = 4672.960 × 4.775 / 63.842 = 349.509 kN

R_{Eb2} = 4672.960 × 2.865 / 63.842 = 209.706 kN

R_{Eb3} = 4672.960 × 0.955 / 63.842 = 69.902 kN

R_{Eb4} = 4672.960 × -0.955 / 63.842 = -69.902 kN

R_{Eb5} = 4672.960 × -2.865 / 63.842 = -209.706 kN

R_{Eb6} = 4672.960 × -4.775 / 63.842 = -349.509 kN

R_{Eb7} = 4672.960 × 0.000 / 63.842 = 0.000 kN

- P.S.C-BEAM

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

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m²

R_{EC1} = 1357.592 × 4.775 / 63.842 = 101.540 kN

R_{EC2} = 1357.592 × 2.865 / 63.842 = 60.924 kN

R_{EC3} = 1357.592 × 0.955 / 63.842 = 20.308 kN

R_{EC4} = 1357.592 × -0.955 / 63.842 = -20.308 kN

R_{EC5} = 1357.592 × -2.865 / 63.842 = -60.924 kN

R_{EC6} = 1357.592 × -4.775 / 63.842 = -101.540 kN

R_{EC7} = 1357.592 × 0.000 / 63.842 = 0.000 kN

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분(100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥	1503.67	8383.38	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	∑	비고
$H_{EB(교직)}$	935.78	938.28	932.16	932.16	938.28	935.78		5612.44	1.0교직+0.3교축
$H_{EB(교축)}$	1292.41	1247.25	1223.40	1223.40	1247.27	1292.42		7526.15	0.3교직+1.0교축
$H_{EC(교직)}$	270.36	272.14	272.76	272.76	272.14	270.37		1630.53	1.0교직+0.3교축
$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 5612.443 × 2.045 = 11477.446 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 1630.531 × 2.045 = 3334.436 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

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

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

$R_{Eb1} = 11477.446 \times 4.775 / 63.842 = 858.444$ kN

$R_{Eb2} = 11477.446 \times 2.865 / 63.842 = 515.067$ kN

$R_{Eb3} = 11477.446 \times 0.955 / 63.842 = 171.689$ kN

$R_{Eb4} = 11477.446 \times -0.955 / 63.842 = -171.689$ kN

$R_{Eb5} = 11477.446 \times -2.865 / 63.842 = -515.067$ kN

$R_{Eb6} = 11477.446 \times -4.775 / 63.842 = -858.444$ kN

$R_{Eb7} = 11477.446 \times 0.000 / 63.842 = 0.000$ kN

- P.S.C-BEAM

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

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

$R_{EC1} = 3334.436 \times 4.775 / 63.842 = 249.396$ kN

$R_{EC2} = 3334.436 \times 2.865 / 63.842 = 149.638$ kN

$R_{EC3} = 3334.436 \times 0.955 / 63.842 = 49.879$ kN

$R_{EC4} = 3334.436 \times -0.955 / 63.842 = -49.879$ kN

$R_{EC5} = 3334.436 \times -2.865 / 63.842 = -149.638$ kN

$R_{EC6} = 3334.436 \times -4.775 / 63.842 = -249.396$ kN

$R_{EC7} = 3334.436 \times 0.000 / 63.842 = 0.000$ kN

$P_E = 5612.44 + 1630.531 = 7242.974$ kN

$Mc = 7242.974 \times 2.045 = 14811.882$ kN·m

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥	3693.22	20590.77	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	11678.100	kN	5766.000	kN
편 심	0.545	m	-0.500	m

Md = 11678.100 × 0.545 + 5766.000 × -0.500 = 3481.565 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1977.673	kN	1510.400	kN
	복선재하시	3958.942	kN	3027.040	kN
편 심		0.545	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1977.67 × 0.545 + 1510.40 × -0.500 = 322.632 kN·m

$M_{L복선}$ = 3958.94 × 0.545 + 3027.04 × -0.500 = 644.103 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	2056.494	kN	1688.757	kN
	복선재하시	4116.741	kN	3384.468	kN
편 심		0.545	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 2056.49 × 0.545 + 1688.76 × -0.500 = 276.411 kN·m

$M_{L복선}$ = 4116.74 × 0.545 + 3384.47 × -0.500 = 551.390 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.000 × 11.700 = 35.100 kN

3.000 × 0.500 × 10.500 = 15.750 kN

(35.100 + 15.750) / 11.700 = 4.346 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 2.800 × 0.6 = 5.040 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.000 × 11.700 = 17.550 kN

1.500 × 0.500 × 10.500 = 7.875 kN

(17.550 + 7.875) / 11.700 = 2.173 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·μm·Rm ≥ T/2

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μm ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

Rm ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

Tm = μm·Rm ≤ T/2

① KRL2012

가) 제동하중 ; 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 20 × 45.000 = 900.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 25.000 = 500.000 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 45.000 = 1485.000 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 = 11678.10 + 1798.033 = 13476.133 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 900.00 - 1010.710 (제동하중)

= 1485.00 - 1010.710 (시동하중)

= -110.71 < T/2 = 450.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 474.29 < T/2 = 742.50 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 450.00 kN(제동하중), 742.50 kN(시동하중)

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

Rm = 5766.00 + 1410.50 = 7176.500 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1076.475 > T/2 = 250.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 1076.475 > T/2 = 412.500 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 250.000 kN(제동하중), 412.500 kN(시동하중)

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf = 742.500 + 412.500 = 1155.000 kN

T (복 선) = Tf = 1192.500 + 662.500 = 1855.000 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 4 × 3 × 44.910 = 538.920 kN 538.920 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 538.92 - 875.858

= -336.94 < T/2 = 269.46

∴ Tf = 269.46 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 4 × 3 × 24.950 = 299.400 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 864.900 > T/2 = 149.700

∴ Tm = 149.70 kN

7) 온도 하중

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

▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 11678.10 × 0.150 = 1751.715 kN

나) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ δ= Δt ×α×L 여기서 Δt : 온도변화

α1: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

α2: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ δ= 15 × 0.00001 × 44.000 = 0.0066 m

▶ 등가수평력

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

P = $[3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 1682.286 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 6.034 m^4

L : 12.500 m [평균높이]

∴ ΣTu = 1751.715 kN > P = 1682.286 kN

∴ 온도변화에의한 등가수평력적용

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

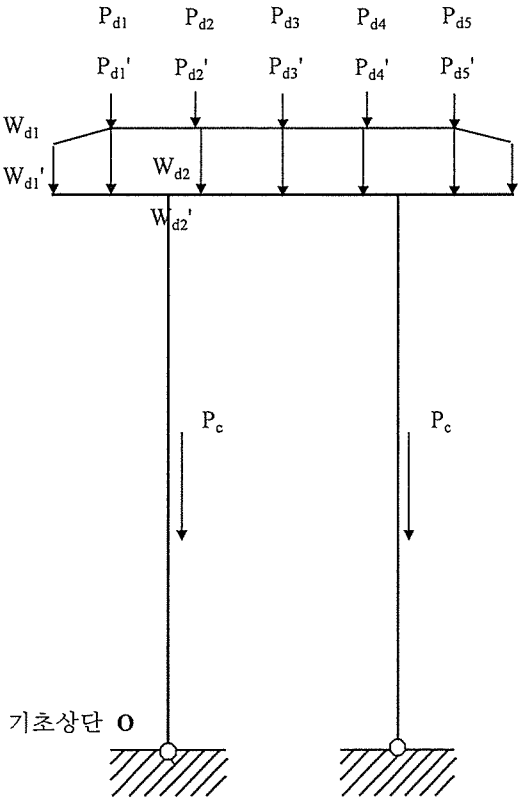
구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥	1663.97	19345.47	0.3교직+1.0교축

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥	4086.94	47515.19	0.3교직+1.0교축

4.2 하중재하 및 단면력 산출 (KL2012)

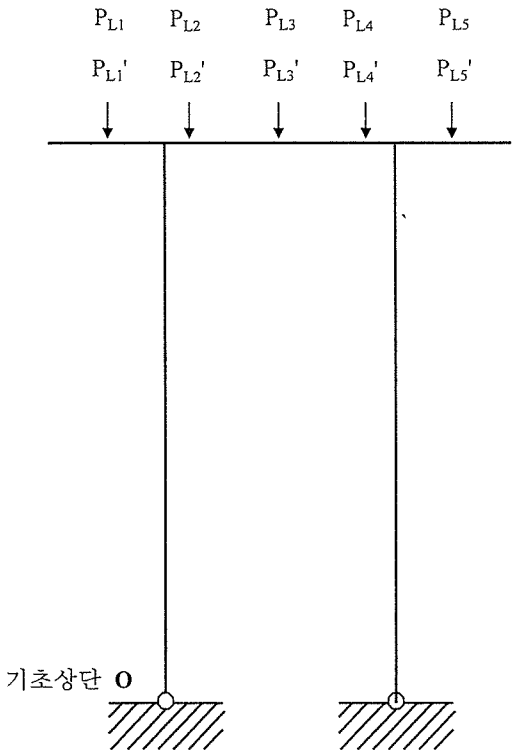
4.2.1 교축직각방향

1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



P_{d1}	=	1984.40	kN
P_{d2}	=	1932.80	kN
P_{d3}	=	1929.90	kN
P_{d4}	=	1928.00	kN
P_{d5}	=	1927.00	kN
P_{d6}	=	1976.00	kN
P_{d7}	=	0.00	kN
P_{d1}'	=	1035.00	kN
P_{d2}'	=	929.00	kN
P_{d3}'	=	919.00	kN
P_{d4}'	=	919.00	kN
P_{d5}'	=	929.00	kN
P_{d6}'	=	1035.00	kN
P_{d7}'	=	0.00	kN
W_{d1}	=	55.125	kN/m
W_{d2}	=	73.500	kN/m
W_{d1}'	=	36.750	kN/m
W_{d2}'	=	55.125	kN/m
P_c	=	1584.022	kN/m

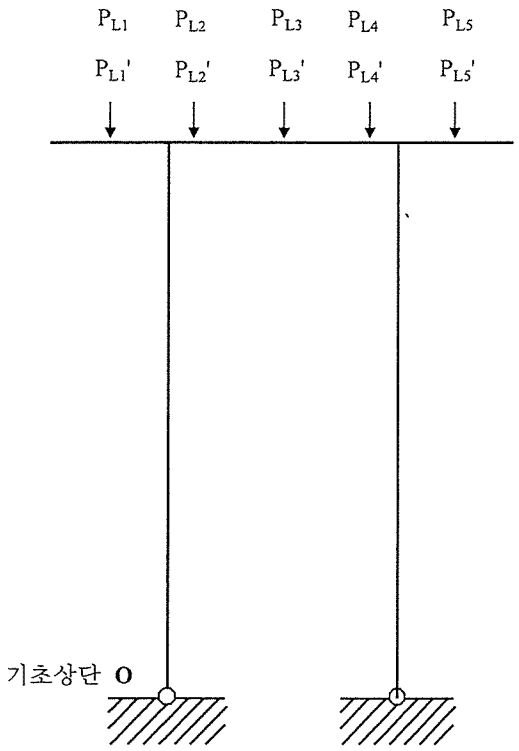
2-1) 활 하 중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시			
P_{L1}	=	776.695	kN
P_{L2}	=	728.509	kN
P_{L3}	=	681.041	kN
P_{L4}	=	630.696	kN
P_{L5}	=	581.070	kN
P_{L6}	=	560.931	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	441.859	kN
P_{L2}'	=	702.043	kN
P_{L3}'	=	369.618	kN
P_{L4}'	=	369.618	kN
P_{L5}'	=	702.043	kN
P_{L6}'	=	441.859	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

충격고려시			
P_{L1}	=	808.065	kN
P_{L2}	=	757.830	kN
P_{L3}	=	708.313	kN
P_{L4}	=	655.761	kN
P_{L5}	=	603.928	kN
P_{L6}	=	582.843	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	489.302	kN
P_{L2}'	=	788.368	kN
P_{L3}'	=	414.564	kN
P_{L4}'	=	414.564	kN
P_{L5}'	=	788.368	kN
P_{L6}'	=	489.302	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

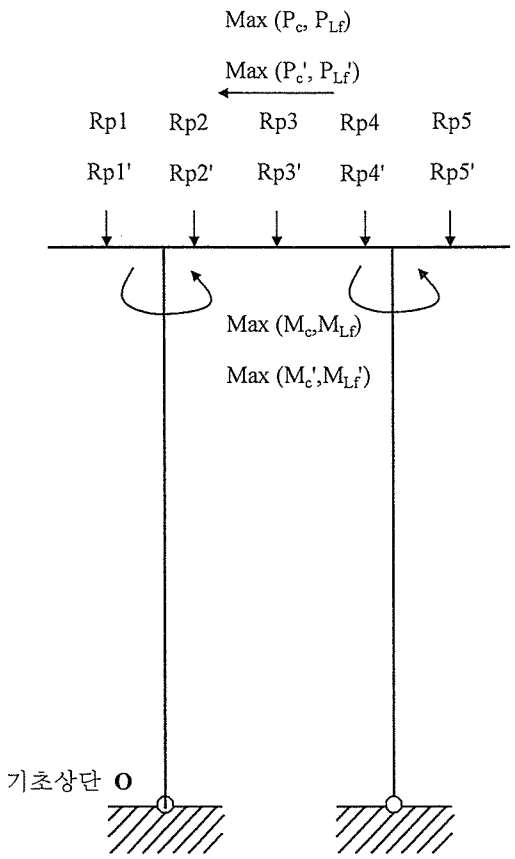
2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시			
P_{L1}	=	649.062	kN
P_{L2}	=	518.885	kN
P_{L3}	=	390.866	kN
P_{L4}	=	259.609	kN
P_{L5}	=	128.712	kN
P_{L6}	=	30.539	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	467.415	kN
P_{L2}'	=	676.441	kN
P_{L3}'	=	258.328	kN
P_{L4}'	=	122.474	kN
P_{L5}'	=	48.070	kN
P_{L6}'	=	-62.328	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

충격고려시			
P_{L1}	=	676.176	kN
P_{L2}	=	540.324	kN
P_{L3}	=	406.709	kN
P_{L4}	=	269.698	kN
P_{L5}	=	133.047	kN
P_{L6}	=	30.539	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	516.285	kN
P_{L2}'	=	759.377	kN
P_{L3}'	=	289.719	kN
P_{L4}'	=	137.456	kN
P_{L5}'	=	54.313	kN
P_{L6}'	=	-68.392	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

3-1) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-1) : 복선



횡하중

P_{Lf}	=	0.000	kN
M_{Lf}	=	0.000	kN·m
P_{Lf}'	=	0.000	kN
M_{Lf}'	=	0.000	kN·m

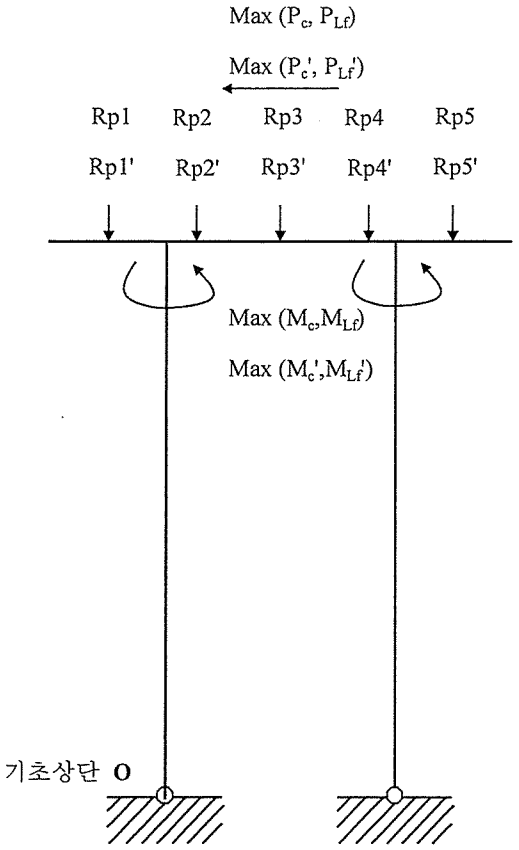
원심하중 (복선)

