계약번호	
문서번호	

자료번호	
개정번호	

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간)
제5공구 노반 재설계
(시공10공구)

구 조 계 산 서(2/2)

(3차 현장 자문회의)

제 출 목 적	
	기 성 신 청
	검 토/승 인
	설 계 변 경
	기본설계준공
	실시설계준공
	시 공 준 공
○	기타보고용등

2017. 07.

확 인	작성자	검토자	승인자
	나관웅	박재용	최석운

한국철도시설공단

시현기술단 SEOHYUN ENGINEERING

SEOYOUNG

주식회사 동명기술공단

(주)선구엔지니어링 SunKoo Engineering

<3차현장자문회의 결과 반영>

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계
(시공10공구)

구 조 계 산 서(2/2)
(3차 현장 자문회의)

개 정 현 황					
00	2017.07.	3차 현장 자문회의 시행	나관웅	박재용	최석운
개정 번호	일 자	개 정 사 유	작 성	검 토	승 인

<3차현장자문회의 결과 반영>

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 1권

제1장 구교 및 하수공

1. C(함)탑리제1 ·····
2. C(함)탑리제2 ·····
3. C(함)탑리제4 ·····

제2장 교량공

2. 탑리제2교 ·····
2.1 상부공 ·····
2.1.1 PSC ·····
2.2 교대공 ·····
2.2.1 A1 ·····
2.2.2 A1 ·····
2.3 교각공 ·····
2.3.1 P1 ·····
2.3.2 P2 ·····
2.3.3 P4(P3) ·····
2.4 내진해석 ·····
2.5 가시설공 ·····
2.5.1 P1, P2 버팀보 사보강 ·····

3. 탑리제3교 ·····
3.1 라멘공 ·····
3.2 옹벽공 ·····
3.2.1 A1 좌우측 ·····
3.2.2 A2 좌측 ·····
3.2.3 A2 우측 ·····
3.3 가시설공 ·····
3.3.1 A1 버팀보 ·····
3.3.2 A1 버팀보 사보강 ·····
3.3.3 A2 버팀보 ·····
3.3.4 A2 버팀보 사보강 ·····

구조계산서 2권

4. 탑리제4교 ·····
4.1 상부공 ·····
4.1.1 WPC ·····
4.2 교대공 ·····
4.2.1 A1 ·····
4.2.2 A2 ·····
4.3 옹벽공 ·····
4.3.1 A1, A2 ·····

9. 파전제2교 ·····
9.1 상부공 ·····
9.1.1 PSC ·····
9.1.2 RPF ·····
9.2 교대공 ·····
9.2.1 A1 ·····
9.2.2 A2 ·····
9.3 교각공 ·····
9.3.1 P1 ·····
9.3.2 P2 ·····
9.4 내진해석 ·····
9.5 가시설공 ·····
9.5.1 P1, P2 버팀보 사보강 ·····

4. 탑리제4교

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

4.1 상부공

4.2 교대공

4.3 옹벽공

4. 탑리제4교

4.1 상부공

4.1.1 WPC

목 차

1. 설 계 조 건 ----------
2. 단 면 가 정 ----------
3. 바 닥 판 설 계 ----------
  3.1 바닥판 최소두께 ----------
  3.2 하중 및 단면력 계산 ----------
  3.3 단면검토 및 철근량 검토 ----------
  3.4 처 짐 검 토 ----------
  3.5 합성전 거더 상부플랜지 검토 ----------
  3.6 가로보 설계 ----------
  3.7 가로보 연결부 검토 ----------
  3.8 탈선방지벽 ----------
4. 외측 BEAM 설계 ----------
  4.1 WPC BEAM 제원 ----------
  4.2 긴장재의 기하구조 ----------
  4.3 WPC BEAM의 단면특성 ----------
  4.4 하 중 산 정 ----------
  4.5 하중재하도 ----------
  4.6 하중에 의한 단면력 ----------
  4.7 하중에 의한 응력 ----------
  4.8 프리스트레스 손실량 계산 ----------
  4.9 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력 ----------
  4.10 바닥판 합성에 의한 2차응력 ----------
  4.11 합성응력 ----------
  4.12 전단검토 ----------
  4.13 휨강도검토 ----------
  4.14 전단연결재 ----------
5. 내측 BEAM 설계 ----------
  5.1 WPC BEAM 제원 ----------
  5.2 긴장재의 기하구조 ----------
  5.3 WPC BEAM의 단면특성 ----------
  5.4 하 중 산 정 ----------
  5.5 하중재하도 ----------
  5.6 하중에 의한 단면력 ----------
  5.7 하중에 의한 응력 ----------
  5.8 프리스트레스 손실량 계산 ----------
  5.9 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력 ----------
  5.10 바닥판 합성에 의한 2차응력 ----------
  5.11 합성응력 ----------
  5.12 전단검토 ----------
  5.13 휨강도검토 ----------
  5.14 전단연결재 ----------
6. 처짐검토 ----------
7. PC 강선의 검토 ----------
8. 정착구 설계 ----------
9. 반 력 집 계 ----------
10. 신축 이동량 산정 ----------

<3차현장자문회의 결과 반영>

OUTPUT 결과 요약 및 설계의견

◈ 바닥판부 결과요약

■ 단면 휨 설계

단면위치	$Req.As$	사용철근량 ($Use\ A_s$)			M_u(kN · m)	φM_n(kN · m)	비 고
궤 도 부	753.119	H16	@ 150 =	1324.0	29.366	94.361	O.K
캔틸레버부	1008.563	H16	@ 150 =	1324.0	72.728	94.361	O.K
전철주 기초부	1635.160	H16	@ 150 =	1324.0	115.180	179.372	O.K
		H16	@ 150 =	1324.0			
슬래브 단부	32.285	H13	@ 200 =	633.5	1.810	46.316	O.K
캔틸레버부 단부	2017.127	H22	@ 150 =	2580.7	-	-	O.K

■ 배력철근량(온도철근량) 산정

단 면 위 치	필요철근량 (㎠)	사용철근량 ($Use\ A_s$) [㎠]	비 고
궤 도 부	220.667	H13 @ 200 = 633.500	O.K
캔틸레버부	220.667	H13 @ 200 = 633.500	O.K
전철주 기초부	441.333	H13 @ 200 = 633.500	O.K

◈ 거더부 결과요약

- 적용 텐던수 : 7 ea
- 텐던당 강연선 수 : Φ15.2mm × 20 ea

[거 더]

1. 외측거더

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

2. 내측거더

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

1. 설 계 조 건

1.1 일 반 사 항

(1) 교 량 형 식 : WPC BEAM 교 (단경간)

(2) 교 량 연 장 : 40.000 m

(3) 교 량 폭 원 : 10.900 m

(4) 교 량 등 급 : 1 등 교 [KRL-2012]

(5) 곡 선 반 경 : 직선 구간

(6) 사 각 : 90.0 °

1.2 하 중 조 건

(1) 고 정 하 중

① 철근콘크리트 : 24.5 kN/m^3

② 무근콘크리트 : 23.0 kN/m^3

③ 자 갈 도 상 : 19.0 kN/m^3

④ 침목 및 궤도 : 4.1 kN/m^3

⑤ 강 재 : 77.0 kN/m^3

(2) 활 하 중

⇒ KRL - 2012

(3) 충 격 하 중

⇒ 철근콘크리트교 및 프리스트레스트 콘크리트교

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

* 여기서 $0 < i \leq 0.67$ 여야 함

* L_c 은 부재의 지간 길이(m)이다.

1.3 사 용 재 료

(1) WPC BEAM

① 설계기준강도 f_{ck} = 45 MPa

② 긴장시 강도 f_{ci} = 42 MPa

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

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

⑤ 크리이프계수 및 건조수축률

WPC GIRDER : Φ = 2.2 [∵ 콘크리트재령 90일]

ε = 0.00014 [∵ 콘크리트재령 90일]

바 닥 판 : Φ = 4.0 [∵ 콘크리트재령 7일]

ε = 0.00027 [∵ 콘크리트재령 7일]

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

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

② E_p = 200000 MPa

③ 인 장 강 도 : f_{pu} = 1900 MPa

④ 항 복 강 도 : f_{py} = 1600 MPa

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

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

⑦ 슬 립 량 : 6.0 mm

⑧ 쉬스직경 : 100.0 mm

(3) 바 닥 판

f_{ck} = 30 MPa

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

(4) 철 근

① 슬 래 브 : f_y = 400 MPa

② WPC BEAM : f_y = 400 MPa

③ E_s : 200000 MPa

1.4 허 용 응 력

(1) 콘크리트

① 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도

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

② 크리이프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

압축응력 : 0.55 f_{ci} = 23.1 MPa

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

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

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

③ 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

압축응력 : 0.4 f_{ck} = 18.00 MPa

미리 압축을 가한 인장구역에서의 인장응력 : 0

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

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

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

(2) P.S 강재

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

0.90 f_{py} = 1440 MPa [슬립과 마찰을 상쇄시]

0.83 f_{py} = 1328 MPa [활동영역 끝부분]

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

1.5 설 계 방 법

(1) WPC BEAM : 허용응력설계법

(2) 바 닥 판 : 극한강도설계법

1.6 철 근 덮 개

(1) WPC BEAM : 50mm

(2) 바 닥 판

① 상 면 : 60 mm

① 하 면 : 40 mm

1.7 참 고 문 헌

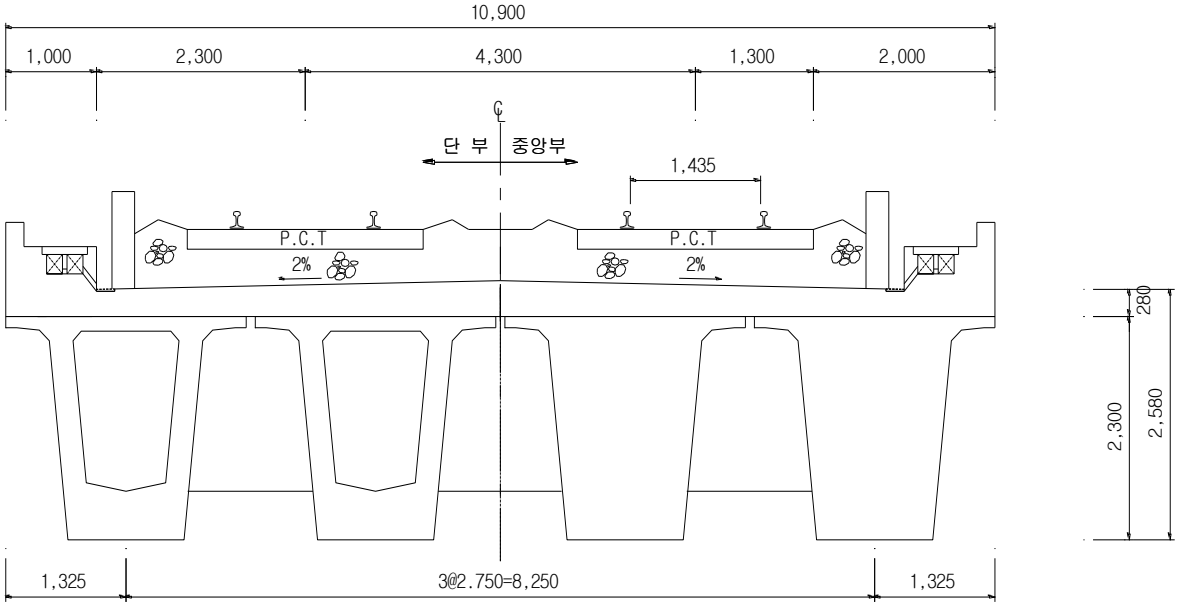
(1) 철도설계기준 - 철도교편 (철도시설공단, 2011)

(2) 콘크리트구조설계기준 (한국 콘크리트 학회, 2012)

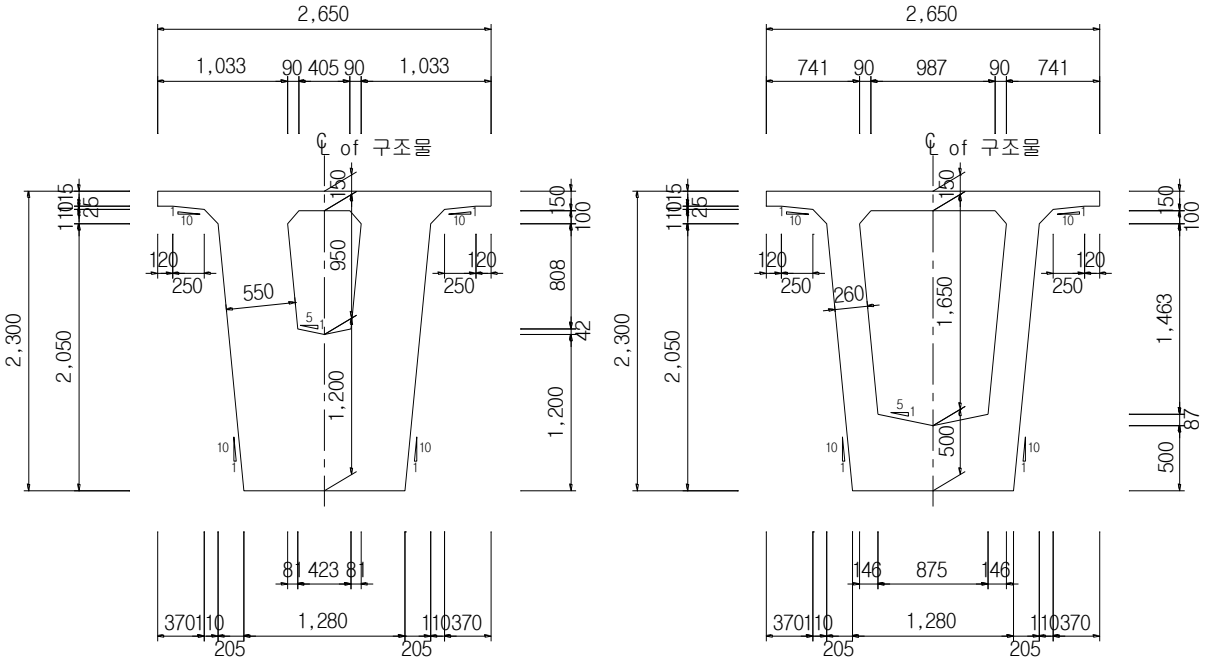
(3) 도로교설계기준·해설 (대한토목학회, 2008)

2. 단 면 가 정

◆ 표 준 단 면



◆ WPC거더 표준 단면도



3. 바닥판 설계

3.1 궤도부

가. 하중 계산

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

(1) 고정하중

슬 래 브 :	W_s =	0.280	×	24.5			=	6.860	KN/m^2
구배 Con'c :	W_s =	0.090	×	24.5	×	1/2	=	1.100	KN/m^2
도 상 :	W_g =	0.565	×	19.0	×	1.3 (할증계수)	=	13.956	KN/m^2
궤 도 :	W_r =	3.0	×	1/ 3.428			=	0.875	KN/m^2
계 :	W_d =						=	22.791	KN/m^2

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

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

- 고정하중에 의한 휨모멘트 $M_d = w_d L^2 / 10$ = 2.561 KN/m

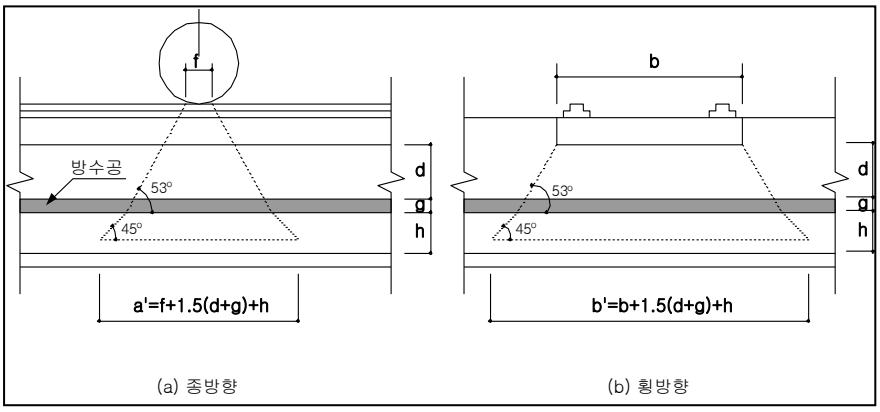
(2) 활하중(L)

1) 하중 분포폭 산정

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

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

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



여기서, f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리 = 0.24 m

b : 침목길이 = 2.60 m

d : 자갈도상의 깊이 = 0.37 m

g : 방수공의 두께 = 0.00 m

h : 슬래브 두께 = 0.28 m

-자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

a` = 동륜하중 축거 = 3.000 m

객차하중 축거 = 1.000

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

2) 열차활하중에 의한 단면력

① 동륜하중

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

② 객차하중

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

③ 동륜하중 + 객차하중

w_l = 44.729 KN/m^2

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

3) 충격하중 (I)