P_c	=	0.000	kN
M_c	=	0.000	kN·m
P_c'	=	0.000	kN
M_c'	=	0.000	kN·m

Max (P_{Lf},P_c)	=	0.000	kN
Max (M_{Lf},M_c)	=	0.000	kN·m
Max (P_{Lf}',P_c')	=	0.000	kN
Max (M_{Lf}',M_c')	=	0.000	kN·m

Rp1	=	0.000	kN
Rp2	=	0.000	kN
Rp3	=	0.000	kN
Rp4	=	0.000	kN
Rp5	=	0.000	kN
Rp6	=	0.000	kN
Rp7	=	0.000	kN
Rp1'	=	0.000	kN
Rp2'	=	0.000	kN
Rp3'	=	0.000	kN
Rp4'	=	0.000	kN
Rp5'	=	0.000	kN
Rp6'	=	0.000	kN
Rp7'	=	0.000	kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

P_{Lf}	=	0.000	kN
M_{Lf}	=	0.000	kN·m
P_{Lf}'	=	0.000	kN
M_{Lf}'	=	0.000	kN·m

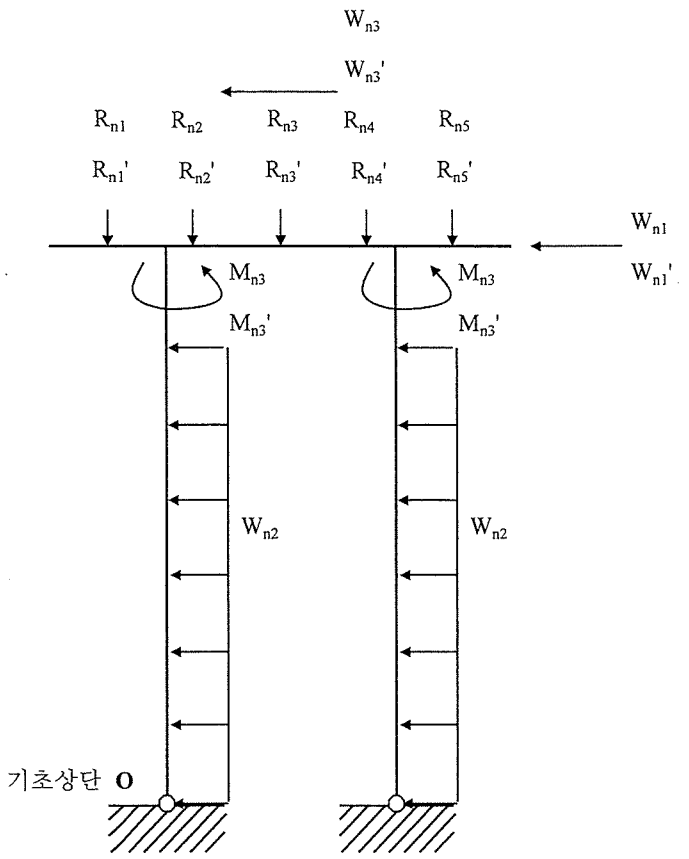
원심하중 (단선)

P_c	=	0.000	kN
M_c	=	0.000	kN·m
P_c'	=	0.000	kN
M_c'	=	0.000	kN·m

Max (P_{Lf},P_c)	=	0.000	kN
Max (M_{Lf},M_c)	=	0.000	kN·m
Max (P_{Lf}',P_c')	=	0.000	kN
Max (M_{Lf}',M_c')	=	0.000	kN·m

Rp1	=	0.000	kN
Rp2	=	0.000	kN
Rp3	=	0.000	kN
Rp4	=	0.000	kN
Rp5	=	0.000	kN
Rp6	=	0.000	kN
Rp7	=	0.000	kN
Rp1'	=	0.000	kN
Rp2'	=	0.000	kN
Rp3'	=	0.000	kN
Rp4'	=	0.000	kN
Rp5'	=	0.000	kN
Rp6'	=	0.000	kN
Rp7'	=	0.000	kN

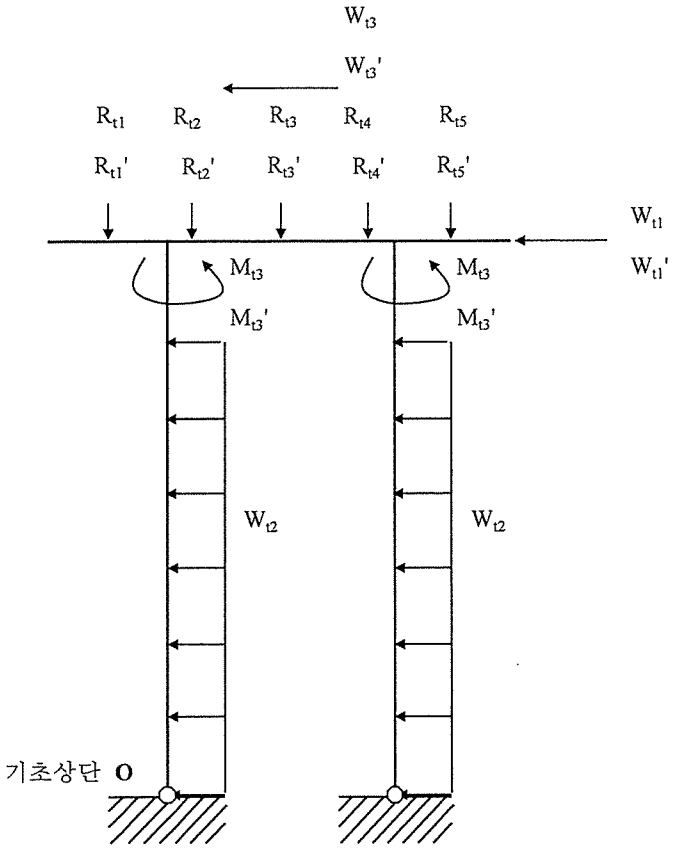
4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)



W_{n1}	=	13.500	kN
W_{n2}	=	5.040	kN/m
W_{n3}	=	388.022	kN
W_{n3}'	=	388.022	kN
M_{n3}	=	1929.358	kN·m
M_{n3}'	=	1929.358	kN·m

R_{n1}	=	98.094	kN
R_{n2}	=	58.856	kN
R_{n3}	=	19.619	kN
R_{n4}	=	-19.619	kN
R_{n5}	=	-58.856	kN
R_{n6}	=	-98.094	kN
R_{n7}	=	0.000	kN
R_{n1}'	=	46.211	kN
R_{n2}'	=	27.727	kN
R_{n3}'	=	9.242	kN
R_{n4}'	=	-9.242	kN
R_{n5}'	=	-27.727	kN
R_{n6}'	=	-46.211	kN
R_{n7}'	=	0.000	kN

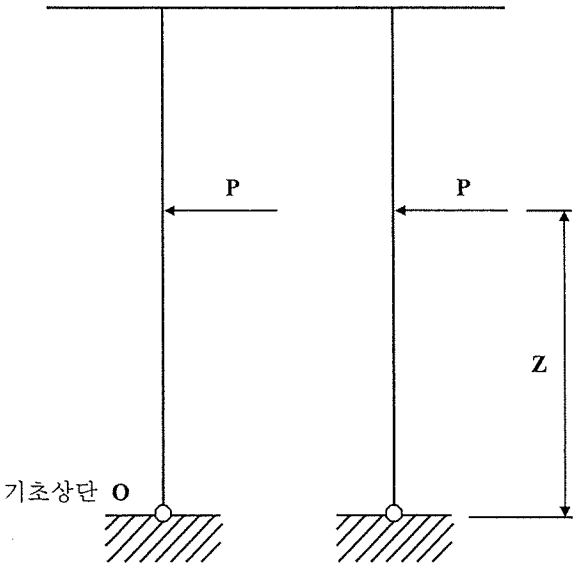
5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)



W_{t1}	=	6.750	kN
W_{t2}	=	2.520	kN/m
W_{t3}	=	264.812	kN
W_{t3}'	=	264.812	kN
M_{t3}	=	1173.381	kN·m
M_{t3}'	=	1173.381	kN·m

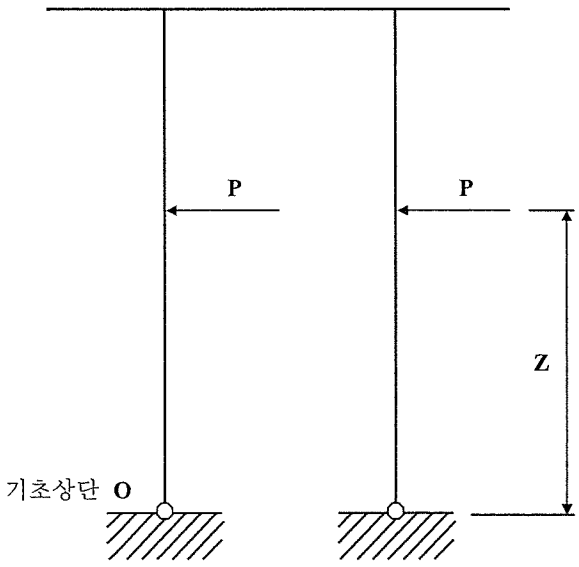
R_{t1}	=	87.762	kN
R_{t2}	=	52.657	kN
R_{t3}	=	17.552	kN
R_{t4}	=	-17.552	kN
R_{t5}	=	-52.657	kN
R_{t6}	=	-87.762	kN
R_{t7}	=	0.000	kN
R_{t1}'	=	45.456	kN
R_{t2}'	=	27.273	kN
R_{t3}'	=	9.091	kN
R_{t4}'	=	-9.091	kN
R_{t5}'	=	-27.273	kN
R_{t6}'	=	-45.456	kN
R_{t7}'	=	0.000	kN

6) 유 수 압 (L.C 6)



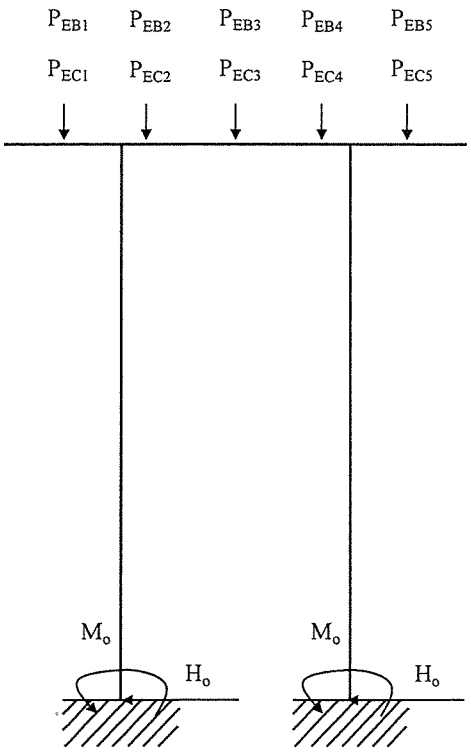
P	=	0	kN
Z	=	2.800	m

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	0	kN
Z	=	4.600	m

6) 지진하중 (L.C 6)



P_{EB1}	=	858.444	kN
P_{EB2}	=	515.067	kN
P_{EB3}	=	171.689	kN
P_{EB4}	=	-171.689	kN
P_{EB5}	=	-515.067	kN
P_{EB6}	=	-858.444	kN
P_{EB7}	=	0.000	kN
P_{EC1}	=	249.396	kN
P_{EC2}	=	149.638	kN
P_{EC3}	=	49.879	kN
P_{EC4}	=	-49.879	kN
P_{EC5}	=	-149.638	kN
P_{EC6}	=	-249.396	kN
P_{EC7}	=	0.000	kN

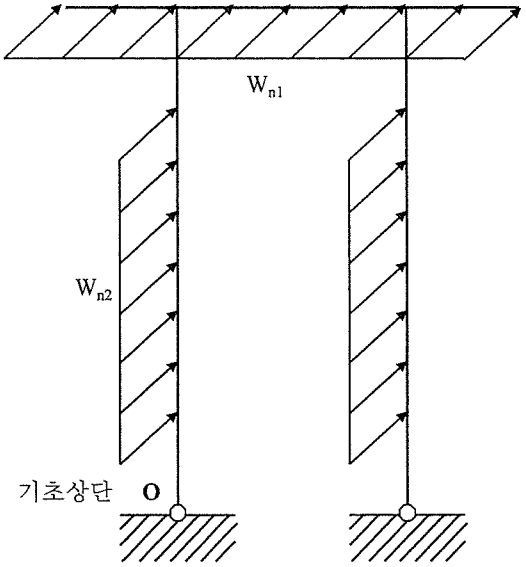
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

M_o= **20590.766** kN·m

H_o= **3693.224** kN

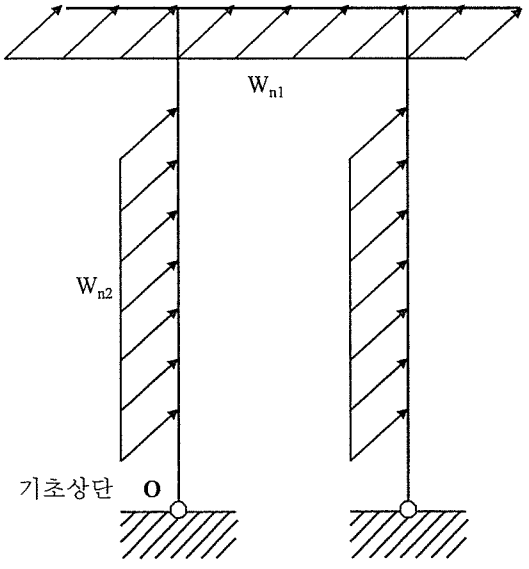
4.2.2 교축 방향

1) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 7)



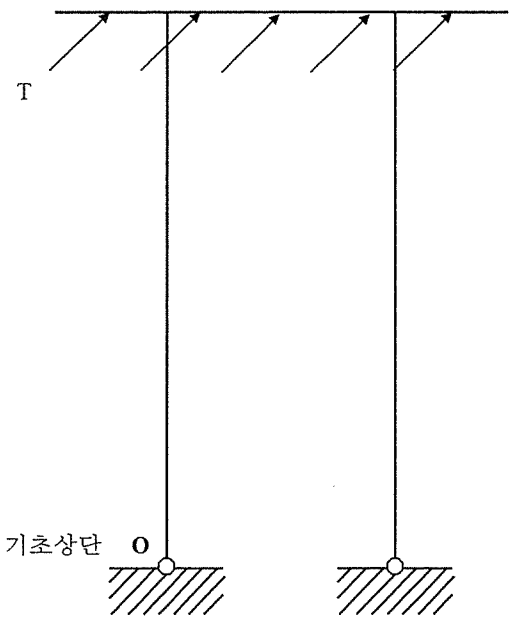
W_{n1}	=	4.346	kN/m
W_{n2}	=	5.040	kN/m

2) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 8)