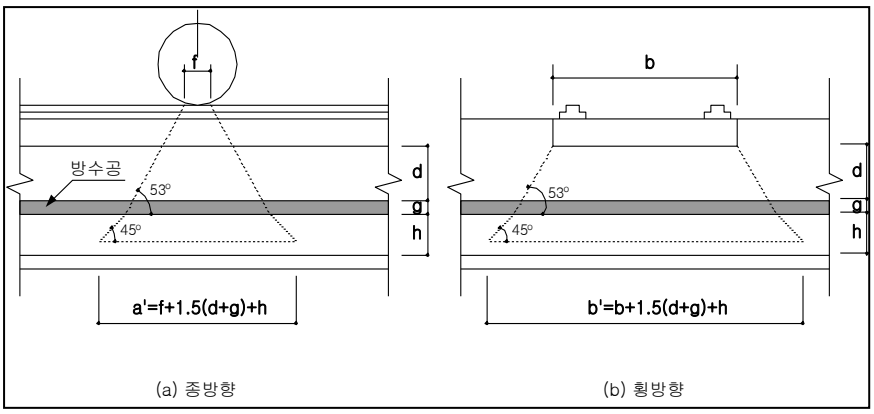
⇒ 충격계수(i) $= \dfrac{1.44}{\sqrt{L_c} - 0.2} - 0.18 = 1.556$

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

⇒ 충격하중(M_{L+i}) = 5.026 × 1.670 = 8.393 KN · m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)

1) 활하중 분폭폭



여기서,

f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리

= 0.000 m

b : 침목길이 = 0.000 m

d : 자갈도상의 깊이 = 0.565 m

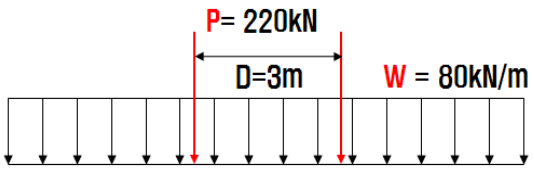
g : 방수공의 두께 = 0.000 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

-자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

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

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



2) 탈선하중에 의한 단면력

① 동륜하중

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

② 객차하중

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

③ 동륜하중 + 객차하중

w_l = 170.807 KN/m^2

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

나. 설계단면력 요약

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	비고
모멘트(kN · m)	2.561	8.393	19.192	

다. 하중조합

(1) 계수하중(Factored Load)

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	비고
Case 1	1.35	1.85		
Case 2	1.60	1.60		
Case 3	1.35		1.35	

(2) 사용하중(Service Load)

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

(3) 하중조합 결과

구 분	계수하중	사용하중	비고
Case 1	18.985		
Case 2	17.527		
Case 3	29.366		
Case 4		10.954	
Case 5		21.753	

다. 처짐 검토 [철도설계기준 pp.363]

궤도부분 바닥판의 최소두께

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

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

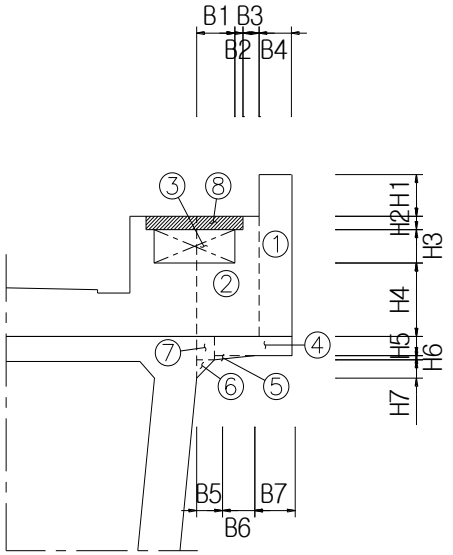
L = 1.060 (내부순지간 사용)

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

∴ t_{min} = 200.0 ㎜ < huse = 280.0 ㎜ **O.K.!!**

3.2 캔틸레버부

가. 하중계산



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

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

캔틸레버판 설계 지간 L_d = 0.480 m

(1) 고정하중(D)

고정하중에 대한 전단력과 휨모멘트 계산

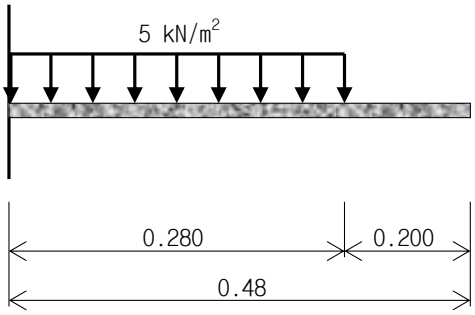
No	단위폭당 작용하중 (kN)	거리(m)	M (kN · m)
(1)	0.97 × 0.20 × 24.5 = 4.753	0.380	1.806
(2)	0.72 × 0.28 × 24.5 = 4.939	0.140	0.691
(3)	0.20 × 0.03 × 24.5 = 0.147	-0.015	-0.002
(4)	0.12 × 0.37 × 24.5 = 1.042	0.295	0.307
(5)	0.03 × 0.25 × 24.5 × 1/2 = 0.077	0.193	0.015
(6)	0.11 × 0.11 × 24.5 × 1/2 = 0.148	0.037	0.005
(7)	0.14 × 0.11 × 24.5 = 0.377	0.055	0.021
(8)	0.08 × 0.08 × 24.5 = 0.157	0.040	0.006
자갈도상	0.00 × 0.65 × 19.0 = 0.000	0.000	0.000
CABLE	= 1.000	0.015	0.015
난간	= 0.000	0.380	0.000
방음벽	= 5.000	0.380	1.900
방음벽기초	= 2.328	0.380	0.885
TOTAL	= 19.968		5.649

=> 고정하중에 의한 휨모멘트 = 5.649 kN · m

(2) 활하중(L)

1) 군집하중(교측보도)

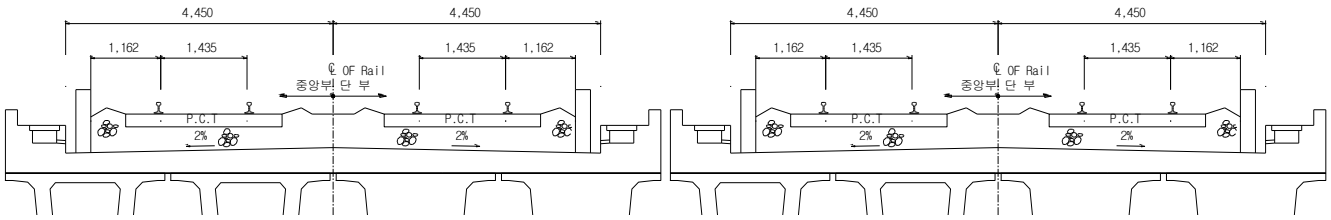
W_p = 5.0 kN/m^2



캔틸레버부 군집하중 재하

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

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1) 탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m **– 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용**

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m^2

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m^2

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

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

(4) 풍하중(W) (방음벽 높이 = 5.00 M)

▷ 열차하중 비재하시

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

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

▷ 열차하중 재하시

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

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

나. 설계단면력 요약

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	풍하중(M_{W1})	풍하중(M_{W2})	비고
모멘트(kN · m)	5.649	0.196	0.000	48.223	24.112	

다. 하중조합

(1) 계수하중(Factored Load)

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	풍하중(M_{W1})	풍하중(M_{W2})	비고
Case 1	1.35	1.85				
Case 2	1.60	1.60				
Case 3	1.35			1.35		
Case 4	1.35	1.40			0.675	
Case 5	1.35		1.35			

(2) 사용하중(Service Load)

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

(3) 하중조합 결과

구 분	계수하중	사용하중	비고
Case 1	7.989		
Case 2	9.352		
Case 3	72.728		
Case 4	24.176		
Case 5	7.626		
Case 6		5.845	
Case 7		53.872	
Case 8		17.705	
Case 9		5.649	

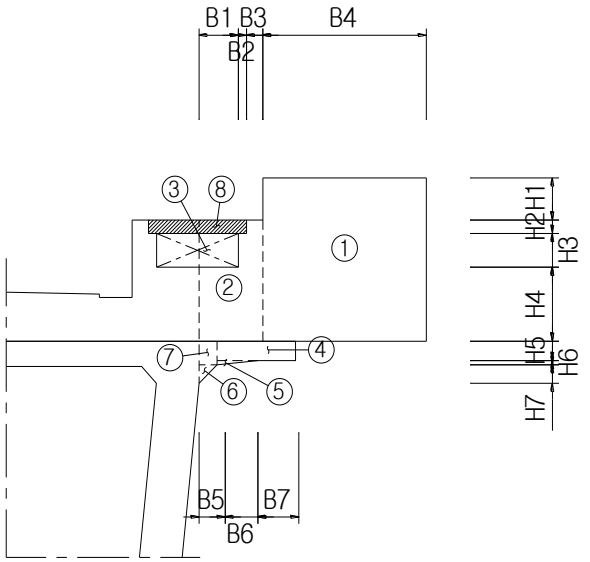
라. 처짐 검토 [철도설계기준 pp.363]

보도부분 바닥판 최소 두께 t_{min} = 140.0 mm

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

3.3 전철주 기초부

가. 하중계산



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

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

캔틸레버판 설계 지간 L_d = 1.28 m

(1) 고정하중(D)

고정하중에 대한 전단력과 휨모멘트 계산

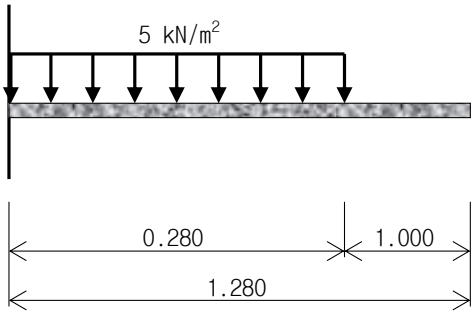
No	단위폭당 작용하중 (kN)	거리(m)	M (kN · m)
(1)	0.97 × 1.00 × 24.5 = 23.765	0.780	18.537
(2)	0.72 × 0.28 × 24.5 = 4.939	0.140	0.691
(3)	0.20 × 0.03 × 24.5 = 0.147	-0.015	-0.002
(4)	0.12 × 0.37 × 24.5 = 1.042	0.295	0.307
(5)	0.03 × 0.25 × 24.5 × 1/2 = 0.077	0.193	0.015
(6)	0.11 × 0.11 × 24.5 × 1/2 = 0.148	0.037	0.005
(7)	0.14 × 0.11 × 24.5 = 0.377	0.055	0.021
(8)	0.08 × 0.08 × 24.5 = 0.157	0.040	0.006
자갈도상	0.00 × 0.65 × 0.0 = 0.000	0.000	0.000
CABLE	= 1.000	0.015	0.015
전철주	= 20.000	0.780	15.600
방음벽	= 5.000	0.380	1.900
TOTAL	= 56.652		37.095

=> 고정하중에 의한 휨모멘트 = 37.095 kN · m

(2) 활하중(L)

1) 군집하중(교측보도)

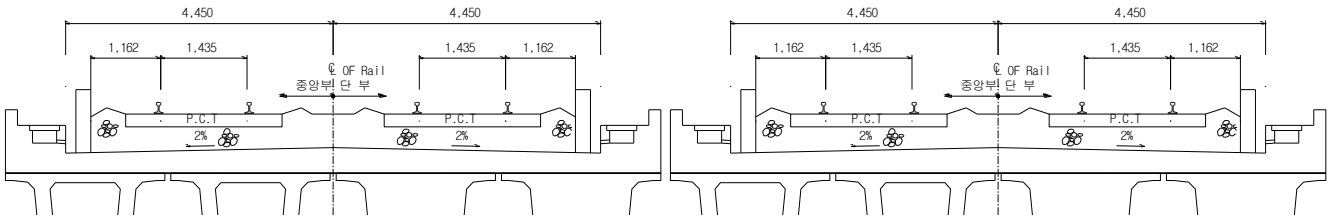
W_p = 5.0 kN/m^2



캔틸레버부 군집하중 재하

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

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1) 탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m **– 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용**

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m^2

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m^2

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

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

(4) 풍하중(W) (방음벽 높이 = 5.000 M)

▷ 열차하중 비재하시

F_{W1} = (0.670 + 5.000) × 3.000 = 17.010 KN/m

M_{W1} = 17.010 × 2.835 m = 48.223 KN · m/m

▷ 열차하중 재하시

F_{W1} = (0.670 + 5.000) × 1.500 = 8.505 KN/m

M_{W1} = 8.505 × 2.835 m = 24.112 KN · m/m

나. 설계단면력 요약

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	풍하중(M_{W1})	풍하중(M_{W2})	비고
모멘트(kN · m)	37.095	0.196	0.000	48.223	24.112	

다. 하중조합

(1) 계수하중(Factored Load)

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	풍하중(M_{W1})	풍하중(M_{W2})	비고
Case 1	1.35	1.85				
Case 2	1.60	1.60				
Case 3	1.35			1.35		
Case 4	1.35	1.40			0.675	
Case 5	1.35		1.35			

(2) 사용하중(Service Load)

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

(3) 하중조합 결과

구 분	계수하중	사용하중	비고
Case 1	50.441		
Case 2	59.666		
Case 3	115.180		
Case 4	66.628		
Case 5	50.078		
Case 6		37.291	
Case 7		85.318	
Case 8		49.151	
Case 9		37.095	

3.4 바닥판 설계

가. 궤도부

1) 설계조건

·	f_{ck}	=	30 MPa	·	f_y	=	400 MPa	·	H	=	280 mm
·	M_u	=	29.366 kN · m	·	S_u	=	0.000 kN	·	M	=	21.753 kN · m
·	b	=	1000 mm	·	d	=	220 mm	·	d'	=	60.0 mm
·	φ_f	=	0.85	·	φ_v	=	0.80	·	주 철 근	1	단 배치

▷ 강도감소계수 산정

$T = A_s \times f_y$ = 529600 N

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

$T = C$ ∴ a = 20.769 mm C = 24.434 mm

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

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

∴ $\varepsilon_t \geq$ 0.005 이므로 인장지배 단면이며 Φ = 0.85

2) 휨설계

- 필요철근량

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

$M_u < \Phi_f \times M_n$

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

29366000 < −2.666666667 A_s^2 + 74800 A_s

∴ Req'd A_s = 398.248 mm^2

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd A_s = 398.248 mm^2

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

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

∴ A_s = 753.119 mm^2 이상 사용하여야 한다.

- 사용철근

∴	USE	As =	H	16	@	150	=	1324.000 mm^2	[6.7 ea/m]	0.K. !!
			H	16	@	0	=	0.000 mm^2	[0.0 ea/m]	
						TOTAL	=	1324.000 mm^2	[p = 0.00602]	

압축철근 : USE H 16 @ 150 = 1324.000 mm^2

- 철근비 검토

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

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

- 설계강도 검토

Max. c = 0.714 × 600/(600 + f_y) × d

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

Max. a = 0.836 × c = 78.791

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

jd = d − a/2 = 209.616 mm

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

T = f_y × A_s = 529.600 KN

$\varphi_f M_n$ = φ_f f_y × A_s × j d = 94.361 KN·m > 29.366 KN·m **O.K.!!**

$\varphi_f M_n$ / M_u = 3.213

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 220.67 mm^2

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

온도-수축철근 검토

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

3) 철근의 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 21.753 kN·m

① 철근의 응력

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

p_{use} = A_s_use / b·d = 0.00602

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

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

$f_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 81.505 MPa

f_{smax} (= 81.505 MPa) < 0.6 f_y (= 240 MPa) -------- **O.K**

② 철근의 중심간격 검토

S = 375 (K_{cr} / f_s) − 2.5 C_c

S = 300 (K_{cr} / f_s)

(여기서 K_{cr}은 건조환경 이외의 환경이므로 210 적용)

Cc = 60.0 − 16.0 / 2 = 52 mm

s = 375 × (210 / 81.5) − 2.5 × 52.0 = 836.2 mm

s = 300 × (210 / 81.5) = 773 mm

∴ S = min(836.2, 773) = 773 mm > 150.0 mm **∴ O.K**

나. 캔틸레버부

1) 설계조건

·	f_{ck}	=	30 MPa	·	f_y	=	400 MPa	·	H	=	280 mm
·	M_u	=	72.728 kN · m	·	S_u	=	0.000 kN	·	M	=	53.872 kN · m
·	b	=	1000 mm	·	d	=	220 mm	·	d'	=	60.0 mm
·	φ_f	=	0.85	·	φ_v	=	0.8	·	주 철 근	1	단 배치

▷ 강도감소계수 산정

$T = A_s \times f_y$ = 529600 N

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

$T = C$ ∴ a = 20.769 mm C = 24.434 mm

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

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

∴ $\varepsilon_t \geq$ 0.005 이므로 인장지배 단면이며 Φ = 0.85

2) 휨설계

- 필요철근량

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

$M_u < \Phi_f \times M_n$

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

72728000 < −2.666666667 A_s^2 + 74800 A_s

∴ Req'd A_s = 1008.563 mm²

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd A_s = 1008.563 mm²

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

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

∴ A_s = 1008.563 mm² 이상 사용하여야 한다.