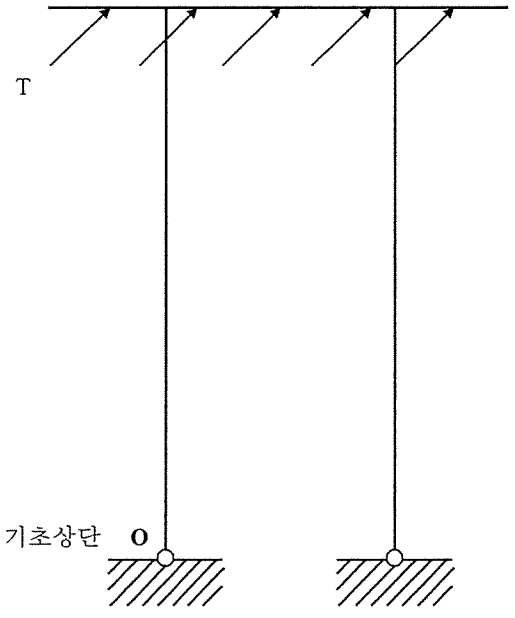
W_{n1}	=	2.173	kN/m
W_{n2}	=	2.520	kN/m

3) 시동 및 제동하중 (L.C 9)



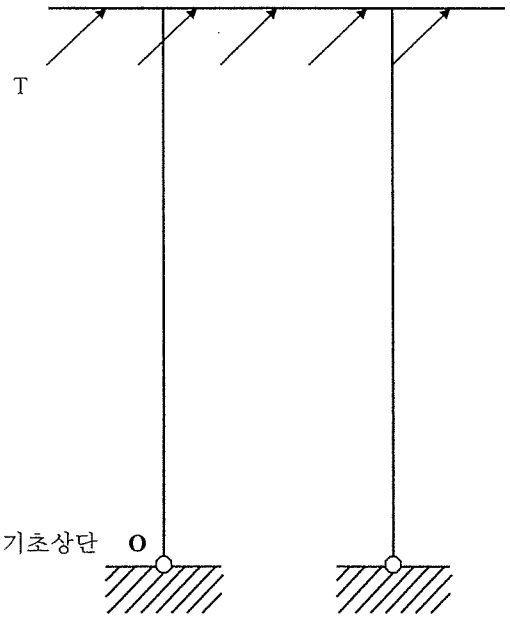
T (단선)	=	1155.000	kN
T (복선)	=	1855.000	kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 10)



T	=	538.920	kN

5) 교좌장치마찰에의한 수평력적용 (L.C 11)



T	=	1682.286	kN

7) 지진 하중 (L.C 13)

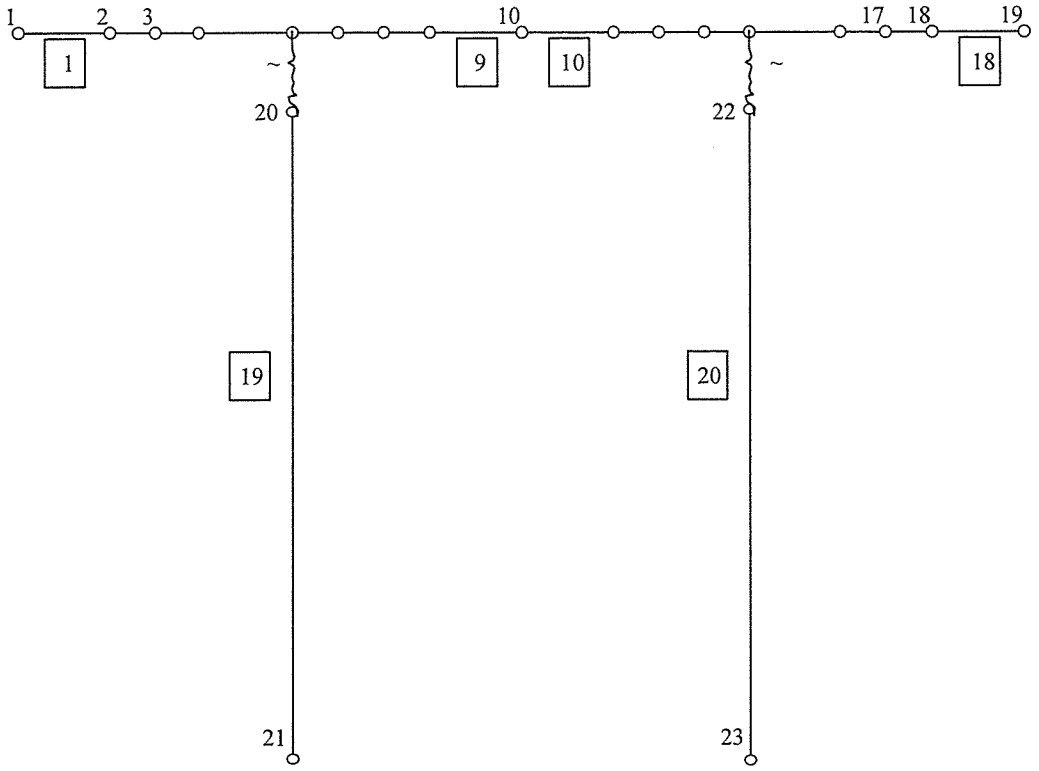
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

M_o= **47515.189** kN·m

H_o= **4086.935** kN

5. Modeling

5.1 해석 모델링



5.2 절점 좌표 1.4

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.00	0.00	12.00	14	7.76	0.00	12.00
2	1.08	0.00	12.00	15	8.72	0.00	12.00
3	1.20	0.00	12.00	16	9.00	0.00	12.00
4	1.30	0.00	12.00	17	10.24	0.00	12.00
5	1.46	0.00	12.00	18	10.40	0.00	12.00
6	2.70	0.00	12.00	19	10.50	0.00	12.00
7	2.99	0.00	12.00	20	10.63	0.00	12.00
8	3.94	0.00	12.00	21	11.70	0.00	12.00
9	4.10	0.00	12.00	22	2.70	0.00	10.50
10	4.90	0.00	12.00	23	2.70	0.00	0.00
11	5.85	0.00	12.00	24	9.00	0.00	10.50
12	6.81	0.00	12.00	25	9.00	0.00	0.00
13	7.60	0.00	12.00				

5.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(㎡)	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	Element
①	3.000	1.000	3.000	2.250000	0.250000	1, 2, 17, 18
②	3.000	1.500	4.500	3.375000	0.843750	3 ~ 16
③	2.800	0.000	6.158	3.017186	3.017186	19
④	2.800	0.000	6.158	3.017186	3.017186	20
⑤						

6. 하중조합

6.1 COPING

1) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

구분	고정하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한하중	지진하중	비고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때				
comb 1	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	
comb 2	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	
comb 3	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	
comb 4	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	
comb 5	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	
comb 6	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	
comb 7	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	
comb 8	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	
comb 9	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	
comb 10	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	
comb 11	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	
comb 12	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	
comb 13	1.00	-	0.96	-	-	-	-	-	-	1.00	지진시

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

구분	고정하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한하중	비고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때			
comb 21	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-
comb 22	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-
comb 23	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-
comb 24	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-
comb 25	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-
comb 26	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-
comb 27	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-
comb 28	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-
comb 29	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-

6.2 기둥 및 기초상면

1) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

하중경우	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대일종하중	교좌장치마찰에의한수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
comb 41	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 42	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 43	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 44	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 45	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
comb 46	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 47	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 48	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 49	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 50	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.6
comb 51	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 52	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 53	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 54	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 55	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	1.20	-	8.3.10
comb 56	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	0.30	8.3.8
comb 57	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	0.30	-	-	-	-	-	1.00	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.96=(1/(1+충격계수))

2) 하중조합에 의한 단면력 (최소축하중, 최대편심)

하중경우	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대일종하중	교좌장치마찰에의한수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
comb 61	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 62	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 63	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 64	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 65	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
comb 66	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 67	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 68	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 69	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 70	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.6
comb 71	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 72	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 73	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 74	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 75	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	1.20	-	8.3.10
comb 76	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	0.30	8.3.8
comb 77	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	0.30	-	-	-	-	-	1.00	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.96=(1/(1+충격계수))

3) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중-충격 고려)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	교좌장치마찰에의한수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
combo 81	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 82	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 83	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
combo 84	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 85	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 86	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 87	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 88	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.6
combo 89	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 90	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 91	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 92	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 93	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.10

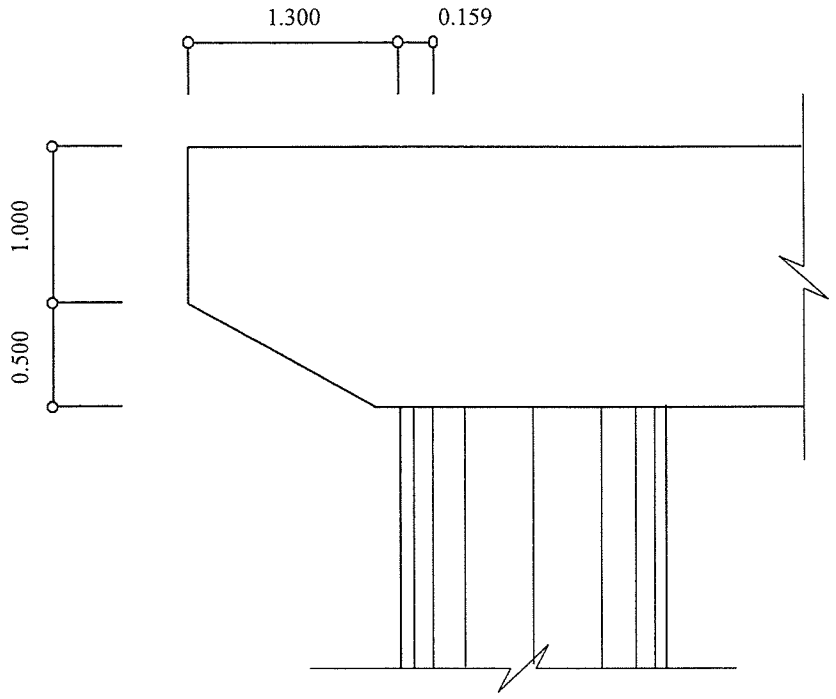
4) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중-충격 미고려)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 미고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	교좌장치마찰에의한수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
combo 101	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 102	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 103	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
combo 104	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 105	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 106	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 107	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 108	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.6
combo 109	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 110	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 111	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 112	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 113	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.10

7. 단면력 집계

7.1 COPING

; 원형기둥을 포함하는 경우는 정사각형 기둥단면으로 치환한 위치에서 검토한다.



1) 단면력 집계

ELEMENT	모멘트		전단력	비고
	극한하중	사용하중		
Max(5, 15)	2802.620	2060.420	7128.930	캔틸레버부
Max(8, 12)	2235.800	1656.150	6708.760	코핑 단부
Max(9~10)	5209.880	3624.590	705.720	코핑 중앙부

다) 적용 하중

ELEMENT	모멘트		전단력	비고
	극한하중	사용하중		
Max(5, 15)	2802.620	2060.420	7128.930	캔틸레버부
Max(8, 12)	2235.800	1656.150	6708.760	코핑 단부
Max(9~10)	5209.880	3624.590	705.720	코핑 중앙부

◈ a/d < 1.0 보다 작으면 Corbel검토

a = M/V

◈ 캔틸레버구간에서는 Corbel에 대한 전단설계를 병행하여 상호 만족하게 설계함

7.2 기둥부

1) 단면력 집계

구분		하중조합	연직력 (A_x)	교축직각방향		교축방향	
				수평력(S_z)	모멘트(M_y)	수평력(S_y)	모멘트(M_z)
			(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
부재 19	최대축력	COMB43	23862.740	1.340	122.240	11.130	2643.170
	최소축력	COMB65	8680.720	530.630	1653.890	38.480	1194.010
	최대모멘트(M_y)	COMB65	9947.940	602.070	4292.800	109.920	414.890
	최대모멘트(M_z)	COMB71	15018.960	401.280	3008.020	3253.890	37230.200
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	13609.241	3693.330	20919.024	1224.027	12670.180
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	13609.241	1108.230	6506.024	4084.227	45930.680
부재 20	최대축력	COMB43	23111.940	1.340	112.920	11.130	2672.330
	최소축력	COMB65	6271.230	535.250	1685.740	30.160	1117.580
	최대모멘트(M_y)	COMB45	14090.770	608.920	4318.760	101.460	1312.800
	최대모멘트(M_z)	COMB71	12594.040	394.270	2983.990	3228.940	37197.500
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	13609.241	3693.330	20919.024	1224.027	12670.180
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	13609.241	1108.230	6506.024	4084.227	45930.680

다) 적용 하중

구분		하중조합	연직력 (A_x)	교축직각방향		교축방향	
				수평력(S_z)	모멘트(M_y)	수평력(S_y)	모멘트(M_z)
			(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
기둥	최대축력	COMB43	23,863	1	122	11	2,643
	최소축력	COMB65	6,271	535	1,686	30	1,118
	최대모멘트(M_y)	COMB45	14,091	609	4,319	101	1,313
	최대모멘트(M_z)	COMB71	15,019	401	3,008	3,254	37,230
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	13,609	3,693	20,919	1,224	12,670
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	13,609	1,108	6,506	4,084	45,931

8. 코핑 단면 검토

8.1 캔틸레버부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
3000.00	1500.00	1350.00	150.00	2802.620	7128.930	2060.420

▣ 시점측 : L_n = 384.00 mm

L_n / D = 384.00 / 1350.00 = 0.284 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 384.00 mm

L_n / D = 384.00 / 1350.00 = 0.284 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 23308.200 mm^2 [사용률 3.996]

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

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.02478 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 5832.588 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 97907.18 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 14175.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 7776.78 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

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

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 10816.470 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 2802.620 kN · m) [사용률 = 3.859] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

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

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 3000.0 × 1350.00 / 1000 = 3142.56 kN

ΦV_c = 3142.56 < Vu = 7128.930 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

$\Phi V_{max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}}/6) \cdot b_w \cdot d =$ 15712.791 kN > 7128.930 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

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

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

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

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 3000 × 200.00 = 1500.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 22 사용, A_h = 6 × 387.100 = 2322.600 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 3000 × 200.00 = 900.000 mm^2

∴ **H22 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-ln/d)/12\} f_y \times d$ = 5182.093 kN

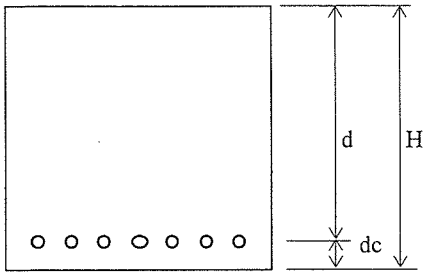
▣ 전단강도검토

V_u = 7128.930 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 3142.56 + 5182.093 = 8324.651 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	3000.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	2060.420	kN· m,	A_s =	23308.200	mm^2
N =	23		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 332.654 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 71.340 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 74.847 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 833.403 mm

최외단철근 평균배근간격; 3000 / 23 = 130.4 mm < 833 mm **O.K!!**

8.2 코핑 단부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
3000.00	1500.00	1350.00	150.00	2235.800	6708.760	1656.150

▣ 시점측 : L_n = 3941.00 mm

L_n / D = 3941.00 / 1350.00 = 2.919 < 4 ∴**DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 3941.00 mm

L_n / D = 3941.00 / 1350.00 = 2.919 < 4 ∴**DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 23308.200 mm^2 [사용률 5.021]

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

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.02478 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 4642.144 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 97907.18 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 14175.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 6189.53 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

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

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 10816.470 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 2235.800 kN · m) [사용률 = 4.838] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

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

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 3000.0 × 1350.00 / 1000 = 3142.56 kN

ΦV_c = 3142.56 < V_u = 6708.760 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

$\Phi V_{max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d =$ 15712.791 kN > 6708.760 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

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

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

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

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 3000 × 200.00 = 1500.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 22 사용, A_h = 6 × 387.100 = 2322.600 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 3000 × 200.00 = 900.000 mm^2

∴ **H22 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+\ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-\ln/d)/12\} f_y \times d$ = 4877.934 kN