- 사용철근

∴ USE	As =	H	16	@	150	=	1324.000 mm²	[6.7	ea/m]	O.K. !!
		H	16	@	0	=	0.000 mm²	[0.0	ea/m]	
					TOTAL	=	1324.000 mm²	[p =	0.00602]	

압축철근 : USE H 16 @ 150 = 1324.000 mm²

- 철근비 검토

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

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

- 설계강도 검토

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

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

Max. a = 0.836 × c = 123.11145

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

jd = d - a/2 = 209.616 mm

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

T = f_y × A_s = 529.600 KN

$\varphi_f M_n$ = φ_f f_y × A_s × j d = 94.361 KN · m > 72.728 KN · m

$\varphi_f M_n$ / M_u = 1.297 O.K.!!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 220.667 mm^2

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

온도-수축철근 검토

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

3) 철근의 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 53.872 kN · m

① 철근의 응력

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

p_{use} = A_s_use / b · d = 0.00602

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

j = 1 - (k / 3) = 0.916

f_{smax} = M_{max} / ($p \cdot j \cdot b \cdot d^2$) = 201.849 MPa

f_{smax} (= 201.849 MPa) > 0.6 f_y (= 240 MPa) -------- O.K

② 철근의 중심간격 검토

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

S = 300 (K_{cr} / f_s)

(여기서 K_{cr}은 건조환경 이외의 환경이므로 210 적용)

Cc = 60.0 - 16.0 / 2 = 52 mm

s = 375 × (210 / 201.8) - 2.5 × 52.0 = 260.2 mm

s = 300 × (210 / 201.8) = 312.2 mm

∴ S = min(260.2, 312.2) = 260.2 mm > 150.0 mm ∴ O.K

다. 전철주 기초부

1) 설계조건

·	f_{ck}	=	30 Mpa	·	f_y	=	400 Mpa	·	H	=	280 mm
·	M_u	=	115.180 kN · m	·	S_u	=	0.000 kN	·	M	=	85.318 kN · m
·	b	=	1000 mm	·	d	=	220 mm	·	d'	=	60.0 mm
·	φ_f	=	0.85	·	φ_v	=	0.8	·	주 철 근	2	단 배치

▷ 강도감소계수 산정

$T = A_s \times f_y$ = 1059200 N

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

$T = C$ ∴ a = 41.537 mm C = 48.867 mm

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

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

∴ $\varepsilon_t \geq$ 0.005 이므로 인장지배 단면이며 Φ = 0.85

2) 휨설계

- 필요철근량

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

$M_u < \Phi_f \times M_n$

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

115180000 < -2.66666667 As² + 74800 A_s

∴ Req'd A_s = 1635.160 mm²

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd A_s = 1635.160 mm²

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

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

∴ A_s = 1635.160 mm² 이상 사용하여야 한다.

- 사용철근

∴	USE	As = H	16	@	150	=	1324.000 mm²	[6.7 ea/m]		O.K. !!
		H	16	@	150	=	1324.000 mm²	[6.7 ea/m]		
					TOTAL	=	2648.000 mm²	[p = 0.01204]		

압축철근 : USE H 16 @ 150 = 1324.000 mm²

- 철근비 검토

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

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

- 설계강도 검토

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

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

Max. a = 0.836 × c = 123.11145

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

jd = d − a/2 = 199.231 mm

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

T = f_y × A_s = 1059.200 KN

$\varphi_f M_n$ = φ_f f_y × A_s × j d = 179.372 KN · m > 115.18 KN · m

$\varphi_f M_n$ / M_u = 1.557 **O.K.!!**

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 441.333 mm^2

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

온도-수축철근 검토

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

3) 철근의 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 85.318 kN · m

① 철근의 응력

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

p_{use} = A_s_use / b · d = 0.01204

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

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

$f_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 164.875 MPa

f_{smax} (= 164.875 MPa) < 0.6 f_y (= 240 MPa) -------- **O.K**

② 철근의 중심간격 검토

S = 375 (K_{cr} / f_s) − 2.5 C_c

S = 300 (K_{cr} / f_s)

(여기서 K_{cr}은 건조환경 이외의 환경이므로 210 적용)

Cc = 60.0 − 16.0 / 2 = 52 mm

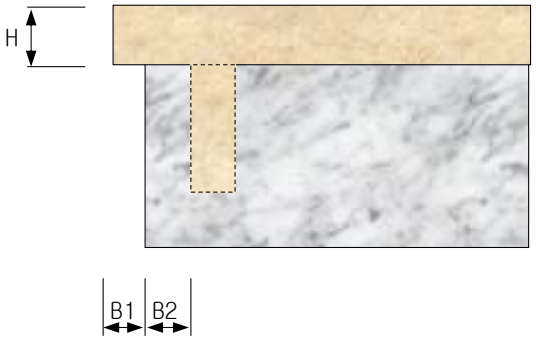
s = 375 × (210 / 164.9) − 2.5 × 52.0 = 347.7 mm

s = 300 × (210 / 164.9) = 382.2 mm

∴ S = min(347.7, 382.2) = 347.7 mm > 150.0 mm **∴ O.K**

3.5 슬래브 단부 검토

가. 단면치수



H	0.280	m
B1	0.050	m
B2	0.200	m

나. 설계하중에 의한 단면력

1) 고정하중에 의한 단면력

W_d = 22.791 KN/m^2

M_d = W_d × (B1+B2)^2 / 2 = 0.712 kN · m/m

2) 활하중에 의한 단면력

$W_{L(1+i)}$ = 13.419 KN/m^2

$$M_{L(1+i)} = \frac{W_{L(1+i)} \times (B1+B2)^2}{2} = 0.419 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

3) 하중조합

M_{u1} = 1.35 M_D + 1.85 $M_{L(1+i)}$ = 1.736 kN · m

M_{u2} = 1.6 M_D + 1.6 $M_{L(1+i)}$ = 1.810 kN · m

M_u = Max (M_{u1}, M_{u2}) = 1.810 kN · m

다. 철근량 산정

1) 설계조건

·	f_{ck} =	30 MPa	·	f_y =	400 MPa	·	H =	280 mm
·	M_u =	1.810 kN · m	·	S_u =	0.000 kN			
·	b =	1000 mm	·	d =	220 mm	·	d' =	60.0 mm
·	φ_f =	0.85	·	φ_v =	0.8	·	주 철 근	1 단 배치

2) 휨설계

- 필요철근량

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

$M_u < \Phi_f \times M_n$

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

1809600 < −2.666666667 A_s^2 + 74800 A_s

∴ Req'd A_s = 24.213 mm^2

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd A_s = 24.213 mm^2

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

$A_{s,min}$ = Req'd A_s × 4/3 = 32.285 mm^2

∴ A_s = 32.285 mm^2 이상 사용하여야 한다.

- 사용철근

∴	USE	As =	H	13	@	200	=	633.500 mm^2	[5.0 ea/m]	O.K. !!
			H	13	@	200	=	0.000 mm^2	[0.0 ea/m]	
						TOTAL	=	633.500 mm^2	[p = 0.00288]	

- 철근비 검토

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

p = A_s/(b ×d) = 0.2879545 % < p_{max} = 0.714 × p_b = 2.130 % O.K. !!

- 설계강도 검토

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

= 147.2625 mm > c = a / 0.85 = 11.691 mm

Max. a = 0.836 × c = 123.11145

> a = f_y × A_s / 0.85 × f_{ck} × b = 9.937 mm

jd = d - a/2 = 215.031 mm

C = 0.85 × f_{ck} × a × b = 253.400 KN

T = f_y × A_s = 253.400 KN

$\varphi_f M_n$ = φ_f f_y × A_s × j d = 46.316 KN · m > 1.8096 KN · m

$\varphi_f M_n$ / M_u = 25.594 O.K.!!

3.6 켄틸레버부 단부 검토

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량 A_s^{req}

  A_s^{req} = 1008.563 ㎟

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

  $A_s^{req'}$ = 2017.127 ㎟

- 사용철근

  인장철근(상면) : USE H 22 @ 150 = 2580.67 ㎟ **O.K.!!**

  압축철근(하면) : USE H 16 @ 150 = 1324 ㎟

- 보강범위

  단부에서 2.0 m 까지

3.7 바닥판 설계 요약

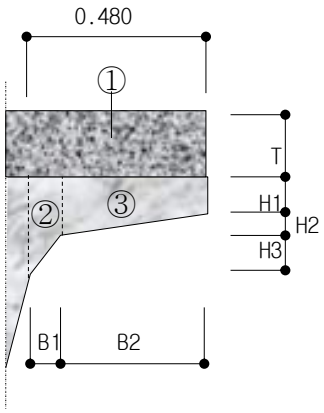
위 치	보강철근	방향	사용철근	간격(㎜)	비 고
궤도부	인장보강철근	교축직각방향	H16	150	
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	
	배력철근(인장)	교축방향	H13	200	
	배력철근(압축)	교축방향	H13	200	
켄틸레버부	인장보강철근	교축직각방향	H16	150	
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	
	배력철근(인장)	교축방향	H13	200	
	배력철근(압축)	교축방향	H13	200	
슬래브 단부	인장보강철근	교축직각방향	H13	200	
	압축보강철근	교축직각방향	H13	200	
켄틸레버부 (단부)	인장보강철근	교축직각방향	H22	150	
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	
전철주 기초부	인장보강철근	교축직각방향	H16	150	
		교축직각방향	H16	150	
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	

3.5 합성전 거더 상부플랜지 안전성 검토

가. 하중 및 작용 단면력 산정

(1) 캔틸레버부

1) 설계단면



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

2) 고정하중

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

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

4) 작용 단면력

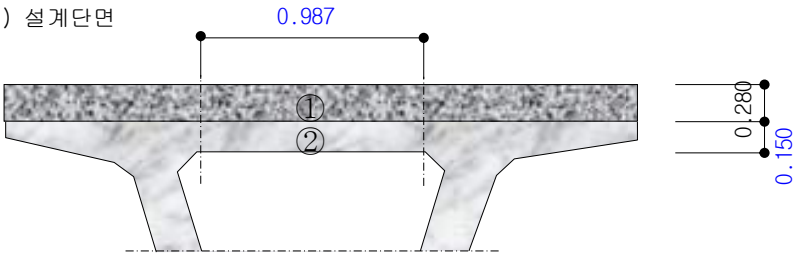
M1 = 0.790 kN·m + 0.021 kN·m + 0.005 kN·m + 0.308 kN·m + 0.026 kN·m = 1.150 kN·m

M2 = 0.288 kN·m

Mu = 1.35·M1 + 1.85·M2 = 2.086 kN·m

(2) 상부플랜지 중앙부

1) 설계단면



2) 고정하중

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

라. 작용 단면력

M1 = 1.026 kN·m / M2 = 0.244 kN·m

Mu = 1.35·M1 + 1.85·M2 = 1.836 kN·m

나. 위치별 철근량 검토

(1) 캔틸레버부

1) 설계조건

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

2) 휨설계

- 필요철근량

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

$M_u < \Phi_f \times M_n$

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

2085877.969 < -1.777777778 A_s^2 + 27200 A_s

∴ Req'd A_s 77.075 mm²

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

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

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

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

- 사용철근

∴ USE As = H	16	@	200	=	993.000 mm²	[5.0 ea/m]		O.K. !!
H	16	@	0	=	0.000 mm²	[0.0 ea/m]		
			TOTAL	=	993.000 mm²	[p = 0.01241]		

압축철근 : USE H 16 @ 200 = 993.000 mm²

- 철근비 검토

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

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

- 설계강도 검토

Max. c = 0.714 × 600/(600 + f_y) × d

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

Max. a = 0.836 × c = 28.651

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

jd = d - a / 2 = 74.808 mm

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

T = f_y × A_s = 397.200 KN

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

$\varphi_f M_n$ / M_u = 12.108

3) 철근의 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 1.438 kN · m

① 철근의 응력

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

p_{use} = A_s_use / b · d = 0.01241

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

j = 1 - (k / 3) = 0.887

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

f_{smax} (= 20.418 MPa) > 0.6 f_y (= 240 MPa) -------- 0.K

② 철근의 중심간격 검토

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

S = 300 (K_{cr} / f_s)

(여기서 K_{cr}은 건조환경 이외의 환경이므로 210 적용)

Cc = 60.0 - 16.0 / 2 = 52 mm

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

s = 300 × (210 / 20.4) = 3085.6 mm

∴ S = min(3726.9, 3085.6) = 3085.6 mm > 200.0 mm ∴ 0.K

(2) 거더내부

1) 설계조건

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

2) 휨설계

- 필요철근량

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

$M_u < \Phi_f \times M_n$

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

1836040.669 < -1.777777778 A_s^2 + 20400 A_s

∴ Req'd A_s = 90.719 mm²

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

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

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

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

- 사용철근

∴	USE	As = H	16	@	200	=	993.000 mm²	[5.0 ea/m]		O.K. !!
		H	16	@	0	=	0.000 mm²	[0.0 ea/m]		
					TOTAL	=	993.000 mm²	[p = 0.01655]		

압축철근 : USE H 16 @ 200 = 993.000 mm²

- 철근비 검토

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

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

- 설계강도 검토

Max. c = 0.714 × 600/(600 + f_y) × d

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

Max. a = 0.836 × c = 21.489

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

jd = d - a / 2 = 54.808 mm

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

T = f_y × A_s = 397.200 KN

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

$\varphi_f M_n$ / M_u = 10.078

3) 철근의 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 1.270 kN · m

① 철근의 응력

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

p_{use} = A_s_use / b · d = 0.01655

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

j = 1 - (k / 3) = 0.874

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

f_{smax} (= 24.386 MPa) > 0.6 f_y (= 240 MPa) -------- 0.K

② 철근의 중심간격 검토

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

S = 300 (K_{cr} / f_s)

(여기서 K_{cr}은 건조환경 이외의 환경이므로 210 적용)

Cc = 90.0 - 16.0 / 2 = 82 mm

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

s = 300 × (210 / 24.4) = 2583.5 mm

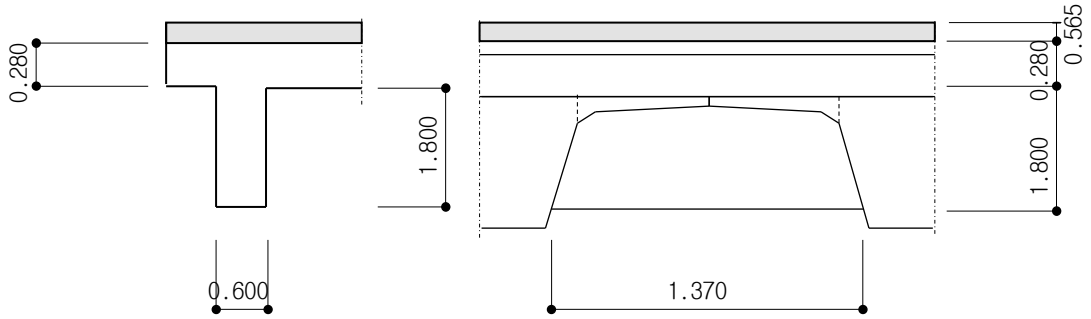
∴ S = min(3024.4, 2583.5) = 2583.5 mm > 200.0 mm ∴ 0.K

3.6 가로보 검토

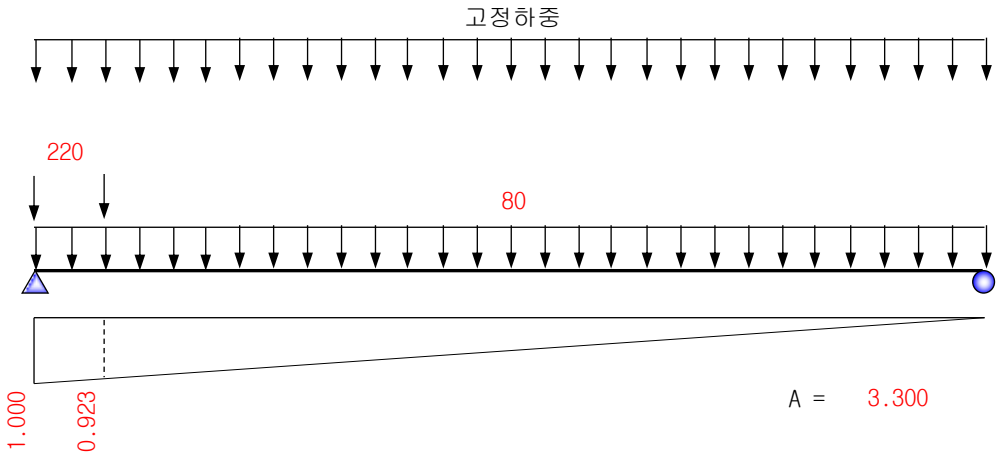
3.6.1 단부가로보 검토

가. 설계단면

1) 교축직각방향



2) 교축방향



나. 단면력 산정

1) 고정하중

▶ 합성전 고정하중

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

▶ 합성후 고정하중

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

(가로보 제외) Σ 22.012 【 kN/m 】

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

2) 활하중

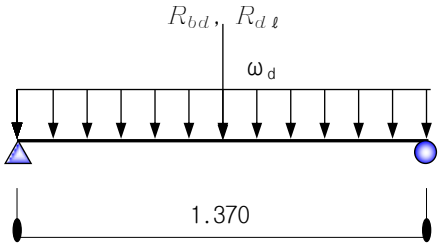
- 충격계수 i = 1.44 / ($\sqrt{L_c}$ - 0.2) - 0.18 = 0.620 ≤ 0.67

(** 단부 가로거더의 경우 L_c = 4m 적용)

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

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

23.337 × 1.620 × 3.300 = 324.657 【 kN 】



3) 하중조합

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

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

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

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

1) 적용범위

L_n = 137 cm

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

2) 위험단면에서의 전단력

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

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

3) 보의 최대 전단강도

L_n / d < 2 일때 보의 최대 공칭 전단강도

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

ΦV_n = 0.85 × 3636.878 = 3091.346 【 kN 】

4) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

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

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

ΦV_c = 0.85 × 909.219 = 772.836 【 kN 】

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

∴ 전단철근 필요

5) 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

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

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

A_v : 간격 S_v로 배치된 수직스터럽의 단면적

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

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

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

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

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

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

$\ge$ 0.107

라. 철근량 산정

1) 수직 전단철근 배근 (수직 폐합 스터럽)

S_v : d/5 이하 또는 30㎝이하

d / 5 = 166 / 5 = 33.2 ㎝

S_v = 20 ㎝

사용철근량 Use A_v = H16 × 4 = 7.944 ㎠

$A_v > 0.0025 \times b \times S_v$

7.944 > 0.0025 × 60 × 20 = 3.000 ㎠ 0.K

2) 수평 전단철근 배근

S_h : d/5 이하 또는 30㎝이하

d / 5 = 166 / 5 = 33.2 ㎝ S_h = 20 ㎝

사용철근량 Use A_h = H16 × 4 = 7.944 ㎠

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

7.944 > 0.0015 × 60 × 20 = 1.800 ㎠ 0.K

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

0.152 × 3.972 + 0.848 × 3.972 = 3.972 ≥ 0.107 0.K

마. 휨철근량 산정

콘크리트 설계기준강도	f_{ck}	= 30	MPa	철 근 의 항 복 강 도	f_y	= 400	MPa
설 계 모 멘 트	M_u	= 281.02	kN · m	휨 강 도 감 소 계 수	φ_f	= 0.85	
부 재 높 이	h	= 1800	mm	부 재 폭	b	= 600	mm
인 장 피 복	d'	= 150	mm	유 효 높 이	d	= 1650	mm

1) 휨철근량 산정

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

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

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

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

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

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

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

∴ 최소철근량 A_s = 34.7 ㎠ (두값중 큰값 적용)

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

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

그러므로 요구되는 철근량 $Req.A_s$ = 6.706 ㎠

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

∴ O.K

사용철근비 Use P = 22.92 / (60 × 165) = 0.00232 , a = 2.9961 cm

$\varphi M_n = \varphi\ A_s\ f_y\ (\ d - \dfrac{a}{2}\ ) = 1274.138$ 【 kN · m 】

그러므로, φM_n = 1274.138 【 kN · m 】 > M_u = 281.02 【 kN · m 】 ∴ O.K

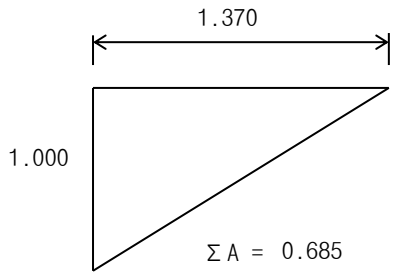
3.6.2 중간가로보 검토

가. 작용 단면력

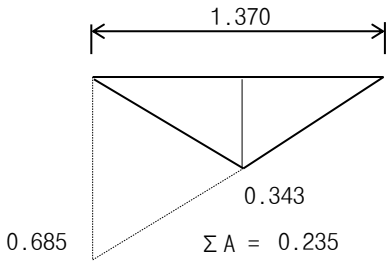
1) 고정하중 (Dead Load)

거더 간격 : 2.750 m 계 산 지 간 : 1.370 m

전단력 영향선



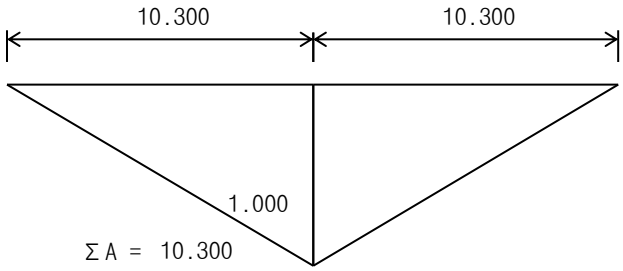
모멘트 영향선



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

2) 활하중 (Live Load)

가로보 간격 : 10.300 m 활하중 재하폭 : 3.428 m



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

S = 44.07 × 1.370 / 2 = 30.000 kN

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

구 분	전단력	모멘트
단 면 력	30.000	8.000

3) 단면력 산정

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

S_u = 1.35 S_d + 1.85 S_l = 275.00 kN

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

S_u = 1.60 S_d + 1.60 S_l = 308.00 kN

나. 철근량 산정

f_{ck} (MPa)	27	f_y (MPa)	400
M_u (kN-m)	102	ϕ(bending)	0.85
S_u (kN)	308	ϕ(shear)	0.8
b (mm)	300	e (mm)	0
d (mm)	1720	H (mm)	1800

1) 휨 설 계

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

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

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

A_{s_use} = 1146 mm^2 , $p_{_use} = A_{s_use} / b\ d$ = 0.222 %

A_{s_min} = 1.4 b d / f_y = 1,806 mm^2

A_{s_req} × 4/3 = 233 mm^2

As_use (1,146.000 mm^2) > MIN.(As_min, As_req×4/3) = 233 mm^2 ==>> 0.K

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

p_use=0.222(%) < p_min=0.350(%), 그러나 As_use > As_req ×4/3 이므로 ==>> 0.K

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

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

2) 전 단 설 계

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

φV_c = 357.000 kN φV_s = 0.000 tonf

V_u = 308.000 kN s_{max} = 60.000 mm

1/2ϕVc < Vu < ϕVc 이므로 최소량의 전단철근 보강

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

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

A_v = 397 > 0.0015 b s = 90 ==>> 0.K

A_h = 397 > 0.0025 b s = 150 ==>> 0.K

0.15 A_v/s + 0.85 A_h / s_2 = 1.986 > 0.000 (= φV_s / φf_y d) ==>> 0.K

3.7 가로보 연결부 검토

3.7.1 가로보 주철근 용접길이 검토

1) 철근의 허용 인장 응력도

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

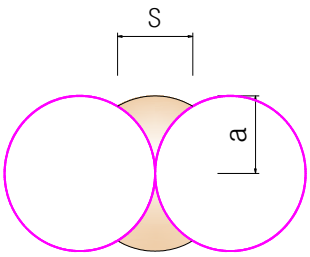
2) 사용철근

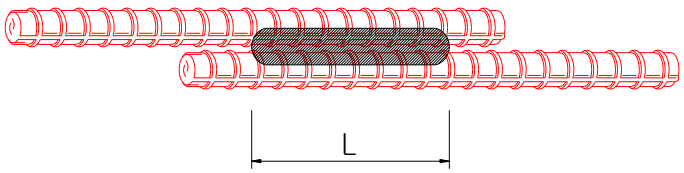
구 분	철근 단면적	지름
H 19	286.5	19.10

3) 용접의 폭

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

4) 단 면





5) 용접길이 계산

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

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

$$= 163.892 \text{ mm}$$

여기서, A_s : 철근의 공칭 단면적

f_{ta} : 철근의 허용인장응력

V_a : 용접부의 허용 전단응력

a : 0.39 D - 3.0

$= 0.39 \times 19.10 - 3.0 = 4.449$

6) 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다.

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

$L = 163.89 < 191.00$ 이므로 191.00 mm 사용

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

3.7.2 가로보 수평철근 용접길이 검토

1) 철근의 허용 인장 응력도

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

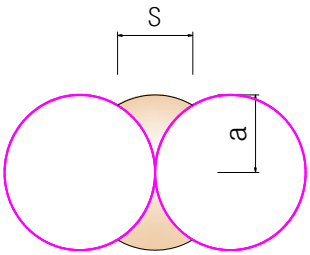
2) 사용철근

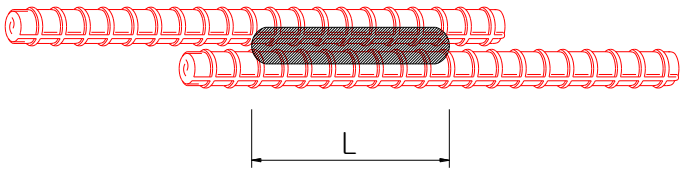
구 분	철근 단면적	지름
H 16	198.6	15.90

3) 용접의 폭

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

4) 단 면





5) 용접길이 계산

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

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

$$= 155.597 \text{ mm}$$

여기서, A_s : 철근의 공칭 단면적

f_{ta} : 철근의 허용인장응력

V_a : 용접부의 허용 전단응력

a : 0.39 D - 3.0

$= 0.39 \times 15.90 - 3.0 = 3.201$

6) 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다.

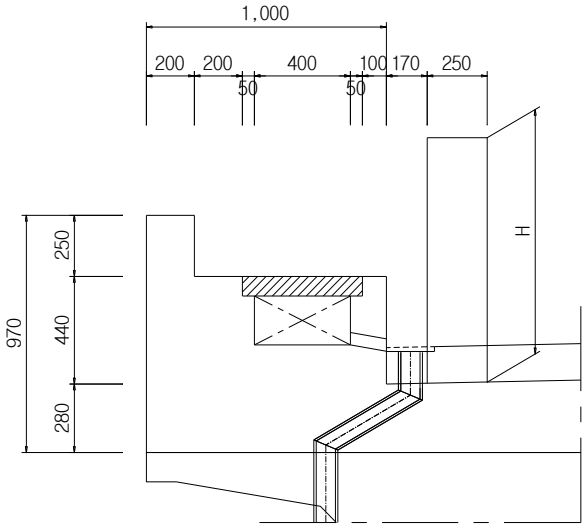
$L' = 15.90 \times 10 = 159.00$ mm

$L = 155.60 < 159.00$ 이므로 159.00 mm 사용

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

3.8. 탈선방지 방호벽 설계

3.8.1 단면치수



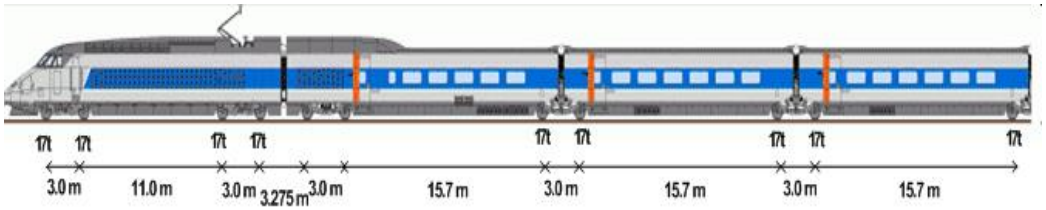
좌측 - H : 1.000 m

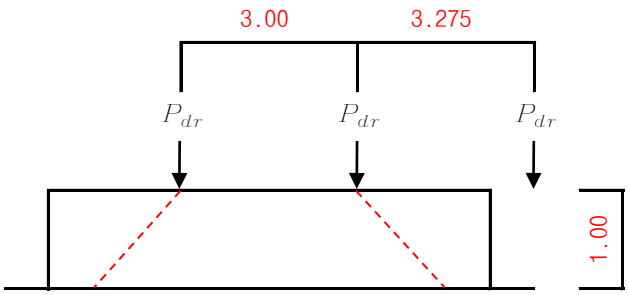
우측 - H : 1.000 m

t : 0.250 m

3.8.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 탈선하중 재하폭 산정 (실하중 기준으로 적용)





P_{dr} = 150.0 × 2 ea / 5.0

= 60.0 kN/m

(1) 전단력 산정

S_r = 60.0 kN

(2) 휨모멘트 산정

좌측 - M_r = 60.0 × 1.000 = 60.0 kN · m

우측 - M_r = 60.0 × 1.000 = 60.0 kN · m

=> 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 아니하였음

3.8.3 철근량 산정

가. 좌측부 검토

(1) 설계조건

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 , Φ_f = 0.85 Φ_v = 0.80

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

(2) 휨검토

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

→ Use As (total) = 1324.066 mm^2 [사용률 1.447]

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

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

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

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

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ $Req\ A_s$ = 915.200 mm^2

☞ 철근비 검토

P_{max} = 0.714 $P_b = \dfrac{0.714 \times 0.85 \times k1 \times fck \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)}$ = 0.0378

⇒ MAX A_s = 7560.13 mm^2

P_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

0.25 √ f_{ck} / f_y = 0.0034

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

☞ 4 / 3 · $req\ A_s$ ⇒ MIN A_s = 1220.27 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

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

ΦM_n = 0.85 × $A_s \times f_y \times (d - a/2)$ = 85.283 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 60.000 kN · m) [사용률 = 1.421] ∴ O.K!!

(3) 전단 검토

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

= 0.80 × 1/6 × √ 30 × 1000 × 200 / 1000 = 146.06 kN

ΦV_c = 146.06 > V_u = 60.000 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

나. 우측부 검토

(1) 설계조건

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k1 = 0.836 , Φ_f = 0.85 Φ_v = 0.80

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

(2) 휨검토

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

→ Use As (total) = 1324.066 mm^2 [사용률 1.447]

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

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

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

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

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ $Req\ A_s$ = 915.200 mm^2

☞ 철근비 검토

P_{max} = 0.714 $P_b = \dfrac{0.714 \times 0.85 \times K1 \times fck \times 60000}{f_y \times (\ 60000 + f_y\ )}$ = 0.0378

⇒ MAX A_s = 7560.13 mm^2

P_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

0.25 √ f_{ck} / f_y = 0.0034

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

☞ 4 / 3 · $req\ A_s$ ⇒ MIN A_s = 1220.27 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

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

ΦM_n= 0.85 × $A_s \times f_y \times (d - a/2)$ = 85.283 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 60.000 kN · m) [사용률 = 1.421] ∴ O.K!!