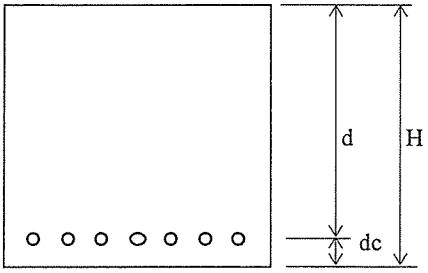
▣ 전단강도검토

V_u = 6708.760 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 3142.56 + 4877.934 = 8020.492 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	3000.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	1656.150	kN· m,	A_s =	23308.200	mm^2
N =	23		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 332.654 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 57.343 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 60.161 MPa

- 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 1047.188 mm

최외단철근 평균배근간격; 3000 / 23 = 130.4 mm < 1047 mm **O.K!!**

8.3 코핑 중앙부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
3000.00	1500.00	1400.00	100.00	5209.880	705.720	3624.590

▣ 시점측 : L_n = 3818.00 mm

L_n / D = 3818.00 / 1400.00 = 2.727 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 3818.00 mm

L_n / D = 3818.00 / 1400.00 = 2.727 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	29	-	23	EA	=	14775.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 14775.200 mm^2 [사용률 1.401]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 77.256 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.04245 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 10544.703 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 101533.37 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 14700.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 14059.60 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 77.256 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 7241.236 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 5209.880 kN · m) [사용률 = 1.390] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 3000.0 × 1400.00 / 1000 = 3258.95 kN

ΦV_c= 3258.95 > V_u = 705.720 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

$\Phi V_{max} =$ $\Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}}/6) \cdot b_w \cdot d =$ 16294.746 kN > 705.720 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

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

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

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

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (280) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1400.0 / 5 = 280.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 3000 × 200.00 = 1500.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA S = 200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (280) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1400.0 / 5 = 280.000 mm

H 22 사용, Ah = 6 × 387.100 = 2322.600 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 3000 × 200.00 = 900.000 mm^2

∴ **H22 - 6 EA S = 200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-ln/d)/12\} f_y \times d$ = 5081.597 kN

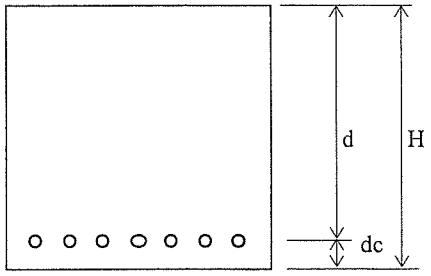
▣ 전단강도검토

V_u = 705.720 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 3258.95 + 5081.597 = 8340.546 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	3000.00	mm ,
d =	1400.00	mm,	d_c =	100.00	mm ,
M_o =	3624.590	kN· m,	A_s =	14775.200	mm^2
N =	23		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 278.126 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 187.652 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 187.652 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 205.910 mm

최외단철근 평균배근간격; 3000 / 23 = 130.4 mm < 206 mm **O.K!!**

8.4 지점부 (corbel 검토)

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
3000.00	1500.00	1350.00	150.00	2802.620	7128.930	2060.420

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

V_u = 7128.930 kN

M_u = 2802.620 kN·m

나) corbel 판정

$a = M_u / V_u$ = 2802.620 / 7128.930 = 0.393 m

d = 1.500 - 0.150 = 1.350 m

a / d = 0.393 / 1.350 = 0.291 < 1 ∴ **corbel로 검토**

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

V_u = 7128.930 kN

N_u = 0.2 × V_u = 0.2 × 7128.930 = 1425.786 kN

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

= 2802.620 + 1425.786 × (1.500 - 1.350)

= 3016.488 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n\,max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \,,\, 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3000.00 \times 1350.00 = 24300.000$ kN

$\le 5.6 \times 3000.00 \times 1350.00 = 22680.000$ kN

$\Phi V_{n\,max} = 0.75 \times 22680.00 = 17010.000$ kN

$\Phi V_{n\,max} = 17010.000$ kN $>$ $Vu = 7128.930$ kN $\therefore$ **O.K!!**

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

$= 7128930.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 16973.643$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 3016.488$ kN·m

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

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

$$= \frac{39.523}{0.005} = 7558.765 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 1425.786$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times f_y) = 1425.786 / (0.75 \times 400)$

$= 4752.620$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 7558.765 + 4752.620 = 12311.385 ㎟

$\geq$ 2/3 16973.643 + 4752.620 = 16068.382 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 3000.000 × 1350.000 = 12150.000 ㎟

$\therefore$ A_s = 16068.382 ㎟

Use A_s (1단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 23308.200 mm^2 [사용률 1.451]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

A_h = 0.5 × (A_s - A_n) = 0.5 × (16068.382 - 4752.620)

= 5657.881 ㎟

Use	**H**	**22**	-	**6**	EA	×	**4**	단	=	9290.400	mm^2

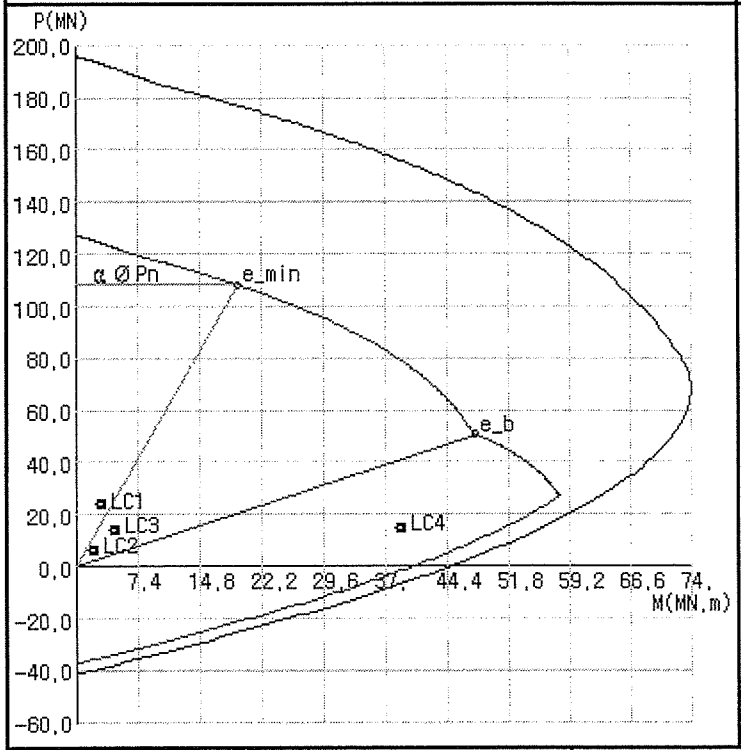
$\therefore$ **O.K!!**

9. 기둥단면 검토

9.1 상시

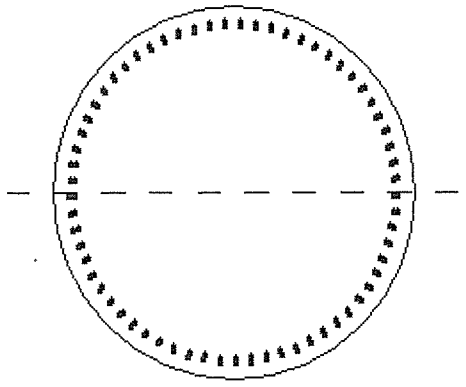
▣ P - M 상관도 (상시)

검토단면 : P5(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	=	12000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	2.10
ρ	=	1.677 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 178.499 mm

ØPmin = 108114.500 KN

ØMmin = 19298.310 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 943.642 mm

ØPb = 50583.610 KN

ØMb = 47732.800 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 103246.000 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') : 141.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2800.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 12000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H32 × 65ea = 51623.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H32 × 65ea = 51623.0 ㎟ (dc = 157.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 103246.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 23862.740 KN

계수모멘트(X) : Mux = 122.240 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 122.240 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 2643.170 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 2643.170 KN·m

X축 세장비 : λx = 20.6
Y축 세장비 : λy = 36.0

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 = 1.066

X축 확대모멘트 : δMux = 122.240 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 2816.859 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 2819.510 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 87.515 °

최 소 편 심 : e_min = 178.52 mm
작 용 편 심 : e = 118.16 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1594.925 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73781.023 + 15690.258 + -11950.753 = 77520.530 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.543 + 14320.800 + 12352.327 = 73164.670 KN·m

평 형 편 심 : eb = 943.81 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65253
평 형 축 하 중 : ØPb = 50584.71 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47742.37 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.677 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 166330.100 KN
Mn = αPn × e_min = 29693.314 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 108114.540 KN ≥ Pu = 23862.740 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 19300.654 KN·m ≥ Mu = 2819.510 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 6271.230 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1685.740 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 1685.740 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 1117.580 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 1117.580 KN·m

X축 세장비 : λx = 20.6
Y축 세장비 : λy = 36.0

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 = 1.016

X축 확대모멘트 : δMux = 1685.740 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 1135.988 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 2032.779 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 33.975 °

최 소 편 심 : e_min = 178.53 mm
작 용 편 심 : e = 324.14 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1595.399 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73780.180 + 15671.153 + -11947.609 = 77503.730 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.415 + 14318.801 + 12348.103 = 73158.320 KN·m

평 형 편 심 : eb = 943.93 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65249
평 형 축 하 중 : ØPb = 50570.44 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47735.11 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2459.682 mm 로 가정하면...

e' = Mn/Pn = 324.144 mm ≒ e = 324.144 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.677 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000262 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 123589.403 + 21632.315 + -604.895 = 144616.800 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 32150.153 + 13988.271 + 738.183 = 46876.610 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00026
εt = 0.00026 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 94000.932 KN ≥ Pu = 6271.230 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 30469.794 KN·m ≥ Mu = 2032.779 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 14090.770 KN

계수모멘트(X) : Mux = 4318.760 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 4318.760 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 1312.800 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 1312.800 KN·m

X축 세장비 : λx = 20.6
Y축 세장비 : λy = 36.0

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 = 1.038

X축 확대모멘트 : δMux = 4318.760 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 1362.405 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 4528.558 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 17.508 °

최 소 편 심 : e_min = 178.52 mm

작 용 편 심 : e = 321.38 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1595.398 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73780.276 + 15670.274 + -11947.087 = 77503.460 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.361 + 14318.710 + 12348.031 = 73158.100 KN·m

평 형 편 심 : eb = 943.93 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65248
평 형 축 하 중 : ØPb = 50569.70 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47734.43 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2465.798 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 321.385 mm ≒ e = 321.385 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.677 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000254 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 123912.316 + 21682.943 + -576.359 = 145018.900 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 31937.396 + 13965.447 + 704.012 = 46606.860 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00025
εt = 0.00025 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 94262.282 KN ≥ Pu = 14090.770 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 30294.455 KN·m ≥ Mu = 4528.558 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15018.960 KN

계수모멘트(X) : Mux = 3008.020 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 3008.020 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 37230.200 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 37230.200 KN·m

X축 세장비 : λx = 20.6
Y축 세장비 : λy = 36.0

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 = 1.040

X축 확대모멘트 : δMux = 3008.020 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 38733.387 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 38850.012 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 85.559 °

최 소 편 심 : e_min = 178.50 mm
작 용 편 심 : e = 2586.73 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1594.766 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73779.372 + 15702.035 + -11947.152 = 77534.270 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.433 + 14320.406 + 12352.707 = 73164.550 KN·m

평 형 편 심 : eb = 943.64 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6524
평 형 축 하 중 : ØPb = 50583.61 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47732.80 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 924.557 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2586.731 mm ≒ e = 2586.731 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.677 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..

순인장변형률 $\varepsilon t = 0.005674 \geq 0.004$ ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 35314.647 + 10782.978 + -22406.537 = 23691.090 KN

Mn = Mc + Ms + Mt = 33360.714 + 11690.588 + 16231.174 = 61282.470 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 $\varepsilon t = 0.00567$

$0.005 \leq \varepsilon t = 0.00567$ -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900

설계축하중강도 : ØPn = 21321.979 KN ≥ Pu = 15018.960 KN ∴ O.K

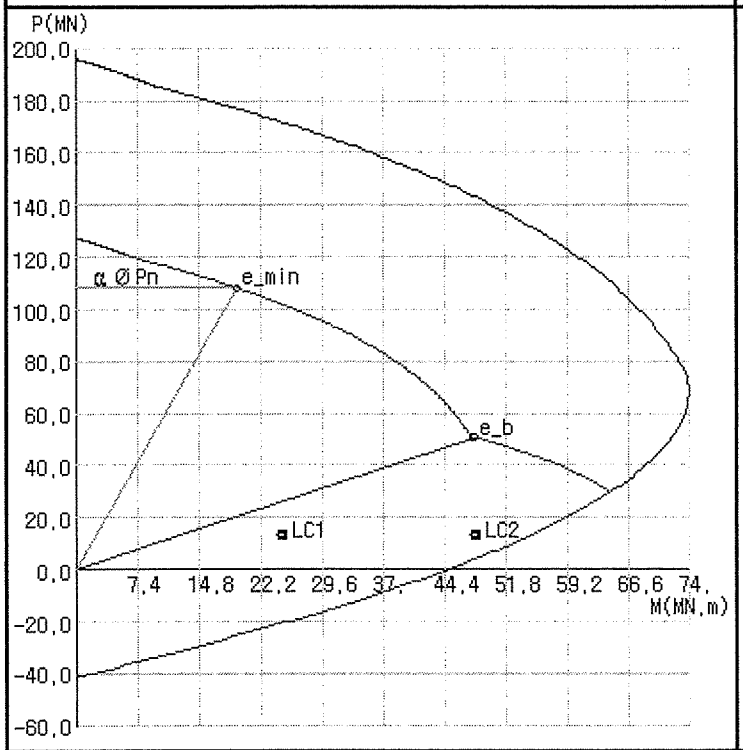
설 계 휨 강 도 : ØMn = 55154.227 KN·m ≥ Mu = 38850.012 KN·m ∴ O.K

9. 기둥단면 검토

9.2 지진시

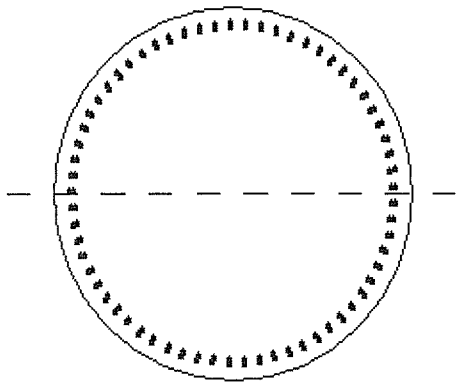
▣ P - M 상관도 (지진시)

검토단면 : P5(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	=	12000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	2.10
ρ	=	1.677 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 178.524 mm

ØPmin = 108114.500 KN

ØMmin = 19301.060 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 943.949 mm

ØPb = 50647.290 KN

ØMb = 47808.470 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 103246.000 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') : 141.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2800.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 12000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H32 × 65ea = 51623.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H32 × 65ea = 51623.0 ㎟ (dc = 157.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 103246.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13609.241 KN

계수모멘트(X) : Mux = 20919.024 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 20919.024 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 12670.180 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 12670.180 KN·m

X축 세장비 : λx = 20.6
Y축 세장비 : λy = 36.0

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 = 1.036

X축 확대모멘트 : δMux = 20919.024 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 13131.977 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 24699.279 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 32.119 °

최 소 편 심 : e_min = 178.51 mm
작 용 편 심 : e = 1814.89 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1595.397 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73780.219 + 15689.181 + -11946.150 = 77523.250 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.412 + 14320.089 + 12347.906 = 73159.410 KN·m