(3) 전단 검토

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

= 0.80 × 1/6 × √ 30 × 1000 × 200 / 1000 = 146.06 kN

ΦV_c= 146.06 > V_u = 60.000 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

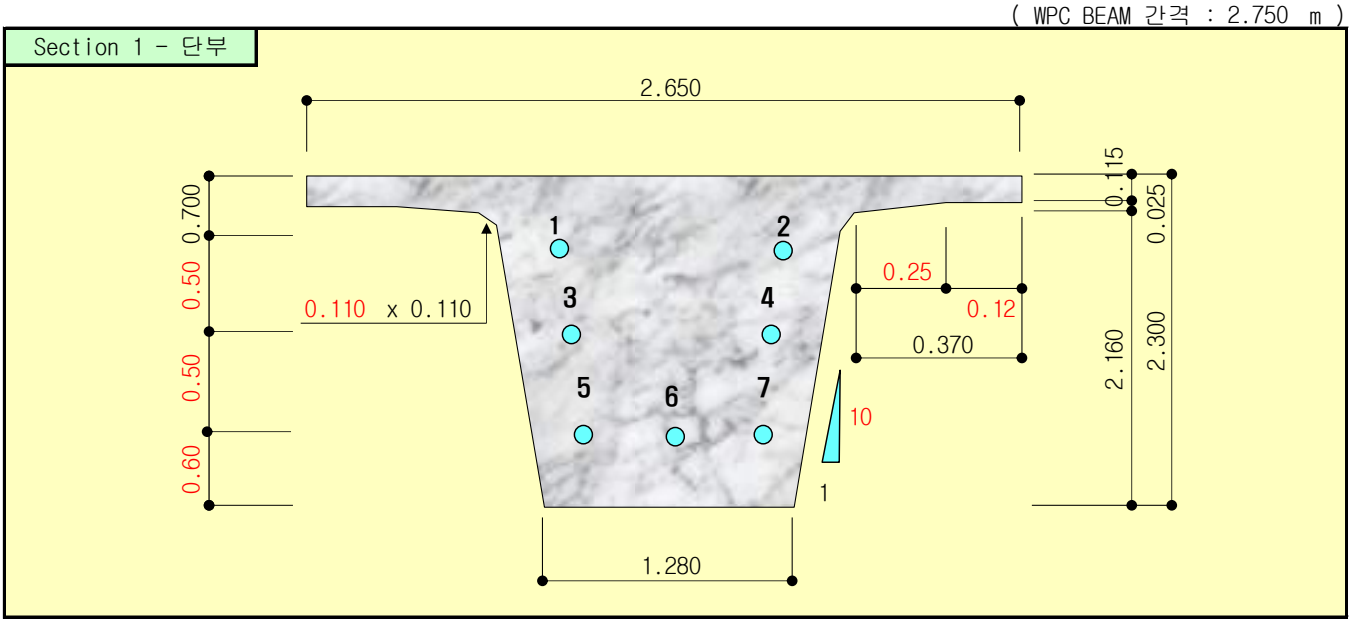
<3차현장자문회의 결과 반영>

4. 외측 WPC 거더 설계

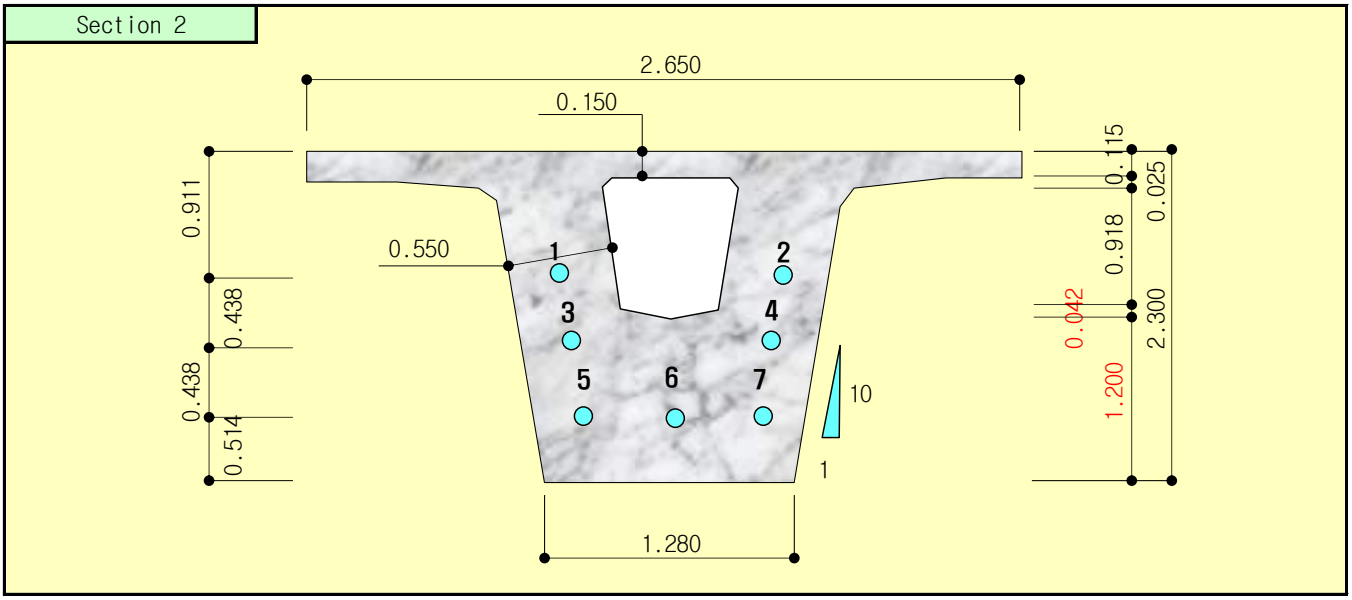
4.1 WPC BEAM 제원

(WPC BEAM 간격 : 2.750 m)

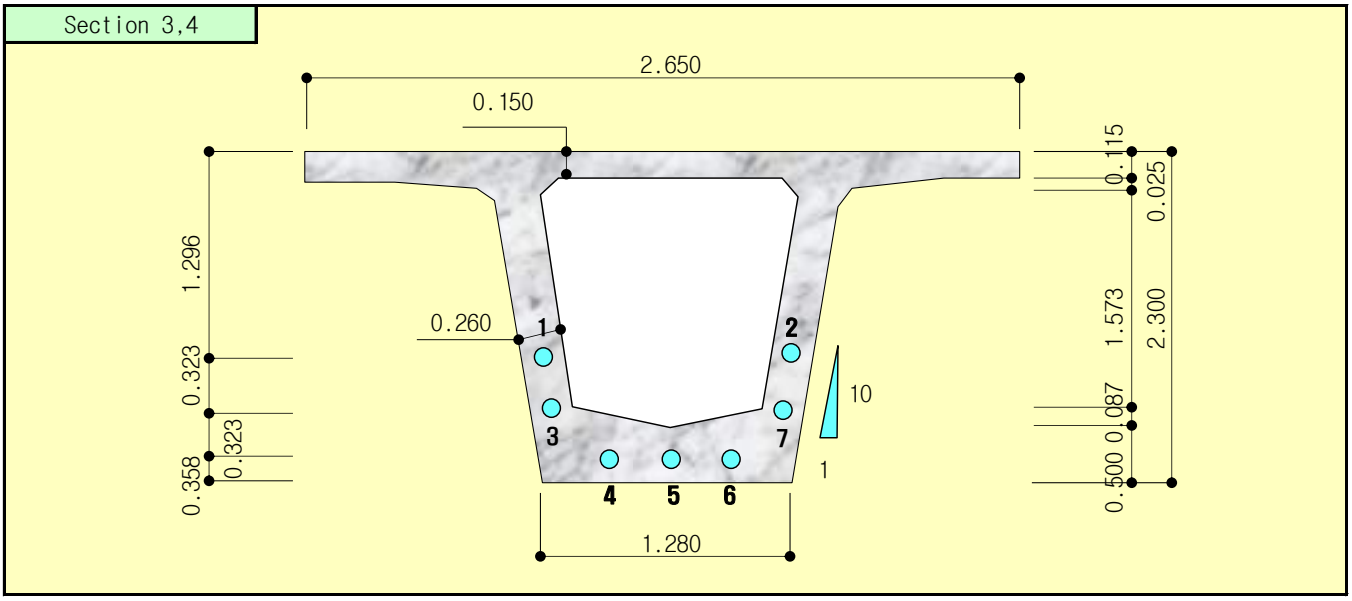
Section 1 - 단부

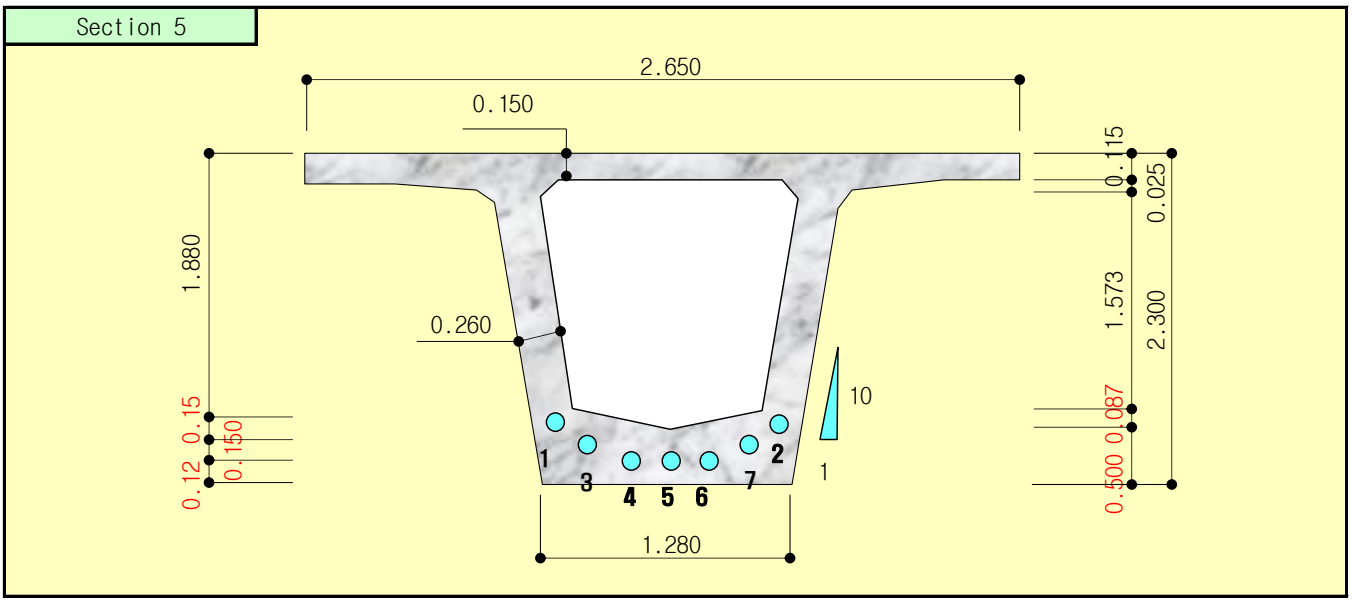


Section 2



Section 3,4





4.2 긴장재의 기하구조

4.2.1 긴장재 배치

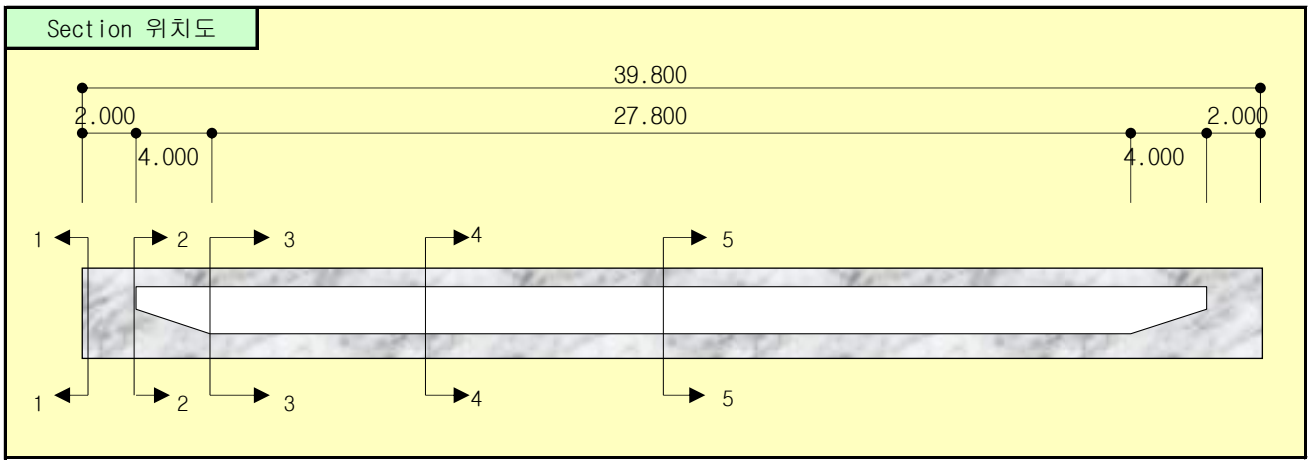
번 호	중앙부에서 정착단거리(X)	높 이(Y)	방정식계수 a $Y=aX^2$	중앙점~정착부 텐던길이	정착부~정착부 텐던길이	텐던길이 / 직선길이
1	19.750	1.180	0.003025156	19.797	39.594	1.002
2	19.750	1.180	0.003025156	19.797	39.594	1.002
3	19.750	0.830	0.002127864	19.773	39.546	1.001
4	19.750	0.830	0.002127864	19.773	39.546	1.001
5	19.750	0.480	0.001230572	19.758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

4.2.2 BEAM 중앙을 기준으로 긴장재 거리에 따른 바닥에서 높이

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

4.2.3 BEAM 중앙을 기준으로 긴장재 거리에 따른 회전각(Radian)

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



4.3 WPC BEAM의 단면 특성

가. BEAM 중앙에서 19.750m 위치 (Section 1)

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

나. BEAM 중앙에서 17.900m 위치 (Section 2)

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

다. BEAM 중앙에서 13.900m 위치 (Section 3)

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

라. BEAM 중앙에서 3.950m 위치 (Section 4)

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

마. BEAM 중앙에서 0.000m 위치 (Section 5)

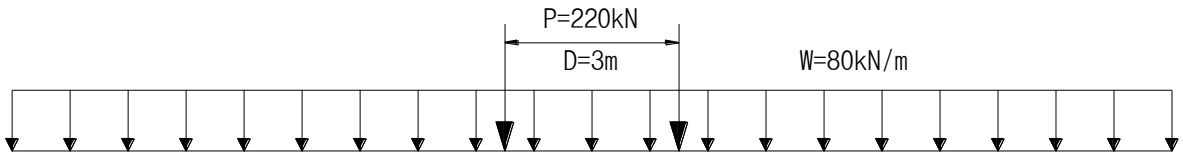
구 분		총 단 면	순 단 면	환산단면	합성단면
A 단면적	(cm^2)	19613	19063	20308	28142
Ys 슬래브상연에서 도심거리	(cm)				98.393
Ybu Beam 상연에서 도심거리	(cm)	117.194	114.659	120.201	82.243
Ybl BEAM 하연에서 도심거리	(cm)	112.806	115.341	109.799	147.757
i 단면2차모멘트	(cm^4)	124180029	119805001	129358062	235144501
Zs 슬래브상연에 대한 단면계수	(cm^3)				2389850
Zbu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

4.4 하중산정

4.4.1 고정하중

구 분		면 적 (m^2)	길 이 (m)	체 적 (m^3)	중 량 [kN]	하 중	단위
BEAM	Section 1	3.601	2.000	7.202	176.449	88.225	kN/m
	Section 2	3.136	4.000	12.543	307.296	76.824	kN/m
	Section 3~5	1.961	13.900	27.262	667.929	48.052	kN/m
소 계				47.007	1151.674	213.101	kN/m
가로보	단 부	3.151	1.200	3.781	92.639	92.639	kN
슬 래 브		0.872	39.800	34.710	850.385	21.366	kN/m
공 동 구		0.330	39.800	13.134	321.783	8.085	kN/m
군 집 하 중						5.000	kN/m
도상(궤도 및 침목)						24.140	kN/m

4.4.2 활 하 중 (KRL - 2012)

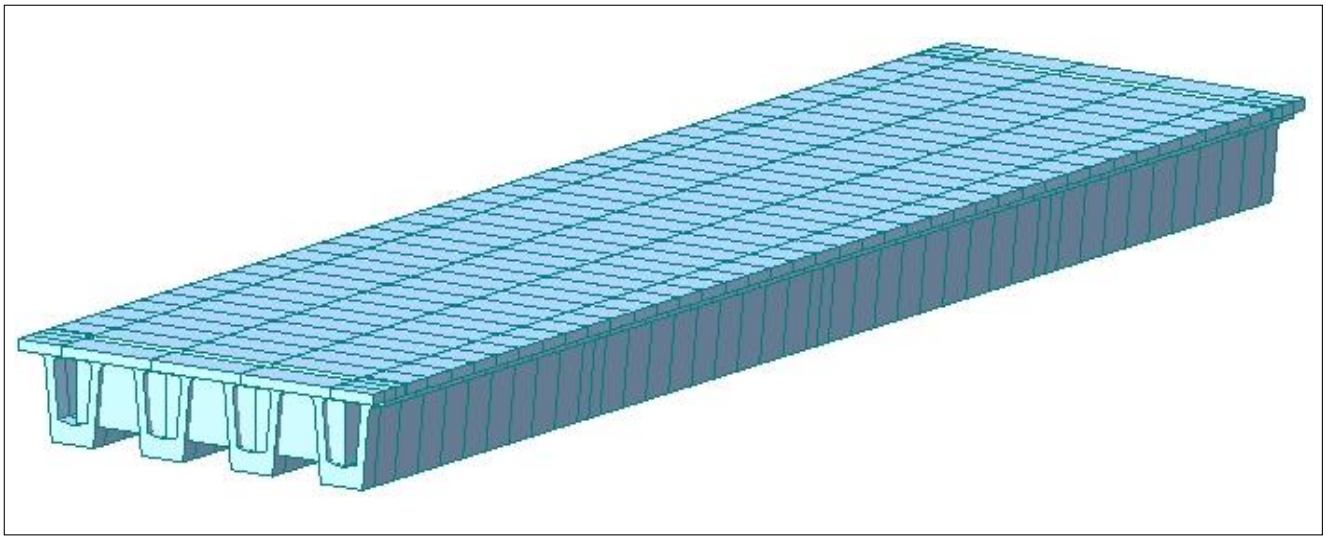


4.4.3 충 격 하 중

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

$$i = 0.059$$

가. 구조해석 모델링



4.4.4 크리프 및 건조수축

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

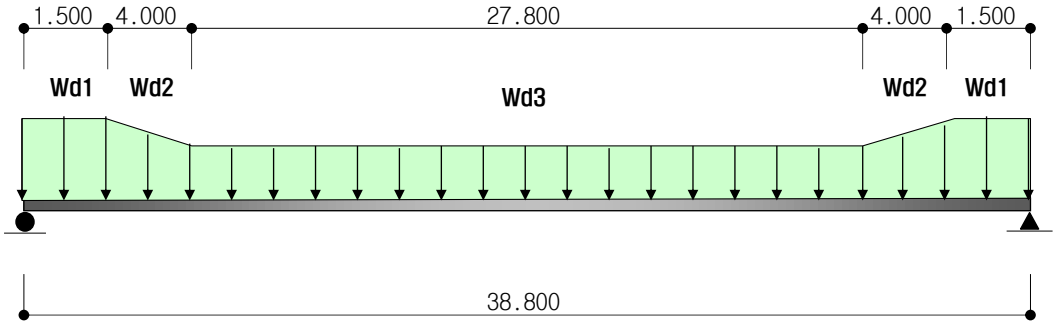
4.5 하 중 재 하 도

(1) BEAM 자중

Sec1 (W_{d1})	88.225 kN/m

Sec2 (W_{d2})	76.824 kN/m

Sec3 (W_{d3})	48.052 kN/m



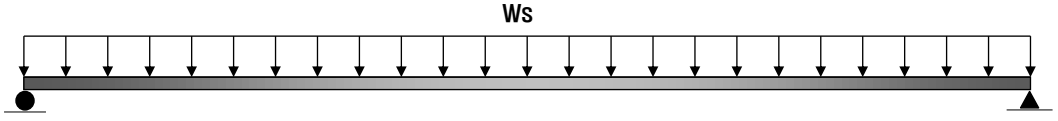
(2) 가로보

(P_c)	46.320 kN



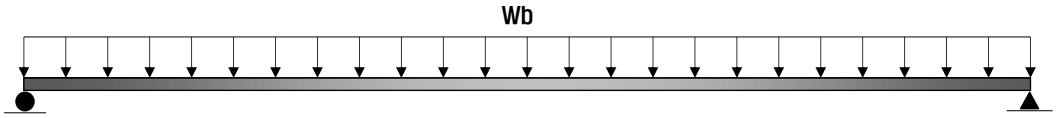
(3) 슬래브 자중

(W_s)	21.366 kN/m



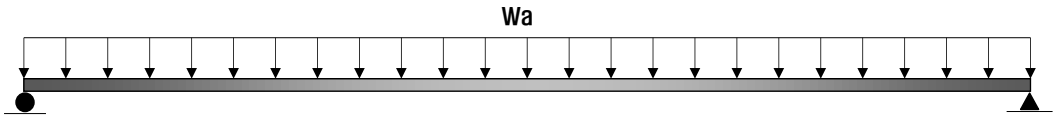
(4) 공동구 자중 및 군집하중

(W_b)	13.085 kN/m

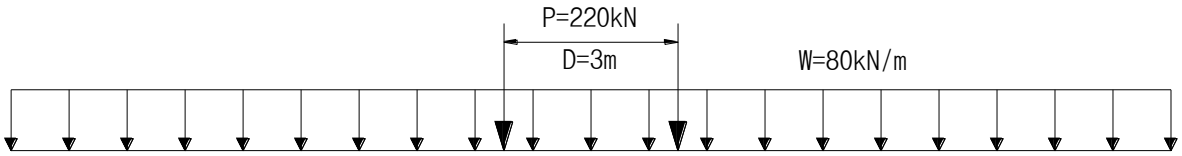


(5) 도상 및 자갈

(W_a)	24.140 kN/m



(6) 활 하 중



4.6 하중에 의한 단면력

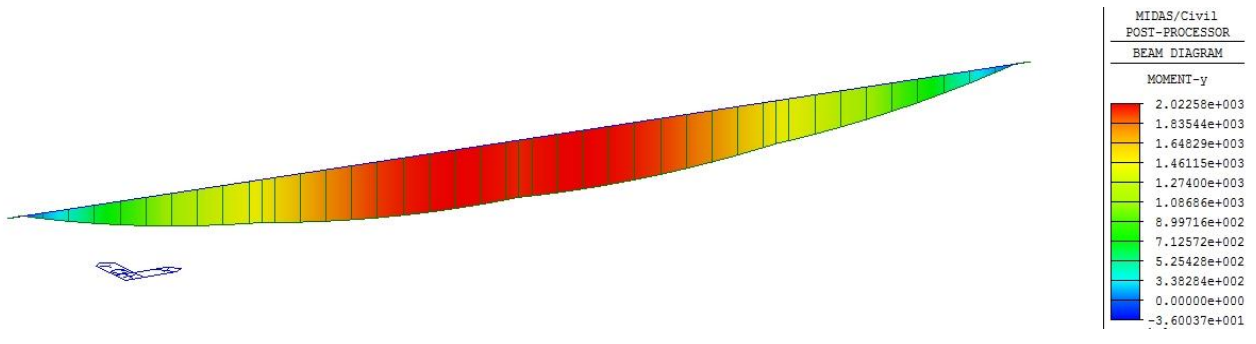
4.6.1 반 력

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

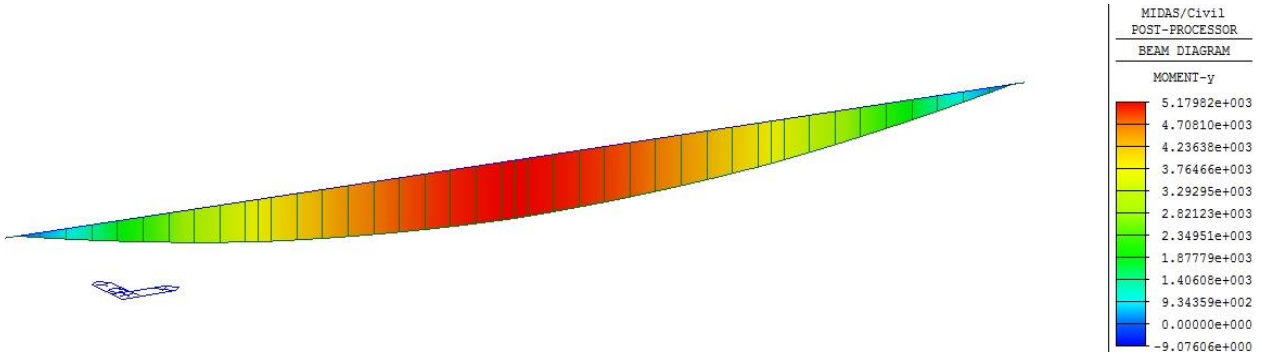
4.6.2 모 멘 트

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

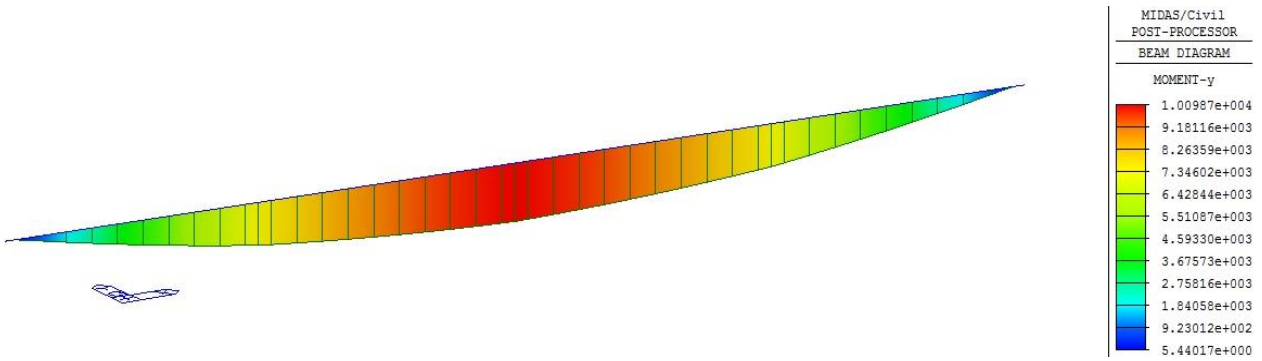
① 공동구 및 방호벽



② 도상하중



③ 활하중 재하시



4.6.3 전 단 력

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

4.7 하중에 의한 응력

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

단위: Mpa

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

4.8 PRESTRESS 손실량 계산

4.8.1 PRESTRESS 도입시 손실

[철.설.기 p343~]

가. 긴장력 결정

파상마찰계수[k] = 0.005 [철.설.기 p345]

곡률마찰계수[μ] = 0.25 [철.설.기 p345]

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

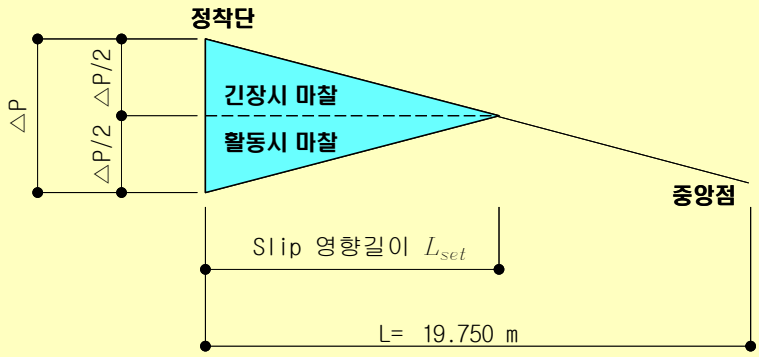
텐던 번호	초기긴장량 (가정치)	마찰손실량	보정된 초기긴장응력	허용긴장응력 [철.설.기 p342]	JACKING FORCE (kN)
1	1168.838	141.162	1310	1440	3633.941
2	1168.838	141.162	1310		3633.941
3	1177.074	132.926	1310		3633.941
4	1177.074	132.926	1310		3633.941
5	1185.522	124.478	1310		3633.940
6	1185.522	124.478	1310		3633.940
7	1185.522	124.478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

나. 마찰손실량

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

다. 정착장치 활동에 의한 손실량

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



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

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

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

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

거리에 따른 활동에 의한 손실량은 비례식으로 계산한다.

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

라. 탄성수축에 의한 손실량

① 긴장력

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

② 프리스트레스와 보자중에의한 거더중앙 긴장재 중심에서 응력

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

③ 탄성수축에 의한 손실량 (f_{el})

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

마. PRESTRESS 도입직후 프리스트레스

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

바. PRESTRESS 도입직후 프리스프레스 평균량

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

※ 유효 PRESTRESS FORCE = 유효 PRESTRESS × 텐던의 총단면적 194.180

4.8.2 PRESTRESS 도입후 손실

[철.설.기 p343~]

가. 크리프에 의한 손실

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

나. 건조수축에 의한 손실

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

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

= 36.400 Mpa

다. 리락세이션에 의한 손실

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

라. PRESTRESS 도입후 유효PRESTRESS

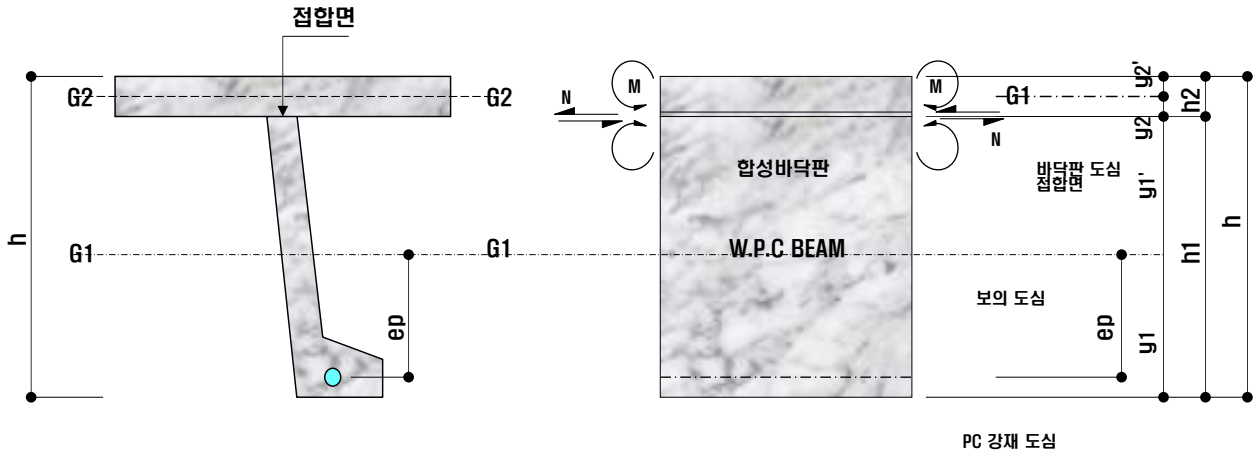
중앙에서 거리 (m)	PRESTRESS 도입직후 유효 PRESTRESS	크리프에의한 손실량	건조수축에 의한 손실량	리락세이션에의한 손실량	PRESTRESS 도입후 유효 PRESTRESS	PRESTRESS 도입후 유효 긴장력(N)	비 율(%)
0.00	1097.183	197.333	36.400	6.424	857.026	16641730.870	78.110
3.95	1125.213	209.110	36.400	7.797	871.906	16930670.710	77.490
13.90	1096.657	170.583	36.400	14.852	874.822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

4.9 PRESTRESS에 의한 콘크리트 응력

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

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

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



4.10.1 건조수축과 크리프계수

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

(1) 건조수축계수

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

바닥판과 P.S.C BEAM의 건조수축차 ε = 0.00013

(2) 크리프계수

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

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

4.10.2 건조수축에 의해 접합면에 발생된 축력과 휨모멘트

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

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

$$B = 1+m$$

$$C = y_1'-my_2$$

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

$$m = E_B I_B / E_S I_S$$

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

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

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

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

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

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

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

4.10.3 크리프에 의해 접합면에 발생된 축력과 휨모멘트

$$N = \frac{-K'}{C^2-BF}\left[P\left[B\left[y_1'ep - r_B^2\right] - C\,ep\right] + M_{d0}\left[C - B\,y_1'\right]\right] - \frac{K}{C^2-BF}\left[M_{d1}\left[C-By_1'\right]\right]$$

$$M = \frac{-K'}{BF-C^2}\left[P\left[C\left[y_1'ep - r_B^2\right] - F\,ep\right] + M_{d0}\left[F - C\,y_1'\right]\right] - \frac{K}{BF-C^2}\left[M_{d1}\left[F-Cy_1'\right]\right]$$

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

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

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

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

4.11 응력 검토 (합성전, 합성후)

4.11.1 2차응력 비고려

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

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

4.11.2 2차응력 고려

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

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

4.12 전단 검토

4.12.1 WPC 중앙부에서 13.90 m 위치에서의 전단력 검토

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

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

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

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

M_l = 2,864.00 kN.m

V_{d2} = 296.99 + 487.8 = 784.75 kN

V_l = 904 kN

중앙에서 거리 (m)	지점에서 거리 (m)	폭b(cm)	깊이 d(cm)	고정하중 전단력 (kN) ∑①~⑤	활하중 전단력 (kN) ⑥	프리스트레스 전단력 (kN)	고정하중 모멘트 (kN.m) ∑①~⑤	활하중 모멘트 (kN.m) ⑥	계수하중 전단력 Su (N)	계수하중 모멘트 Mu (N.mm)
0.00	19.75	52.0	205.1	0.000	0.000	0.000	20473.702	10102.100	0.0	48921283200.0
3.95	15.80	52.0	202.0	412.809	256.848	0.000	17141.797	8045.229	1071450.8	40299241797.9
13.90	5.85	52.0	184.0	1452.674	903.844	0.000	7271.257	2863.997	3770428.7	16216407076.3
17.90	1.85	110.0	184.0	1928.254	1163.943	0.000	2707.090	781.090	4947515.0	5581088329.9
19.75	0.00	148.5	184.0	2145.276	1261.480	0.000	0.000	0.000	5450809.6	0.0

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

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

= 6569287 N = 6569 kN

b_w	520.0	V_i	1.4 x V_{d2} + 2.0 x V_l	2731.52 kN
d	1840.0	M_{cr}	Z_{bo} × (0.5 × √f_{ck} + f_{be} - f_d)	22431.903 kN.m
V_d	667.923	M_{max}	1.4 × M_{d2} + 2.0 × M_l	10696.379 kN.m
		V_i	1.7 x V_{d2} + 1.7 x V_l	2701.75 kN
		M_{cr}	Z_{bo} × (0.5 × √f_{ck} + f_{be} - f_d)	22431.903 kN.m
		M_{max}	1.7 × M_{d2} + 1.7 × M_l	10980.007 kN.m