평 형 편 심 : eb = 943.71 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65346
평 형 축 하 중 : ØPb = 50658.18 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47806.60 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1102.213 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1814.89 mm ≒ e = 1814.89 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.677 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00428 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 45017.797 + 12178.399 + -19907.003 = 37289.190 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 38716.142 + 12674.953 + 16284.699 = 67675.790 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00428
εy = 0.002 < εt = 0.00428 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.916
설계축하중강도 : ØPn = 34157.533 KN ≥ Pu = 13609.241 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 61992.173 KN·m ≥ Mu = 24699.279 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13609.241 KN

계수모멘트(X) : Mux = 6506.024 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 6506.024 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 45930.680 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 45930.680 KN·m

X축 세장비 : λx = 20.6
Y축 세장비 : λy = 36.0

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 = 1.036

X축 확대모멘트 : δMux = 6506.024 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 47604.740 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 48047.264 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 82.218 °

최 소 편 심 : e_min = 178.52 mm
작 용 편 심 : e = 3530.49 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1595.345 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73780.069 + 15670.590 + -11947.728 = 77502.940 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.479 + 14318.803 + 12348.548 = 73158.830 KN·m

평 형 편 심 : eb = 943.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65349

평 형 축 하 중 : ØPb = 50647.29 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47808.47 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 824.175 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 3530.488 mm ≒ e = 3530.488 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.677 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006736 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 30022.464 + 9884.681 + -23840.058 = 16067.090 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 29822.993 + 10974.206 + 15927.462 = 56724.660 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00674
0.005 ≤ εt = 0.00674 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 16067.087 KN ≥ Pu = 13609.241 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 56724.661 KN·m ≥ Mu = 48047.264 KN·m ∴ O.K

9.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 4231.913 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2800}{2} - 32\right) = 870.9 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{2800}{2} + 870.896 = 2270.9 \text{ mm}$$

$Vn = Vmax / \Phi = 4231.913 / 1 = 4231.913$ KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{} 30.00 \times 2800.0 \times 2270.896 / 1000 = 5804.500$ KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d$ =	5804.500 KN	>	Vn =	4231.913 KN
$1/2 \times Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d \times 1/2$ =	2902.250 KN	<	Vn =	4231.913 KN

∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 300.0 mm

· Req. As

- 0.35 bw s / fy = 735.00 ㎟ (최소전단철근 필요시)
- Vs s / (ϕv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ (전단철근 필요시)

∴ USE Av = H 22 × 2 ea = 774.200 ㎟

774.200 ㎟ > 735.000 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4	=	700.000	중 작은값이므로 192.000 mm 를 초과하지 않아야 한다.
축방향 철근지름의 6배	=	192.000	

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수	=	2800.000	
· 기둥 순높이의 1/6	=	1750.000	중 큰값이므로 2800.000 mm 이상 설치한다.
· 45 cm 이상	=	450.000	

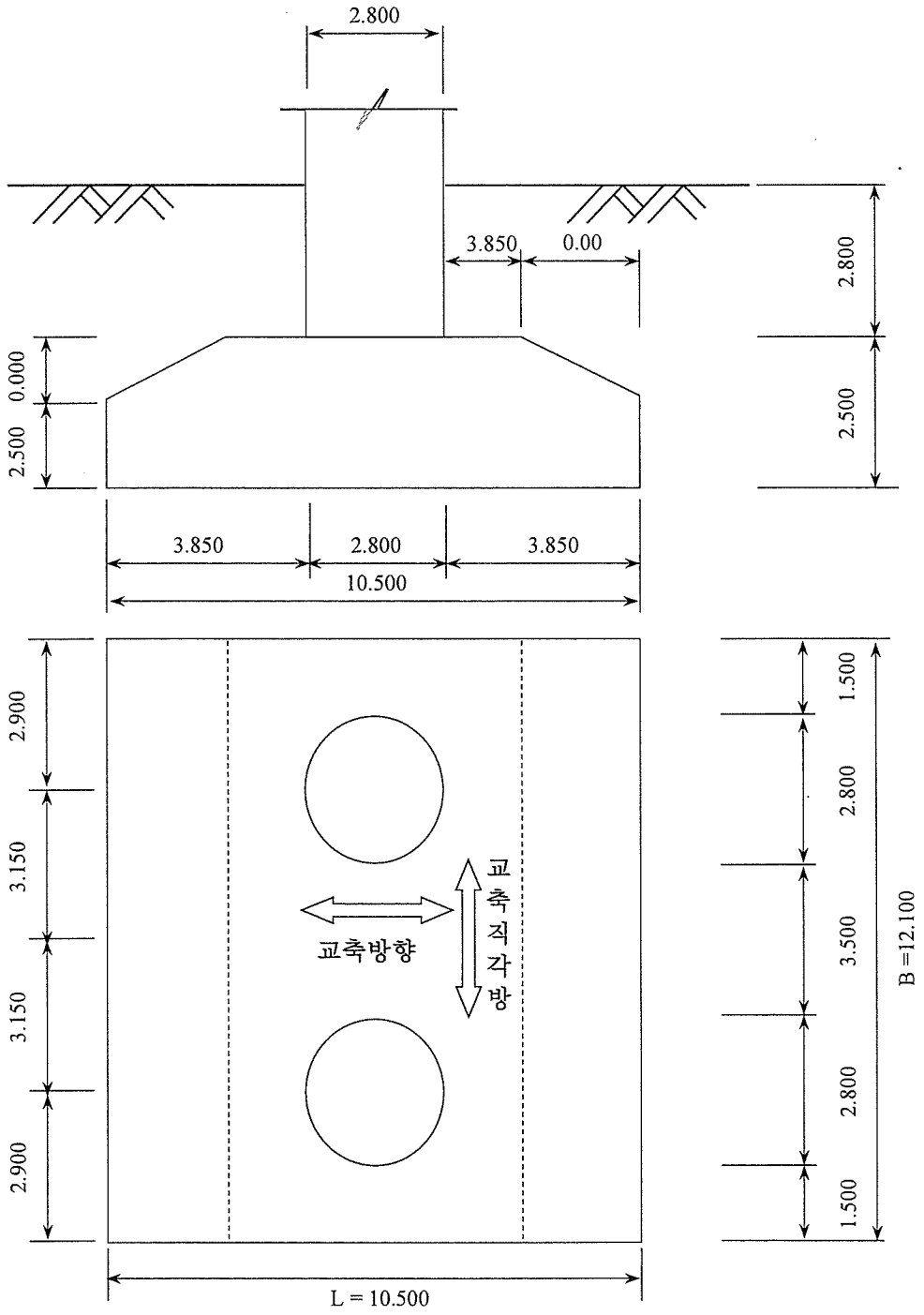
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장	=	1400.000	중 큰값이므로 1400.000 mm 이상 설치한다.
· 38 cm 이상	=	380.000	

10. PILE의 단면력 산정

10.1 사용하중산정 (충격 미포함)

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

(10.5 × 2.5 × 12.1 - 0.0 × 0.0 × 12.1) × 24.5 = 7781.813 kN

나) 흙의 자중

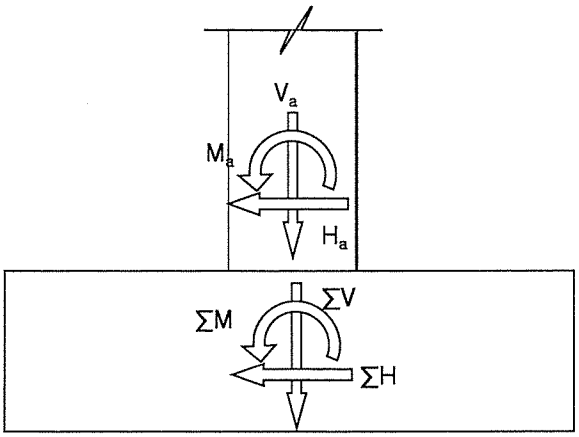
{(10.5 × 12.1 - 2 × π × 2.8^2 / 4) ×
2.8 + 0.0 × 0.0 × 12.1 } × 19.0 = 6103.900 kN

다) 기초+흙의 자중

$\sum V_2$ = 7781.813 + 6103.900 = 13885.713 kN

2) 기초저면 중심에서의 작용하중 산정

가) 교축방향



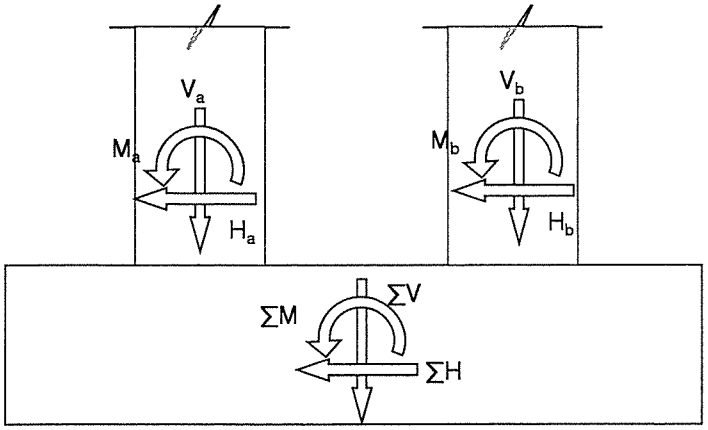
$V_1 = V_a + V_b$ V_2 = 기초 및 흙의 자중

$\Sigma H = H_1$ (평상시) $\Sigma H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)

$\Sigma V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

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

나) 교축직각방향



$V_1 = V_a + V_b$ V_2 = 기초 및 흙의 자중

$\Sigma H = H_a + H_b$ (평상시) $\Sigma H = H_a + H_b + K_h \times V_2$ (지진시)

$\Sigma V = V_1 + V_2$

$\Sigma M = M_a + M_b + \Sigma V \times e + \Sigma H \times h$

3) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축 직각 방향	최대축력	수평력(F_x)	294.468	0.422	294.890	
		수직력(F_z)	15314.036	14196.857	29510.894	
		모멘트(M_y)	2216.634	71.976	2288.610	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	444.467	450.913	895.380	
		수직력(F_z)	11824.837	10033.141	21857.977	
		모멘트(M_y)	3175.681	3198.507	6374.188	
	지진시	수평력(F_x)	3693.330	3693.330	7386.659	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축 방향	최대축력	수평력(F_y)	1514.655	6.673	1521.328	
		수직력(F_z)	15314.036	14196.857	29510.894	
		모멘트(M_x)	16180.168	1719.744	17899.912	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	2355.798	2337.672	4693.470	
		수직력(F_z)	15314.036	13529.921	28843.957	
		모멘트(M_x)	26273.884	26250.131	52524.015	
	지진시	수평력(F_y)	4084.227	4084.227	8168.455	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1.23

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축 직각 방향	최대축력	수평력(F_x)	294.468	0.422	294.890	
		수직력(F_z)	15314.036	14196.857	29510.894	
		모멘트(M_y)	2216.634	71.976	2288.610	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	444.467	450.913	895.380	
		수직력(F_z)	11824.837	10033.141	21857.977	
		모멘트(M_y)	3175.681	3198.507	6374.188	
	지진시	수평력(F_x)	3693.330	3693.330	7386.659	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축 방향	최대축력	수평력(F_y)	1514.655	6.673	1521.328	
		수직력(F_z)	15314.036	14196.857	29510.894	
		모멘트(M_x)	16180.168	1719.744	17899.912	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	2355.798	2337.672	4693.470	
		수직력(F_z)	15314.036	13529.921	28843.957	
		모멘트(M_x)	26273.884	26250.131	52524.015	
	지진시	수평력(F_y)	4084.227	4084.227	8168.455	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1.23

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직방향	축력최대	294.890	43396.607	6540.960	0.081	
	모멘트최대	895.380	35743.690	14260.141	0.158	
	지진시	7386.659	41104.195	53966.455	0.000	
교축방향	축력최대	1521.328	43396.607	21703.233		
	모멘트최대	4693.470	42729.670	64257.690		
	지진시	8168.455	41104.195	64244.745		

10.2 기초단면검토용 사용하중 산정 (충격 포함)

1) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축 직각 방향	최대축력	수평력(F_x)	295.729	0.839	296.567	
		수직력(F_z)	15581.151	14444.962	30026.114	
		모멘트(M_y)	2223.989	70.578	2294.567	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	444.467	450.913	895.380	
		수직력(F_z)	11824.837	10033.141	21857.977	
		모멘트(M_y)	3175.681	3198.507	6374.188	
	지진시	수평력(F_x)	3693.330	3693.330	7386.659	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축 방향	최대축력	수평력(F_y)	1514.937	6.954	1521.892	
		수직력(F_z)	15581.151	14444.962	30026.114	
		모멘트(M_x)	16230.442	1670.208	17900.650	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	2356.080	2337.390	4693.470	
		수직력(F_z)	15581.151	13778.026	29359.177	
		모멘트(M_x)	26324.158	26299.667	52623.825	
	지진시	수평력(F_y)	4084.227	4084.227	8168.455	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1.23

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축 직각 방향	최대축력	수평력(F_x)	295.729	0.839	296.567	
		수직력(F_z)	15581.151	14444.962	30026.114	
		모멘트(M_y)	2223.989	70.578	2294.567	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	444.467	450.913	895.380	
		수직력(F_z)	11824.837	10033.141	21857.977	
		모멘트(M_y)	3175.681	3198.507	6374.188	
	지진시	수평력(F_x)	3693.330	3693.330	7386.659	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축 방향	최대축력	수평력(F_y)	1514.937	6.954	1521.892	
		수직력(F_z)	15581.151	14444.962	30026.114	
		모멘트(M_x)	16230.442	1670.208	17900.650	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	2356.080	2337.390	4693.470	
		수직력(F_z)	15581.151	13778.026	29359.177	
		모멘트(M_x)	26324.158	26299.667	52623.825	
	지진시	수평력(F_y)	4084.227	4084.227	8168.455	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1.23

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직방향	축력최대	296.567	43911.827	6636.755	0.082	
	모멘트최대	895.380	35743.690	14260.141	0.158	
	지진시	7386.659	41104.195	53966.455	0.000	
교축방향	축력최대	1521.892	43911.827	21705.379		
	모멘트최대	4693.470	43244.890	64357.500		
	지진시	8168.455	41104.195	64244.745		

10.3 계수하중산정

1) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	1.342	1.342	2.684	
		수직력(F_z)	23862.744	23111.940	46974.684	
		모멘트(M_y)	122.240	112.924	235.164	
	최대모멘트	수평력(F_x)	602.073	608.918	1210.991	
		수직력(F_z)	9947.937	14090.767	24038.703	
		모멘트(M_y)	4292.803	4318.760	8611.563	
	지진시	수평력(F_x)	3693.330	3693.330	7386.659	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	11.127	11.127	22.254	
		수직력(F_z)	23862.744	23111.940	46974.684	
		모멘트(M_x)	2643.171	2672.333	5315.504	
	최대모멘트	수평력(F_y)	3253.891	3228.935	6482.827	
		수직력(F_z)	15018.962	12594.040	27613.002	
		모멘트(M_x)	37230.199	37197.496	74427.695	
	지진시	수평력(F_y)	4084.227	4084.227	8168.455	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1.23

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	1.342	1.342	2.684	
		수직력(F_z)	23862.744	23111.940	46974.684	
		모멘트(M_y)	122.240	112.924	235.164	
	최대모멘트	수평력(F_x)	602.073	608.918	1210.991	
		수직력(F_z)	9947.937	14090.767	24038.703	
		모멘트(M_y)	4292.803	4318.760	8611.563	
	지진시	수평력(F_x)	3693.330	3693.330	7386.659	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	11.127	11.127	22.254	
		수직력(F_z)	23862.744	23111.940	46974.684	
		모멘트(M_x)	2643.171	2672.333	5315.504	
	최대모멘트	수평력(F_y)	3253.891	3228.935	6482.827	
		수직력(F_z)	15018.962	12594.040	27613.002	
		모멘트(M_x)	37230.199	37197.496	74427.695	
	지진시	수평력(F_y)	4084.227	4084.227	8168.455	
		수직력(F_z)	13609.241	13609.241	27218.482	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1.23

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.6 인경우 , 평상시)

∑= 13885.713 × 1.6 = 22217.141 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.35 인경우 , 평상시)

∑= 13885.713 × 1.35 = 18745.713 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.0 인경우 , 지진시)

∑= 13885.713 × 1.0 = 13885.713 kN

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직방향	축력최대	2.684	69191.824	2594.396	0.034	
	모멘트최대	1210.991	42784.416	24688.287	0.305	
	지진시	7386.659	49435.623	53966.455	0.000	
교축방향	축력최대	22.254	69191.824	5371.140		
	모멘트최대	6482.827	49830.143	90634.762		
	지진시	8168.455	49435.623	64244.745		

11. 기초의 안전성 검토

11.1 기초의 작용하중 정리

1) 교축직각방향

기초저면_(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
축력최대	294.890	43396.607	6540.960	0.151	
모멘트최대	895.380	35743.690	14260.141	0.399	
지진시	7386.659	41104.195	53966.455	1.313	

2) 교축방향

기초저면_(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
축력최대	1521.328	43396.607	21703.233	0.500	
모멘트최대	4693.470	42729.670	64257.690	1.504	
지진시	8168.455	41104.195	64244.745	1.563	

11.2 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 L/B = 1.0 + 0.3 × 12.100 / 10.500 = 1.346 m (∵ L < B)

β= 0.5 - 0.1 L/B = 0.5 - 0.1 × 12.100 / 10.500 = 0.385 m (∵ L < B)

q = γ2 × Df = 19.0 × 2.500 = 47.500 kN/m²

Φ= 15+√15N = 15 + √15 × 50 = 42.386 ° ≒ 42 °

C = 0

지지력계수 Nc = 95.70 Nq = 81.30 Nr = 100.40

1) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 12.100 - 2 × 0.399 = 11.302 m

L'= L - 2el = 10.500 - 2 × 1.504 = 7.492 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 11.302 × 7.492 = 84.675 m²

지반의 극한지지력

c Qu = 84.675 × [0.385 × 19.0 × 11.302 × 100.4 +
47.500 × 81.3] = 1029402.391 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 1029402.391 / 3 = 343,134 kN

Qa = 343,134 kN > Vmax = 43396.607 kN - O.K -

2) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 12.100 -2 × 1.313 = 9.474 m

L'= L - 2el = 10.500 -2 × 1.563 = 7.374 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 9.474 × 7.374 = 69.861 m²

지반의 극한지지력

Qu = 69.861 × [0.385 × 19.0 × 9.474 × 100.4 +

47.500 × 81.3] = 755574.584 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 755574.584 / 2 = 377787.292 kN

Qa = 377787.292 kN > Vmax = 64244.745 kN - O.K -

11.3 최대지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 - 700.00 kN/m²	지진시 최대지반반력 - 1050.00 kN/m²

1) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 43396.607 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 0.151) / 12.100 }

qmax = 367.100 kN/m²

qmin = 316.042 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 35743.690 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 0.399) / 12.100 }

qmax = 336.992 kN/m²

qmin = 225.679 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 41104.195 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 1.313) / 12.100 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 82208.391 / (12.100 × 11.811) = 575.221 kN/m²

qmax = 534.155 kN/m²

qmin = 112.900 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

2) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / L }

= 43396.607 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 0.500) / 10.500 }

qmax = 439.185 kN/m²

qmin = 243.957 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / L }

= 42729.670 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 1.504) / 10.500 }

qmax = 625.331 kN/m²

qmin = 47.312 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / L }

= 41104.195 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 1.563) / 10.500 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 82208.391 / (12.100 × 11.061) = 614.233 kN/m²

qmax = 612.479 kN/m²

qmin = 34.576 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

11.4 전도에 대한 검토

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

1) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.399 m

B/6 = 12.100 / 6 = 2.017 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.313 m

B/3 = 12.100 / 3 = 4.033 m - O.K -

2) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.504 m

B/6 = 10.500 / 6 = 1.750 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.563 m

B/3 = 10.500 / 3 = 3.500 m - O.K -

11.5 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

1) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	35743.690	×	0.538	=	19230.105	kN		
Hu / H =	19230.1	/	895.380	=	21.477	>	1.5	- O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	41104.195	×	0.538	=	22114.057	kN		
Hu / H =	22114.1	/	7386.66	=	2.994	>	1.2	- O.K -

2) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	42729.67	×	0.538	=	22988.563	kN		
Hu / H =	22988.6	/	4693.47	=	4.898	>	1.5	- O.K -

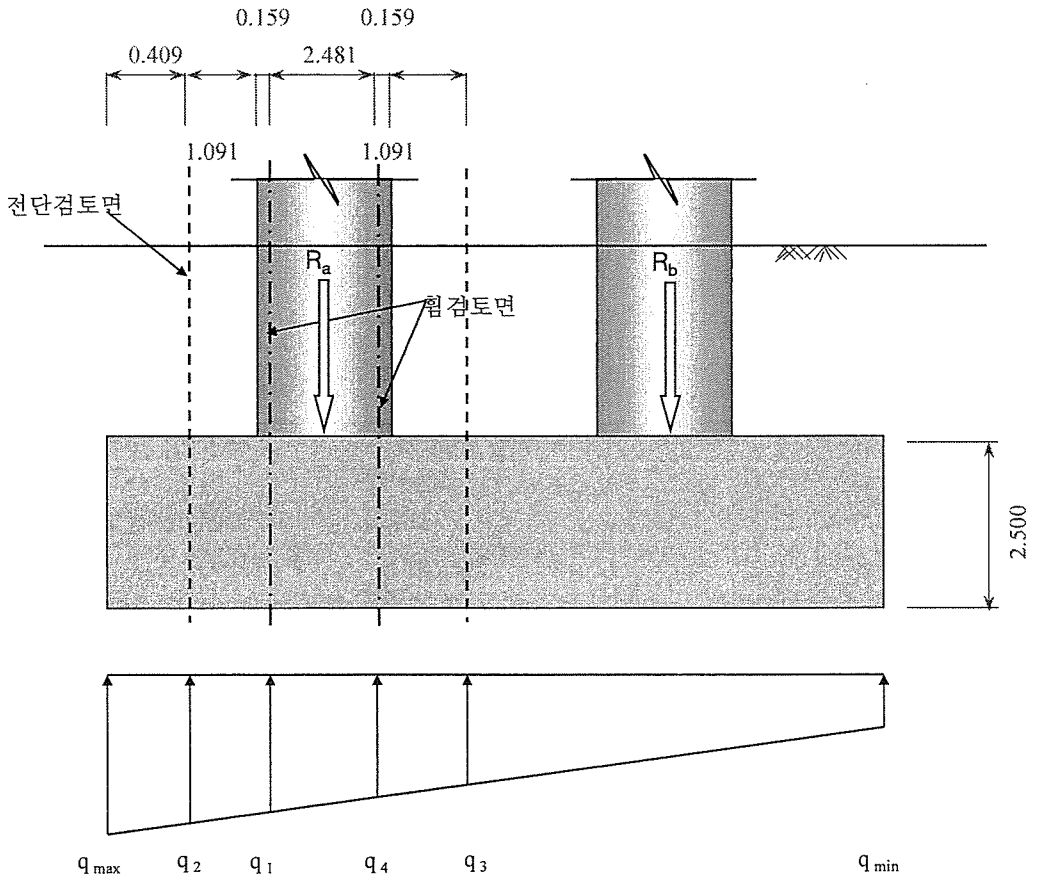
축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	41104.20	×	0.538	=	22114.057	kN		
Hu / H =	22114.1	/	8168.45	=	2.707	>	1.2	- O.K -

12. 기초 단면 검토

12.1 교축직각방향 기초 단면력

(B = 12.10 m , L = 10.50 m)



① 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.6 인경우, 평상시)

∑= 7781.813 × 1.6 / (12.10 × 10.50) = 98.000 kN

② 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

∑= 7781.813 × 1.35 / (12.10 × 10.50) = 82.688 kN

③ 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

∑= 7781.813 × 1.0 / (12.10 × 10.50) = 61.250 kN

1) 계수하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	Ra	Rb
축력최대	2.684	69191.824	2594.396	0.037	2741.163	3848.533
모멘트최대	1210.991	42784.416	24688.287	0.577	1409.99	2664.715
지진시	7386.659	49435.623	53966.455	1.092	3878.983	829.169

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	554.729	534.477	551.952	554.044	627.250	186.662
모멘트최대	433.109	240.396	406.687	426.595	470.109	141.990
지진시	599.731	178.476	541.974	585.492	714.532	217.327

▣ 중앙부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_3	q_4	M4	V3
축력최대	554.729	534.477	545.708	547.800	493.869	303.706
모멘트최대	433.109	240.396	347.264	367.172	1065.595	247.430
지진시	599.731	178.476	412.081	455.599	-608.931	1482.287

2) 사용하중

▣ 하중반력

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	e=ΣM/ΣV	Ra	Rb
축력최대	296.567	43911.827	6636.755	0.151	1820.79	2361.291
모멘트최대	895.380	35743.690	14260.141	0.399	1176.494	2227.666

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	371.529	319.724	364.426	369.778	423.729	126.546
모멘트최대	336.992	225.679	321.730	333.229	372.459	112.009

▣ 중앙부 단면력

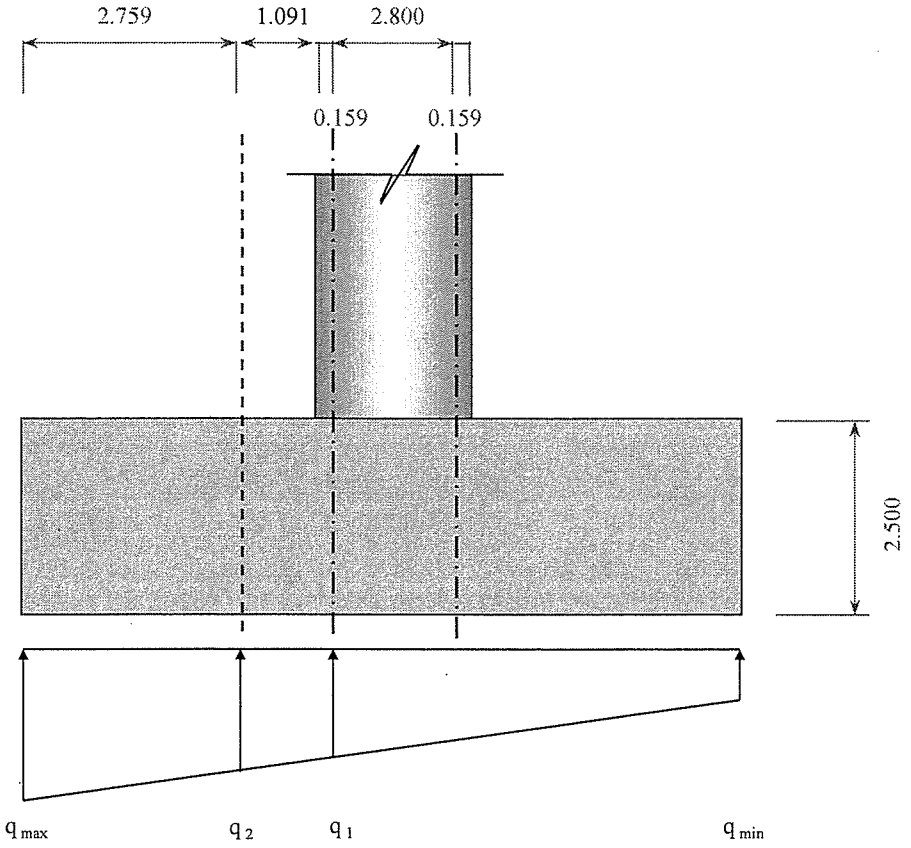
구 분	q_{max}	q_{min}	q_3	q_4	M4	V3
축력최대	371.529	319.724	348.452	353.804	349.706	210.578
모멘트최대	336.992	225.679	287.407	298.906	794.818	176.124

3) 기초 단면력 정리 (유효폭 : 전폭인 10.500 m)

구분	계수하중		사용하중	비고
	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)	
지점부 (NODE:1~4, 16~21)	714.532	217.327	423.729	
중앙부 (NODE:8~12)	1065.595	1482.287	794.818	

12.2 교축방향

(B = 10.50 m , L = 12.10 m)



① 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.6 인경우, 평상시)

∑= 7781.813 × 1.6 / (10.50 × 12.10) = 98.000 kN

② 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

∑= 7781.813 × 1.35 / (10.50 × 12.10) = 82.688 kN

③ 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

∑= 7781.813 × 1.0 / (10.50 × 12.10) = 61.250 kN

1) 계수하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비고
축력최대	22.254	69191.824	5371.140	0.078	
모멘트최대	6482.827	49830.143	90634.762	1.819	삼각형 분포
지진시	8168.455	49435.623	64244.745	1.300	

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	568.761	520.446	550.314	556.066	3733.640	1281.316
모멘트최대	800.164	-15.436	488.760	585.855	4931.519	1683.879
지진시	678.055	100.152	457.406	526.204	4365.622	1492.287

2) 사용하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비고
축력최대	1521.892	43911.827	21705.379	0.494	
모멘트최대	4693.470	43244.890	64357.500	1.488	

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	443.250	248.003	443.250	443.250	3069.767	1053.938
모멘트최대	629.836	50.918	629.836	629.836	4569.180	1568.729

3) 유효폭 산정

교축직각방향 B = 12.100 m 교축방향 B = 10.500 m

β = 1.152 Asm = 2 / (β + 1) Ass = 0.929 Ass

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

4) 기초 단면력 정리 (유효폭 고려)

구분	V (kN)	Mu (kN·m)	Mo (kN·m)	비고
기초 전폭	1683.879	5307.253781	4917.308	

12.3 기초단면 검토

1) 교직방향 - 지점부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2500.00	2350.00	150.00	714.532	217.327	423.729

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 5.412]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 71.906 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.07897 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 846.995 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 56810.34 mm^2

ρ_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

0.25 √ f_{ck} / f_y = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 8225.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req A_s ⇒ MIN A_s = 1129.33 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 73.110 mm

ΦM_n = $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 3817.739 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 714.532 kN · m) [사용률 = 5.343] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

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

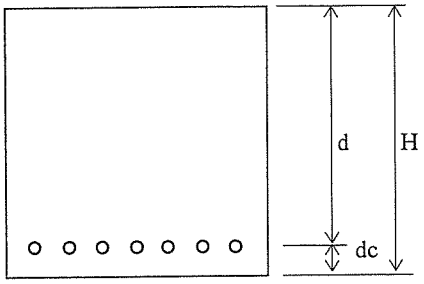
$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2350.00 / 1000$

$= 1823.46$ kN

$\Phi V_c = 1823.46 > V_u = 217.327$ kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	423.729	kN· m,	A_s =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 357.583 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 41.436 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 42.476 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

$C_c =$ 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 1483.182 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 1483 mm **O.K!!**

2) 교직방향 - 중앙부

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2500.00	2350.00	150.00	1065.595	1482.287	794.818

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 3.624]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 71.906 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.07897 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.85 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 1264.909 mm^2

▣ 철근비 검토

$\rho_{max} = 0.714\ \rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 56810.34 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

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

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 8225.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 1686.54 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 73.110 mm

$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 3817.739 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 1065.595 kN · m) [사용률 = 3.583] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

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

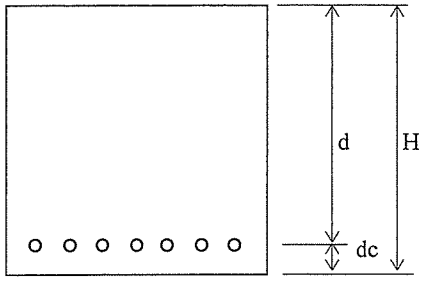
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2350.00 / 1000