Z_{bo}	1267419004	f_{be}	P_e / A_c + P_e x e_p / Z_{bo}	16.927 Mpa
f_{ck}	45	f_d	M_{d1} / Z_{bo}	2.582 Mpa

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

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

= 5369916.5 N = 5369.9 kN

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

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

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

CASE1 : Vu < ½ ϕ V_c 전단철근 필요 없음

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

CASE3 : ϕ V_c < V_u 전단철근 필요 ∴ CASE2 적용

(4) 소요 전단철근 강도 산정

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

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

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

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

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

4.12.1 WPC 중앙부에서 19.75 m 위치에서의 전단력 검토

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

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

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

Md2 = 0.0 + 0 = 0 kN.m

Ml = 0.00 kN.m

Vd2 = 414.50 + 680.8 = 1,095.26 kN

Vl = 1,261 kN

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

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

= ∞ N = ∞ kN

b_w	1485.0
d	1840.0
V_d	1050.012

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

Z_{bo}	1317988546
f_{ck}	45

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

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

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

= 10806680.4 N = 10806.7 kN

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

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

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

CASE1 : V_u < ½ ϕ V_c 전단철근 필요 없음

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

CASE3 : ϕ V_c < V_u 전단철근 필요 ∴ CASE2 적용

(4) 소요 전단철근 강도 산정

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

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

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

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

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

4.13 휨강도 검토

(1) 계수하중 모멘트 (검토위치 0.0 m from center)

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

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

(2) 유효폭

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

(3) P.S 강재 응력

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

(4) 설계휨강도

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

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

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

균열 모멘트 Mcr = (fru + fpcc)×Zc

fru : 콘크리트의 허용휨강도, 파괴계수

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

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

(6) 최대 강재량 검토 [철.설.기 P350]

Qp = Pp fps / fck

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

(7) 최소 강재량 검토 [철.설.기 P351]

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

4.14 전단 연결재 (주BEAM과 바닥판 SLAB와의 접촉면)

[철.설.기 P354]

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

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

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

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

나. 설계 수평 전단응력(V_{DH})은 다음 식으로 구해도 좋다

V_{DH} = V / (bv d) 여기서, V : 해당단면의 설계 전단력 = 5450.810 kN
bv : BEAM의 접촉면 폭 = 265.0 cm
d : 전 합성단면의 유효높이 = 262.3 cm

V_{DH} = V / (bv d)
= 5450809.600 / (2650.0 x 2623.0)
= 0.784 Mpa < V_h = 1.1 Mpa ----- O.K

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

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

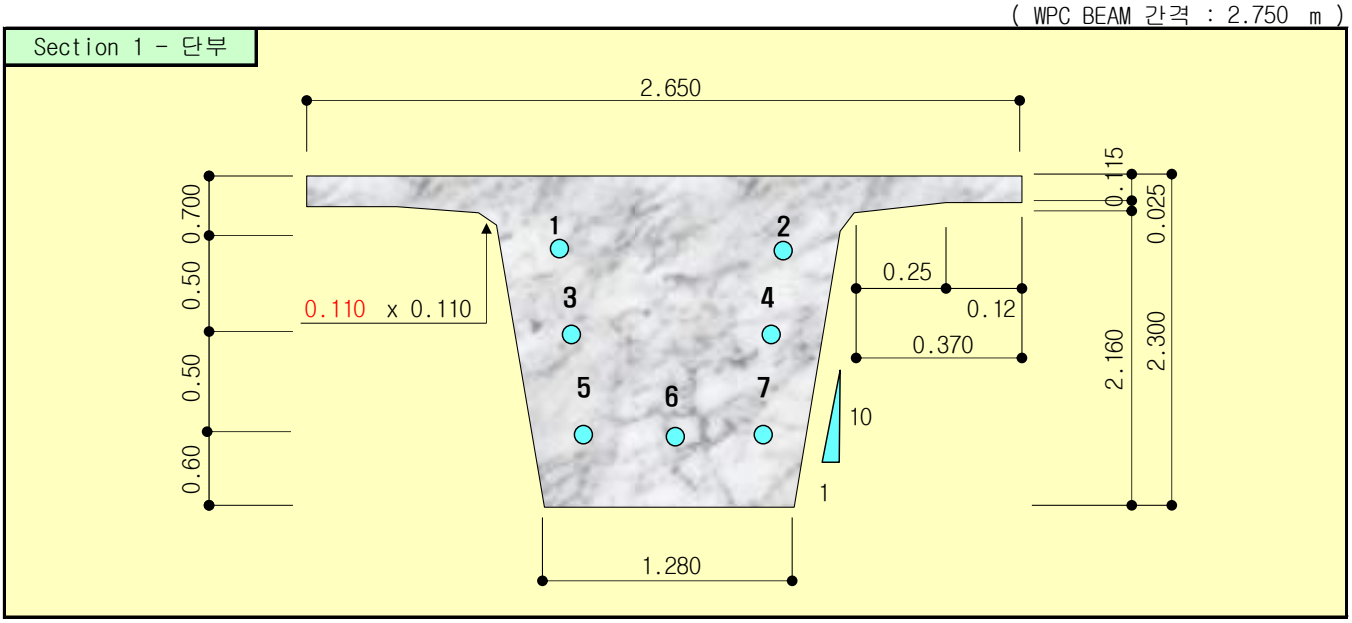
<3차현장자문회의 결과 반영>

5. 내측 WPC BEAM 설계

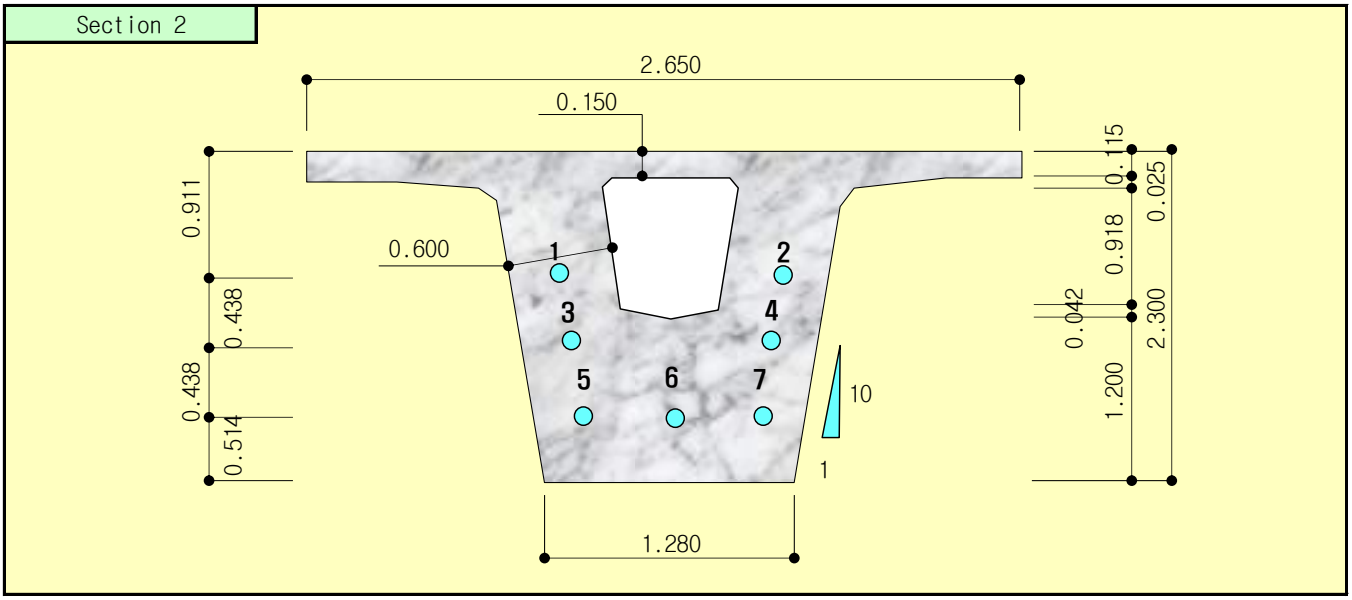
5.1 WPC BEAM 제원

(WPC BEAM 간격 : 2.750 m)

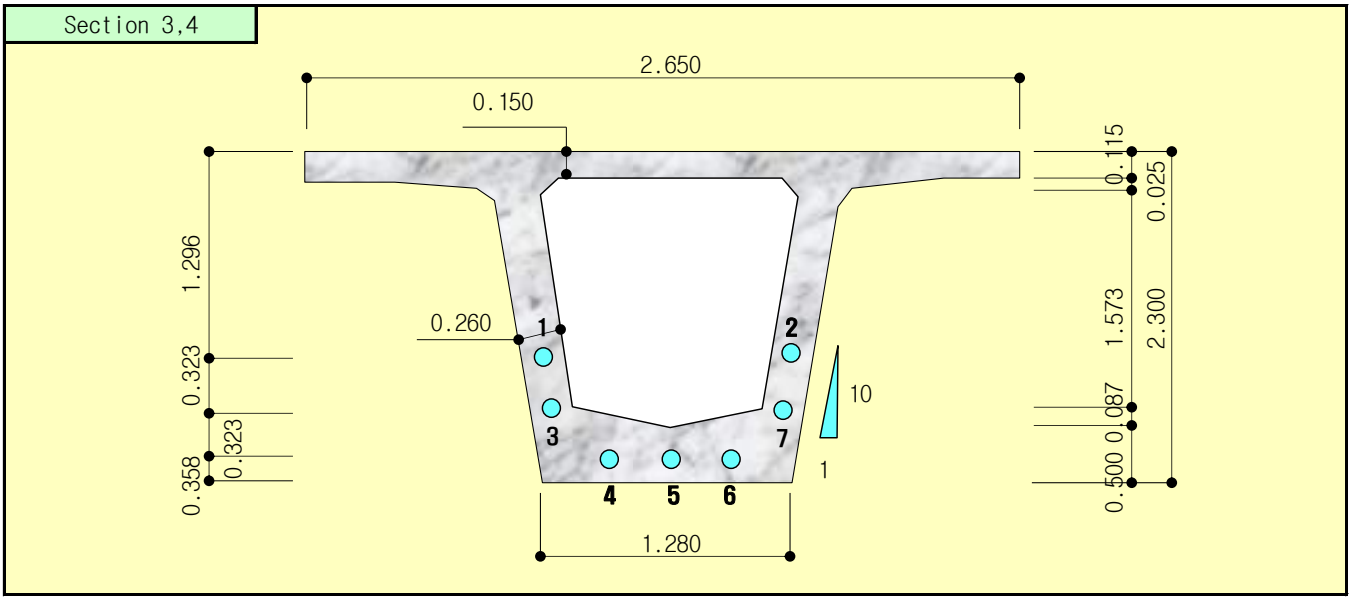
Section 1 - 단부

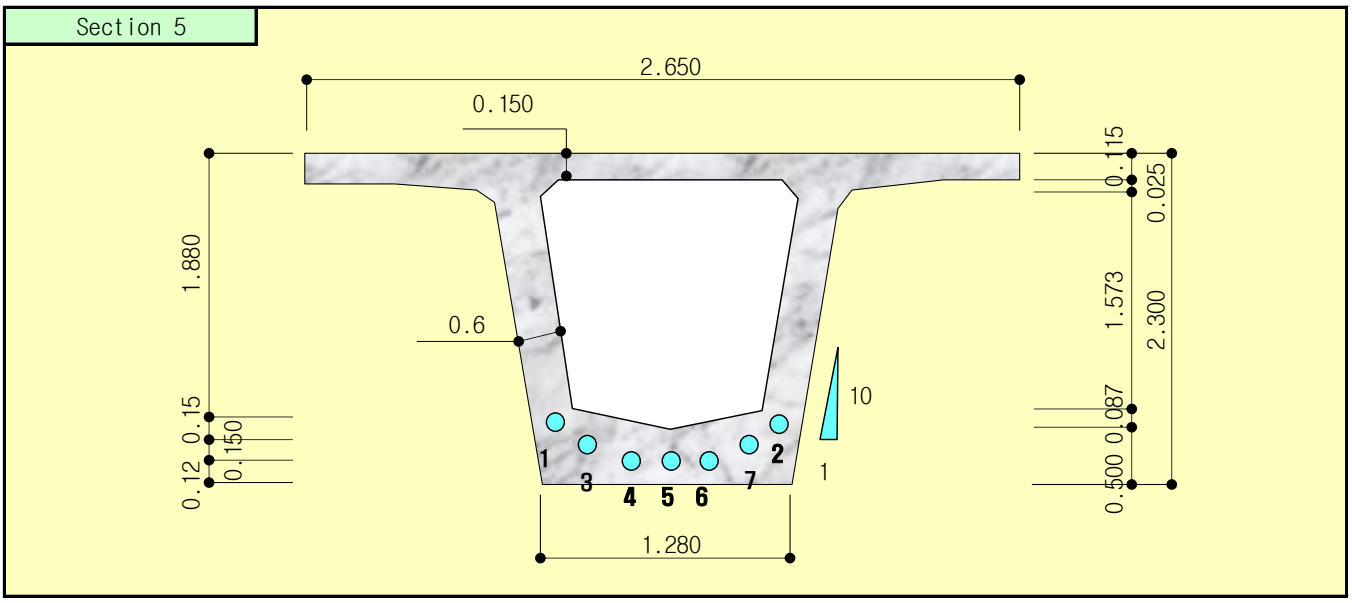


Section 2



Section 3,4





5.2 긴장재의 기하구조

5.2.1 긴장재 배치

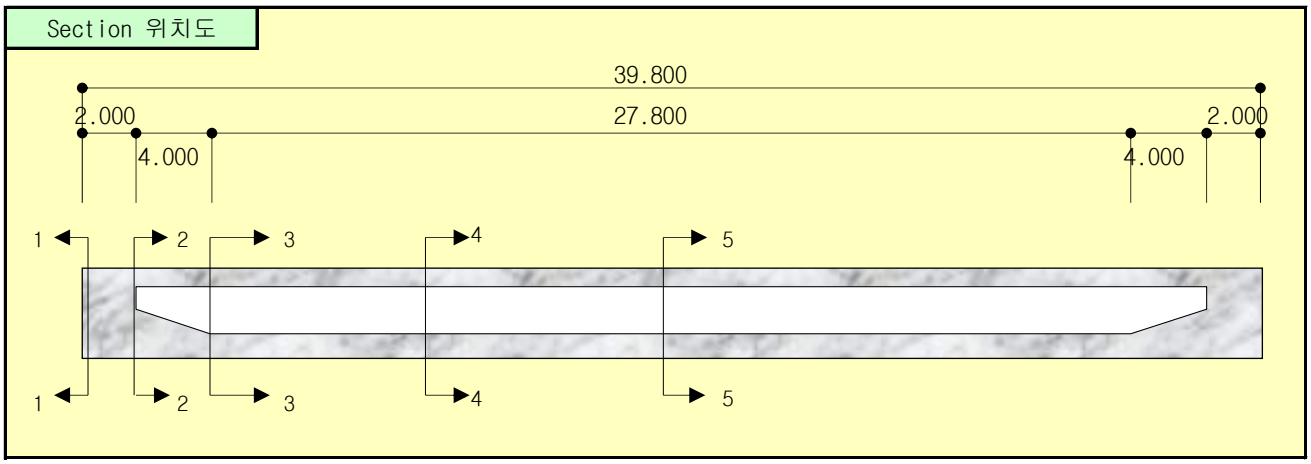
번 호	중앙부에서 정착단거리(X)	높 이(Y)	방정식계수 a $Y=aX^2$	중앙점~정착부 텐던길이	정착부~정착부 텐던길이	텐던길이 / 직선길이
1	19.750	1.180	0.003025156	19.797	39.594	1.002
2	19.750	1.180	0.003025156	19.797	39.594	1.002
3	19.750	0.830	0.002127864	19.773	39.546	1.001
4	19.750	0.830	0.002127864	19.773	39.546	1.001
5	19.750	0.480	0.001230572	19.758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

5.2.2 BEAM 중앙을 기준으로 긴장재 거리에 따른 바닥에서 높이

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

5.2.3 BEAM 중앙을 기준으로 긴장재 거리에 따른 회전각(Radian)

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



5.3 WPC BEAM의 단면 특성

가. BEAM 중앙에서 19.750m 위치 (Section 1)

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

나. BEAM 중앙에서 17.900m 위치 (Section 2)

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

다. BEAM 중앙에서 13.900m 위치 (Section 3)

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

라. BEAM 중앙에서 3.950m 위치 (Section 4)

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

마. BEAM 중앙에서 0.000m 위치 (Section 5)

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

5.4 하중산정

5.4.1 고정하중

구 분		면 적 (m^2)	길 이 (m)	체 적 (m^3)	중 량 [kN]	하 중	단위
BEAM	Section 1	3.601	2.000	7.202	176.449	88.225	kN/m
	Section 2	3.136	4.000	12.543	307.296	76.824	kN/m
	Section 3~5	1.961	13.900	27.262	667.929	48.052	kN/m
소 계				47.007	1151.674	213.101	kN/m
가로보	단 부	3.151	1.200	3.781	92.639	92.639	kN
슬 래 브		0.872	39.800	34.710	850.385	21.366	kN/m
공 동 구		0.330	39.800	13.134	321.783	8.085	kN/m
군 집 하 중						5.000	kN/m
도상(궤도 및 침목)						40.233	kN/m

5.4.2 활 하 중 (KRL-2012)

- 외측 BEAM 검토 계산서 참조.