= 1823.46 kN

ΦV_c= 1823.46 > V_u = 1482.287 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	794.818	kN· m,	A_s =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 357.583 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 77.725 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 79.676 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 762.133 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 762 mm **O.K!!**

3) 교축방향

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2500.00	2350.00	150.00	5307.254	1683.879	4917.308

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 10278.400 mm^2 [사용률 1.603]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 161.230 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.03356 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.85 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

→ Req A_s = 6410.503 mm^2

▣ 철근비 검토

$$\rho_{max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 56810.34 \ mm^2$$

ρ_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

0.25 √ f_{ck} / f_y = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 8225.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req A_s ⇒ MIN A_s = 8547.34 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 163.930 mm

ΦM_n = 0.9× $A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 8392.238 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 5307.254 kN · m) [사용률 = 1.581] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

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

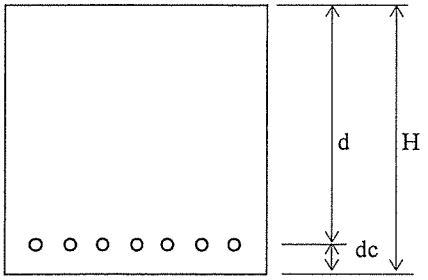
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2350.00 / 1000

= 1823.46 kN

ΦV_c = 1823.46 > V_u = 1683.879 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	4917.308	kN· m,	A_s =	10278.400	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 514.000 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 219.589 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 225.569 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 135.367 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 135 mm **O.K!!**

12.4 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정

▣ 최대 연직하중(V_u) : 23862.740 kN

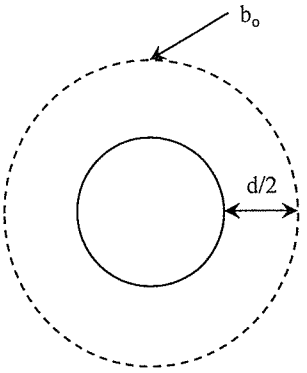
▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= 2π × (1.400 + 1.175)

= 16.179 m



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.000 (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 + 2) × 5477.226 × 16.179 × 2.350

= 104123.846 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 + 2.905) × 5477.226 × 16.179 × 2.350

= 135534.540 kN

V_{c2} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/3 × 5477.226 × 16.179 × 2.350

= 69415.898 kN

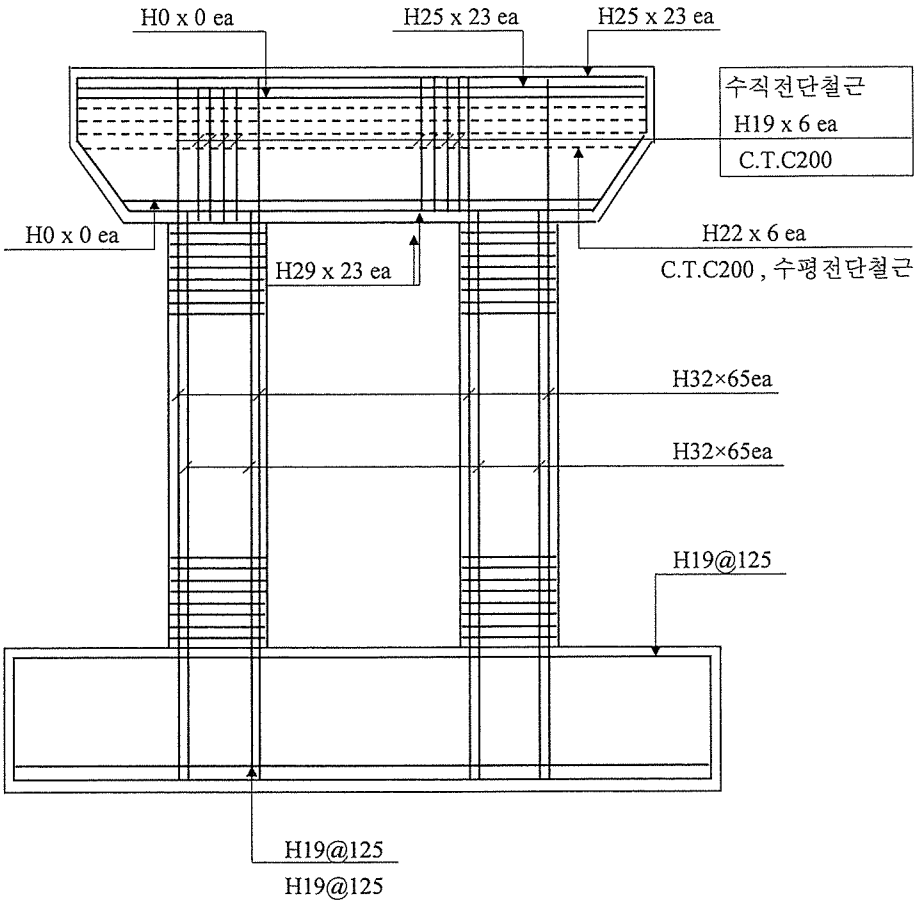
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 69415.898 kN

∴ ΦV_c = 0.80 × 69415.898

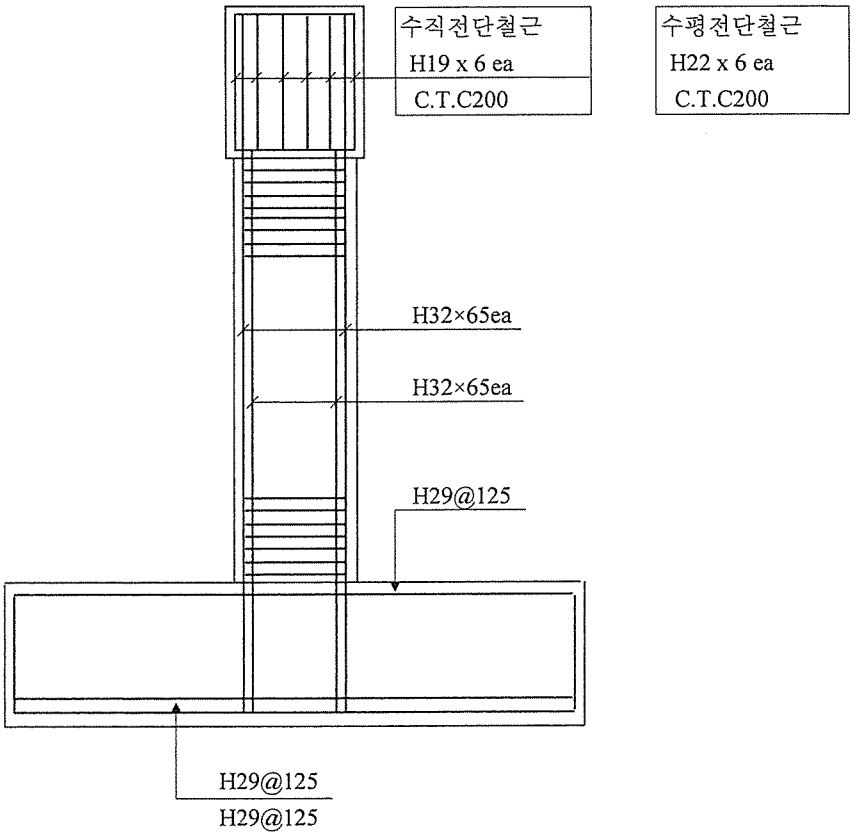
= 55532.718 kN ≥ V_u = 23862.740 kN ---- **O.K**

13. 주철근 조립도

13.1 교축직각방향



13.2 교축방향



14. 교좌받침 검토

14.1. 교좌면의 설계-시점측 (고정단)

1) 작용력 산정

① 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 11678.100 kN

R_{d1} = 1984.400 kN

나) 활하중 : 상 시 $\sum R_L$ = 4116.741 kN

R_{L1} = 985.800 kN

다) 차량횡하중 H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중 H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중 H_w = 388.022 / 6 shoe

= 64.670 kN

P_w = 17.552 kN

바) 지진하중 (내진계산서 참조) H_E = 938.282 kN

R_E = 858.444 kN

② 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 11678.100 kN

R_{d1} = 1984.400 kN

나) 활하중 : 상 시 R_L = 4116.741 kN

= 985.800 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 1855.000 / 6 shoe

= 309.167 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 538.920 / 6 shoe

= 89.820 kN

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

H_E = 1292.422 kN

③ 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 횡하중 + 원심하중 + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

④ 받침부 작용력 산정

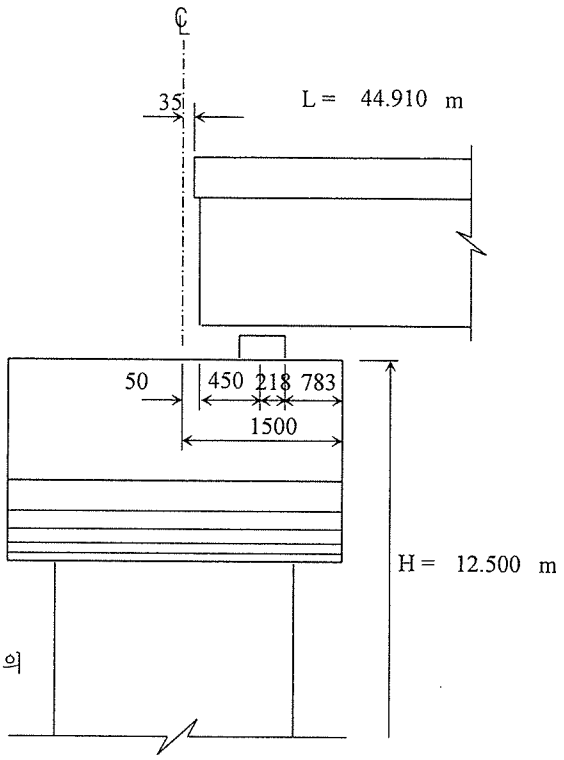
구 분		작용력		R (교각)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2987.752	64.670	1.00
	지진시	2842.844	938.282	
교축 방향	상시	2970.200	398.987	1.00
	지진시	2844.900	1292.422	

⑤ 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	2987.752	64.670	2213.150	47.904	1.35
	지진시	2842.844	938.282	2030.603	670.201	1.40
교축 방향	상시	2970.200	398.987	2376.160	319.189	1.25
	지진시	2844.900	1292.422	2032.071	923.159	1.40

2) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 435 × 609 mm
▣ 높 이 : 199 mm
▣ 사각 : 90 °



3) 연단거리 검토

a = 400 mm [ℓ< 40m]

< 782.5 mm **- O.K -**

4) 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 44.91 + 6.66 \times 12.50) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 358.25$

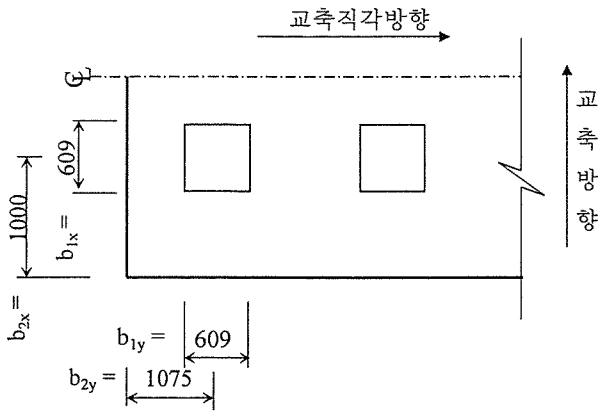
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 450 mm
$S_2 =$ 217.5 / 2 = 108.75 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 424.55 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 450 + 108.75 + 424.55 = 983.30 mm

∴ Max (N, ∑S) = 983.30 mm < 1450.00 **- O.K -**

5) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b_{1x} = 3045.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1075 = 2150.0 < 5 \times b_{1y} = 3045.0$ mm

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

$= ¼ \times (1 - 609 / 2000) \times 2376160 / 180$

$= 2295.3$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 609 / 2000) \times 2032071.429 / 180$

$= 1962.9$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 609 / 2150) \times 2213149.911 / 180$

$= 2203.1$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 609 / 2150) \times 2030603.109 / 180$

$= 2021.4$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

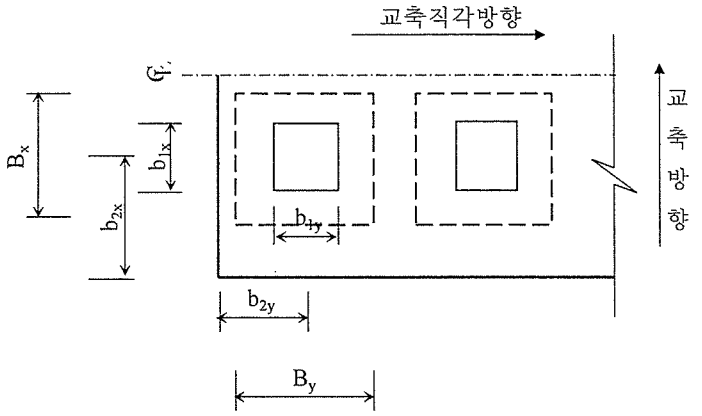
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 319189 / 180 = 1773.3$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 923159 / 180 = 5128.7$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 47904 / 180 = 266.1$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 670201 / 180 = 3723.3$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 609 + 1075 = 1684.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 1000.0 mm 가 $B_x/2$ = 842.0 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 609 + 1000 = 1609.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 2203.100 + 266.133 = 2469.233 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 2021.400 + 3723.341 = 5744.741 ㎟

B_x = 1684.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 19 - 11 EA × 2 단 = 6303.000 ㎟ > 5744.741 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

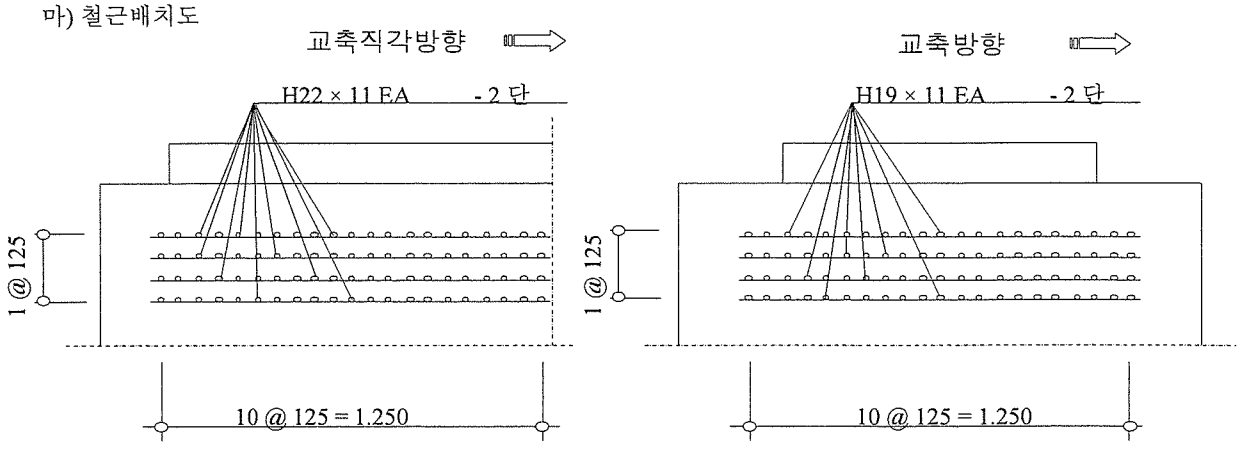
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 2295.300 + 1773.274 = 4068.574 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1962.900 + 5128.659 = 7091.559 ㎟

B_y = 1609.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 22 - 11 EA × 2 단 = 8516.200 ㎟ > 7091.559 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



6) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{670201.4}{180} = 3723.341 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 25 - 12 EA × 1 ea = 6080.400 ㎟ > 3723.341 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

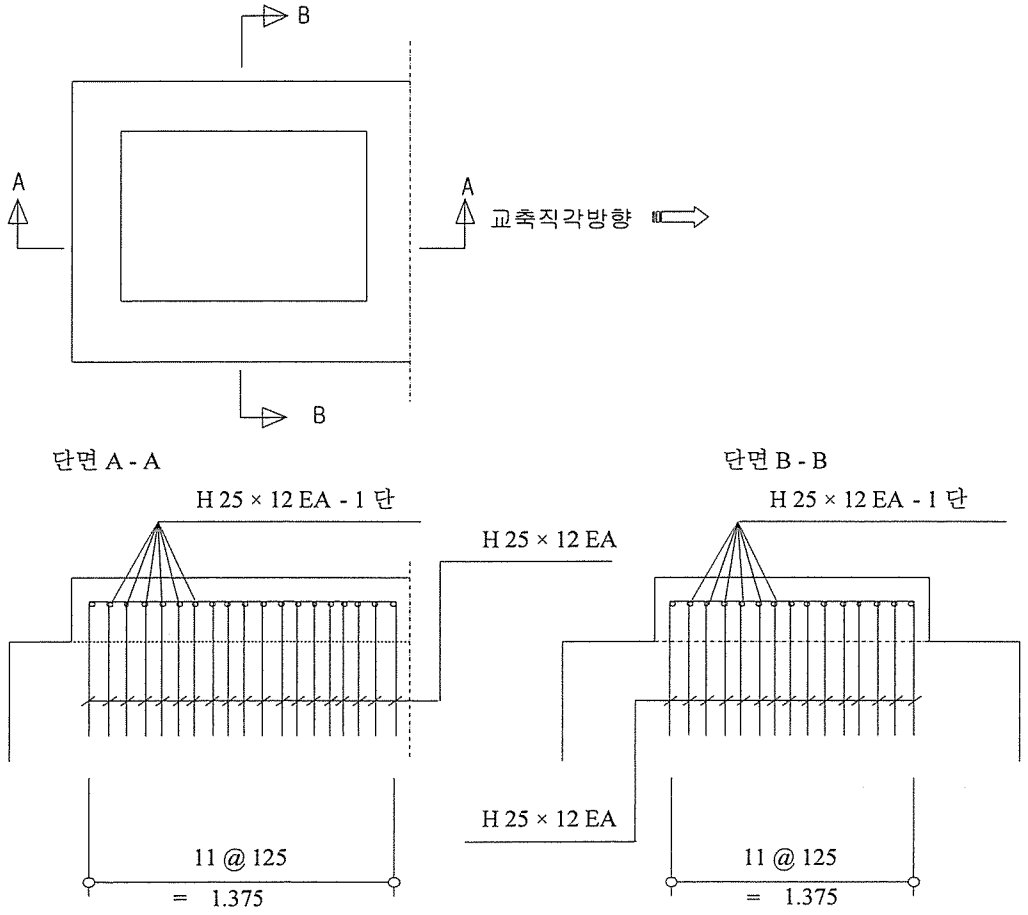
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{923158.6}{180} = 5128.659 \text{ ㎟}$$

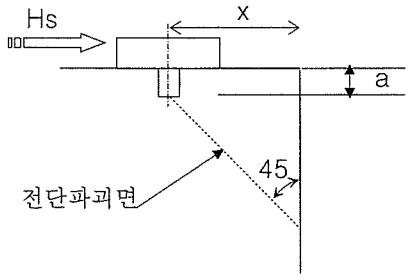
Use A_{sx} = H 25 - 12 EA × 1 ea = 6080.400 ㎟ > 5128.659 ㎟ **- O.K -**

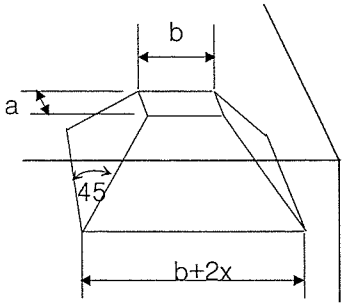
(CTC 125)

다) 철근배치도



7) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{670201}{4194451} = 0.16 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4194451 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 670201 N

X : 1075 mm

a : 0 mm

b : 609 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{923159}{3689683} = 0.25 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 3689683 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 923159 N

X : 1000 mm

a : 0 mm

b : 609 mm

14.2. 교좌면의 설계-종점측 (가동단)

1) 작용력 산정

① 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 5766.000 kN

R_{d1} = 929.000 kN

나) 활하중 : 상 시 $\sum R_L$ = 3384.468 kN

R_{L1} = 788.368 kN

다) 차량횡하중 H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중 H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중 H_w = 388.022 / 5 shoe

= 77.604 kN

P_w = 17.552 kN

바) 지진하중 (내진계산서 참조) H_E = 272.761 kN

R_E = 249.396 kN

② 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 5766.000 kN

R_{d1} = 929.000 kN

나) 활하중 : 상 시 R_L = 3384.468 kN

= 788.368 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 1855.000 / 5 shoe

= 371.000 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 538.920 / 5 shoe

= 107.784 kN

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

H_E = 0.000 kN

③ 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 횡하중 + 원심하중 + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

④ 받침부 작용력 산정

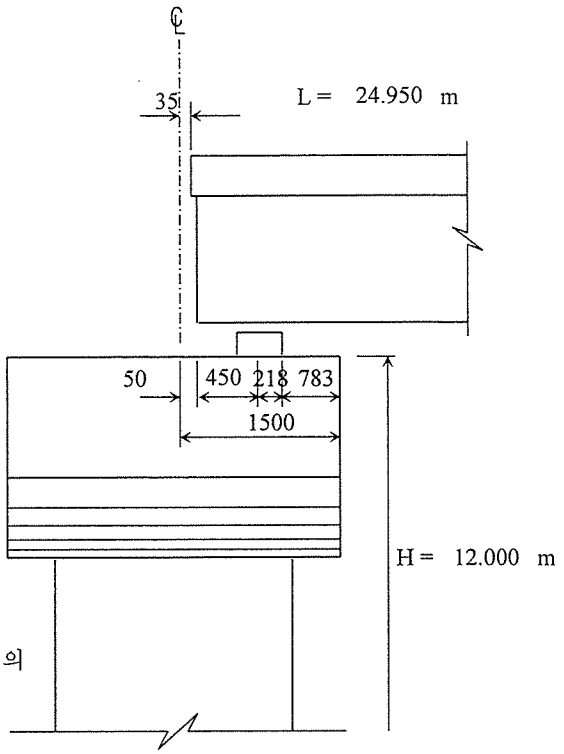
구 분		작용력		R (교각)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	1734.920	77.604	1.00
	지진시	1178.396	272.761	
교축 방향	상시	1717.368	0.000	1.00
	지진시	1688.377	0.000	

⑤ 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	1734.920	77.604	1285.126	57.485	1.35
	지진시	1178.396	272.761	841.711	194.829	1.40
교축 방향	상시	1717.368	0.000	1373.894	0.000	1.25
	지진시	1688.377	0.000	1205.984	0.000	1.40

2) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 435 × 501 mm
▣ 높 이 : 166 mm
▣ 사각 : 90 °



3) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ℓ< 30m]

< 782.5 mm **- O.K -**

4) 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.95 + 6.66 \times 12.00) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 321.59$

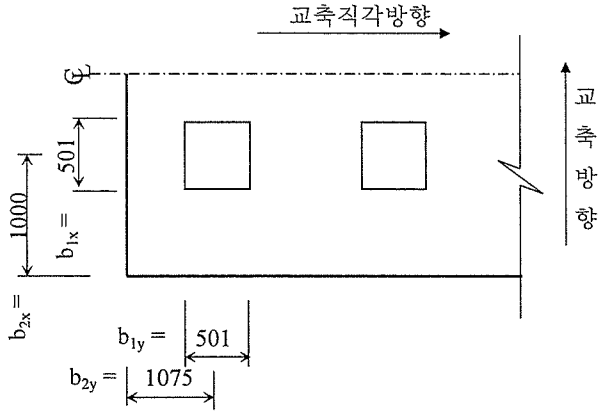
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 450 mm
$S_2 =$ 217.5 / 2 = 108.75 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 324.75 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 450 + 108.75 + 324.75 = 883.50 mm

∴ Max (N, ∑S) = 883.50 mm < 1450.00 **- O.K -**

5) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b_{1x} = 2505.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1075 = 2150.0 < 5 \times b_{1y} = 2505.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2000) \times 1373894.408 / 180$

$= 1430.2$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2000) \times 1205983.804 / 180$

$= 1255.4$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2150) \times 1285126.214 / 180$

$= 1369.0$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2150) \times 841711.339 / 180$

$= 896.6$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

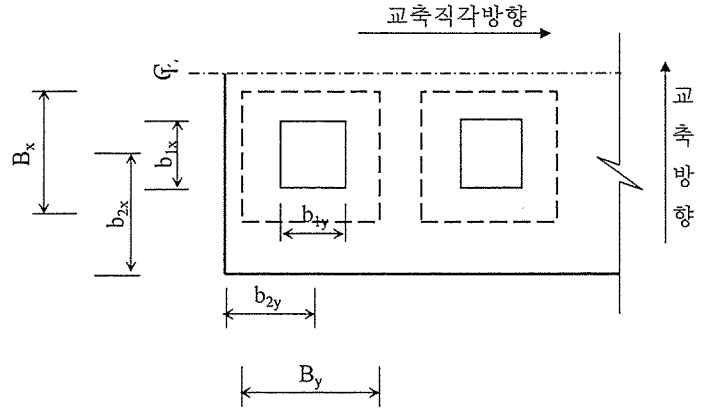
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

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

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 57485 / 180 = 319.4$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 194829 / 180 = 1082.4$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 501 + 1075 = 1576.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 1000.0 mm 가 $B_x/2$ = 788.0 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 501 + 1000 = 1501.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1369.000 + 319.360 = 1688.360 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 896.600 + 1082.385 = 1978.985 ㎟

B_x = 1576.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 1978.985 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

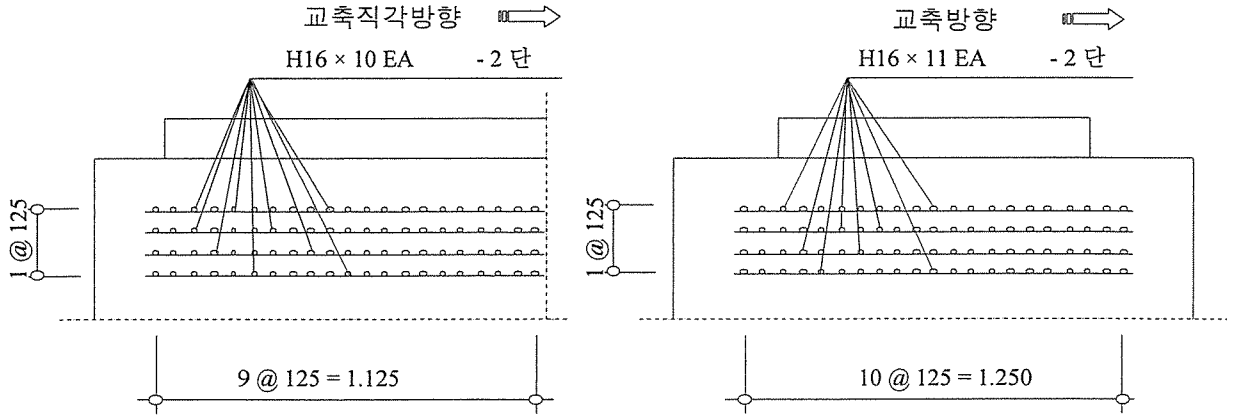
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1430.200 + 0.000 = 1430.200 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1255.400 + 0.000 = 1255.400 ㎟

B_y = 1501.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 1430.200 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



6) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{194829.3}{180} = 1082.385 \text{ mm}^2$$

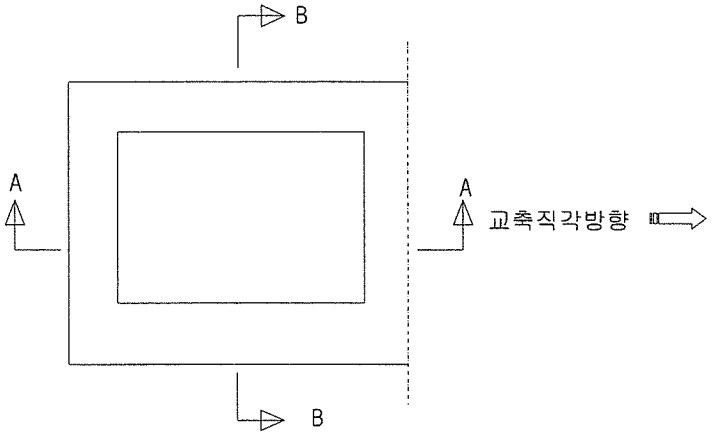
Use A_{sy} = H 16 - 12 EA × 1 ea = 2383.200 mm² > 1082.385 mm² **- O.K -**
(CTC 125)

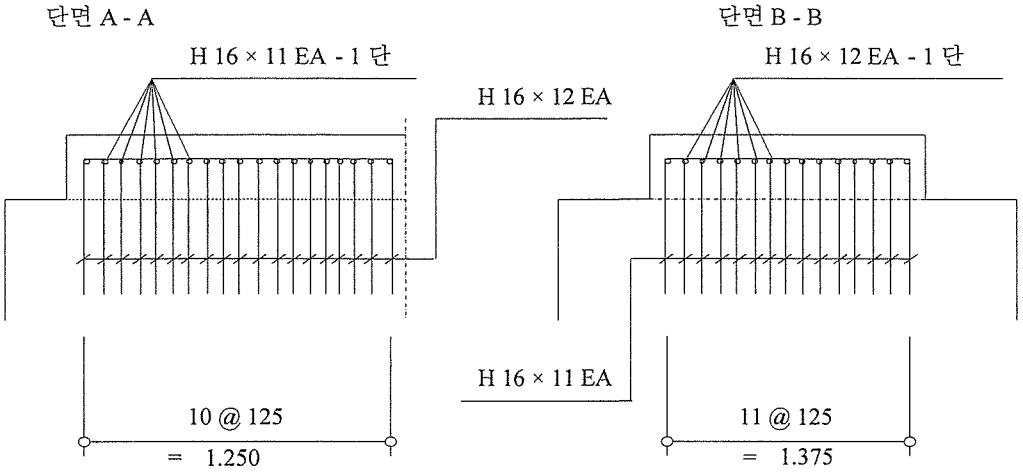
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.000 \text{ mm}^2$$

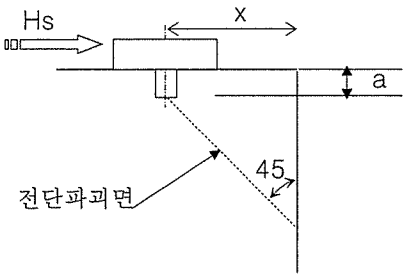
Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 mm² > 0.000 mm² **- O.K -**
(CTC 125)

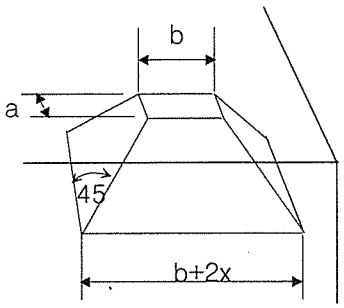
다) 철근배치도





7) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{194829}{4030261} = 0.048 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4030261 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 194829 N

X : 1075 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{3536948} = 0 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 3536948 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 0 N

X : 1000 mm

a : 0 mm

b : 501 mm