5.4.3 크리프 및 건조수축

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

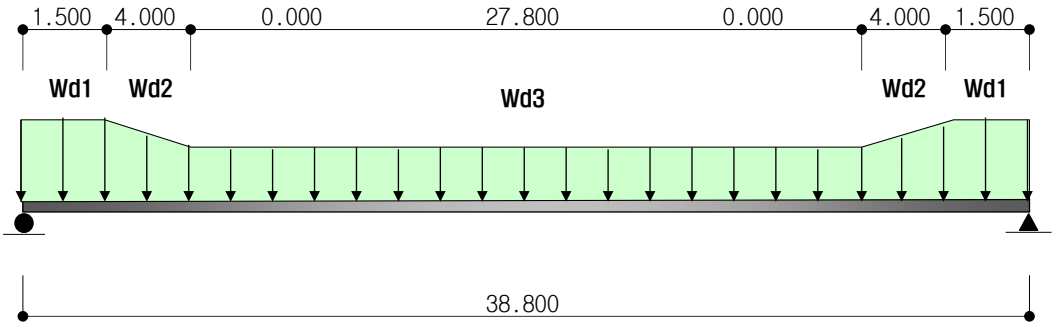
5.5 하 중 재 하 도

(1) BEAM 자중

Sec1 (Wd1)	88.225 kN/m

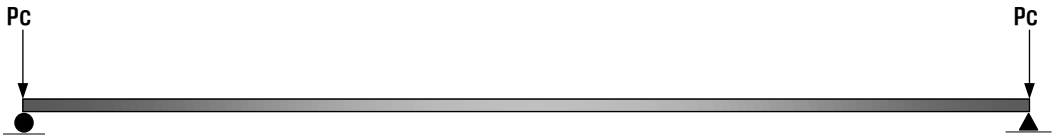
Sec2 (Wd2)	76.824 kN/m

Sec3 (Wd3)	48.052 kN/m



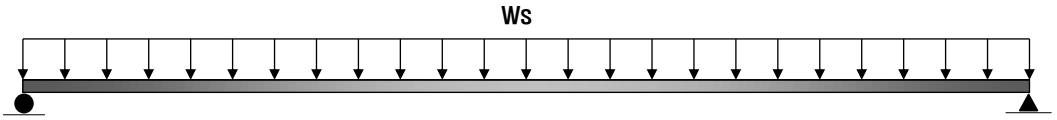
(2) 가로보

(Pc)	92.639 kN



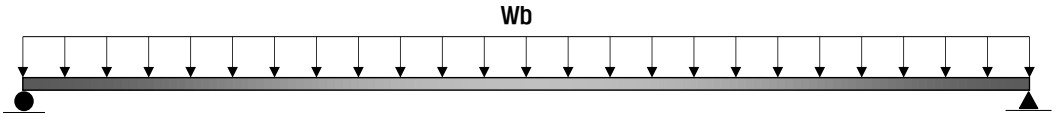
(3) 슬래브 자중

(Ws)	21.366 kN/m



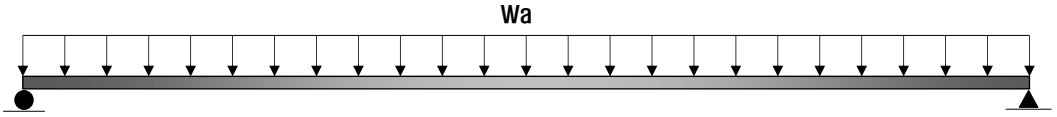
(4) 공동구 자중 및 군집하중

(Wb)	13.085 kN/m

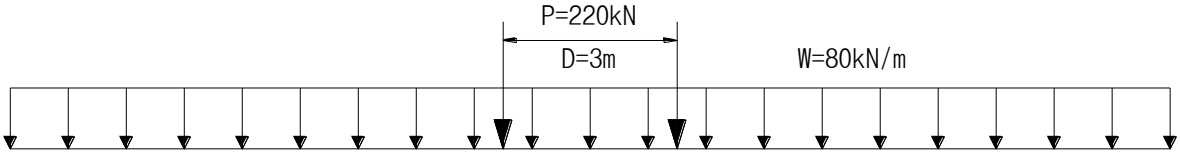


(5) 도상 및 자갈

(Wa)	40.233 kN/m



(6) 활 하 중



5.6 하중에 의한 단면력

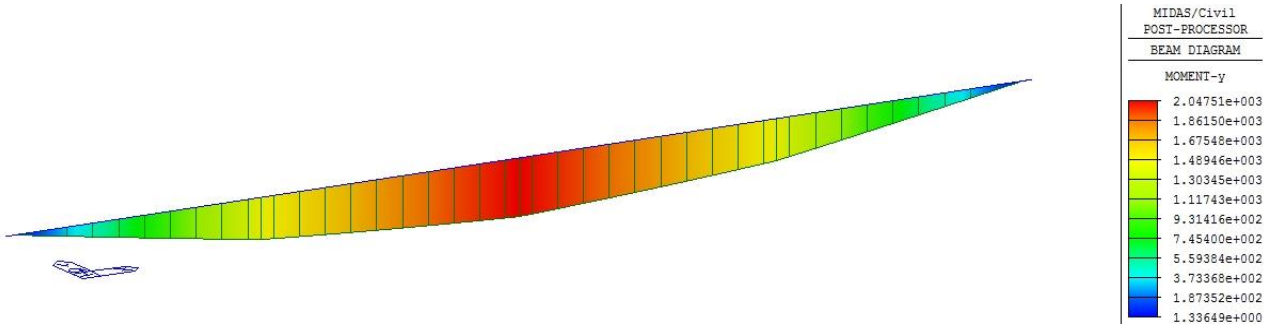
5.6.1 반 력

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

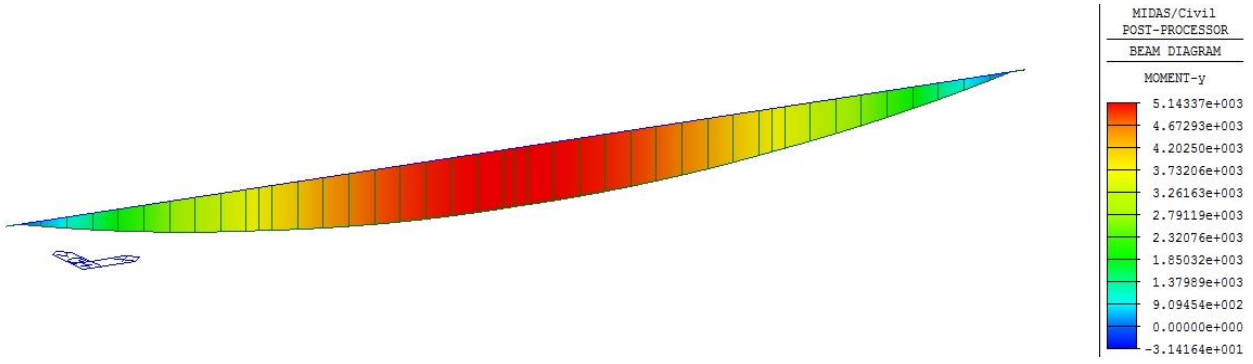
5.6.2 모 멘 트

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

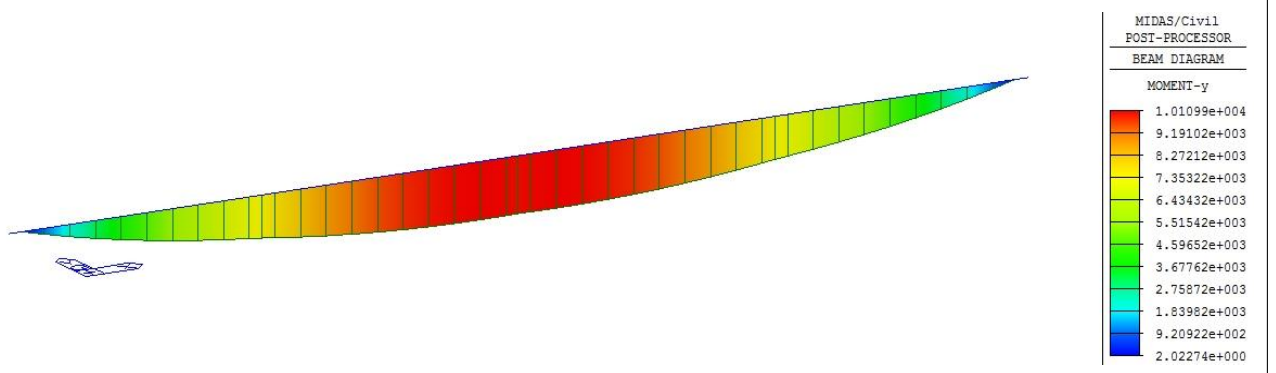
① 공동구 및 군집하중



② 도상하중



③ 활하중



5.6.3 전 단 력

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

5.7 하중에 의한 응력

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

단위: MPa

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

5.8 PRESTRESS 손실량 계산

5.8.1 PRESTRESS 도입시 손실

[철.설.기 p343~]

가. 긴장력 결정

파상마찰계수[k] = 0.005 [철.설.기 p345]

곡률마찰계수[μ] = 0.25 [철.설.기 p345]

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

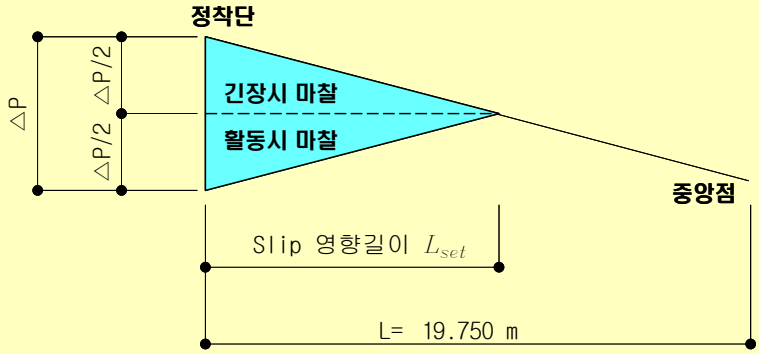
텐던 번호	초기긴장량 (가정치)	마찰손실량	보정된 초기긴장응력	허용긴장응력 [철.설.기 p342]	JACKING FORCE (kN)
1	1168.838	141.162	1310	1440	3633.941
2	1168.838	141.162	1310		3633.941
3	1177.074	132.926	1310		3633.941
4	1177.074	132.926	1310		3633.941
5	1185.522	124.478	1310		3633.940
6	1185.522	124.478	1310		3633.940
7	1185.522	124.478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

나. 마찰손실량

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

다. 정착장치 활동에 의한 손실량

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



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

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

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

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

거리에 따른 활동에 의한 손실량은 비례식으로 계산한다.

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

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

라. 탄성수축에 의한 손실량

① 긴장력

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

② 프리스트레스와 보자중에의한 거더중앙 긴장재 중심에서 응력

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

③ 탄성수축에 의한 손실량 (f_{el})

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

마. PRESTRESS 도입직후 프리스트레스

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

바. PRESTRESS 도입직후 프리스프레스 평균량

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

※ 유효 PRESTRESS FORCE = 유효 PRESTRESS × 텐던의 총단면적 194.180

5.8.2 PRESTRESS 도입후 손실

[철.설.기 p343~]

가. 크리프에 의한 손실

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

나. 건조수축에 의한 손실

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

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

= 36.400 Mpa

다. 리락세이션에 의한 손실

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

라. PRESTRESS 도입후 유효PRESTRESS

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

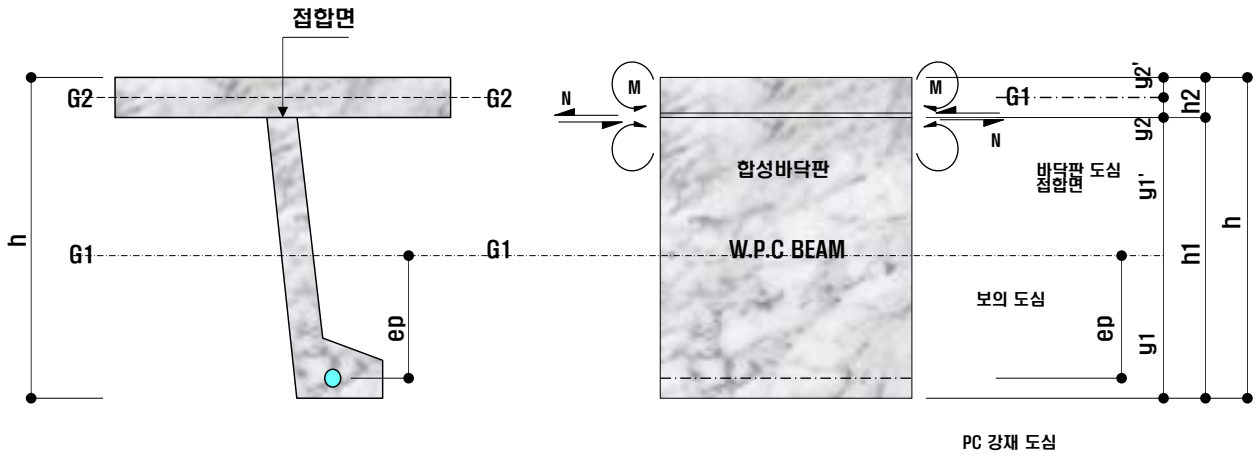
5.9 PRESTRESS에 의한 콘크리트 응력

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

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

5.10 바닥판합성에 의한 2차응력

[철.설.기 p425(2004), 도.설.기 해설(2003) p732~734]



5.10.1 건조수축과 크리프계수

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

(1) 건조수축계수

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

(2) 크리프계수

BEAM 크리프계수 Φ_t = 2.2 [90일을 기준으로하고 보통콘크리트를 사용. [도.설.기 P12,P13]]
바닥판 크리프계수 Φ_∞ = 4.0 [7일을 기준으로하고 보통콘크리트를 사용. [도.설.기 P12,P13]]

5.10.2 건조수축에 의해 접합면에 발생된 축력과 휨모멘트

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

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

$$B = 1+m$$

$$C = y_1'-my_2$$

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

$$m = E_B I_B / E_S I_S$$

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

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

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

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

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

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

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

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

5.10.3 크리프에 의해 접합면에 발생된 축력과 휨모멘트

$$N = \frac{-K'}{C^2-BF}\left[P\left[B\left[y1'ep - r_B^2\right] - C\,ep\right] + Md0\left[C - B\,y1'\right]\right] - \frac{K}{C^2-BF}\left[Md1\left[C-By1'\right]\right]$$

$$M = \frac{-K'}{BF-C^2}\left[P\left[C\left[y1'ep - r_B^2\right] - F\,ep\right] + Md0\left[F - C\,y1'\right]\right] - \frac{K}{BF-C^2}\left[Md1\left[F-Cy1'\right]\right]$$

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

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

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

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

5.11 응력 검토 (합성전, 합성후)

5.11.1 2차응력 비고려

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

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

5.11.2 2차응력 고려

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

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

5.12 전단 검토

5.12.1 WPC 중앙부에서 13.90 m 위치에서의 전단력 검토

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

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

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

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

Ml = 2,866.58 kN.m

Vd2 = 296.99 + 475 = 771.95 kN

Vl = 781 kN

중앙에서 거리 (m)	지점에서 거리 (m)	폭b(cm)	깊이 d(cm)	고정하중 전단력 (kN) ∑①~⑤	활하중 전단력 (kN) ⑥	프리스트레스 전단력 (kN)	고정하중 모멘트 (kN.m) ∑①~⑤	활하중 모멘트 (kN.m) ⑥	계수하중 전단력 Su (N)	계수하중 모멘트 Mu (N.mm)
0.00	19.75	52.0	205.1	0.000	0.000	0.000	20462.182	10111.200	0.0	48917411200.0
3.95	15.80	52.0	202.0	409.171	221.813	0.000	17132.622	8052.476	1009574.2	40296157261.9
13.90	5.85	52.0	184.0	1439.872	780.557	0.000	7267.991	2866.577	3552685.8	16215309311.3
17.90	1.85	120.0	184.0	1911.768	1005.177	0.000	2706.199	781.794	4667112.4	5580788503.1
19.75	0.00	148.5	184.0	2127.409	1089.410	0.000	0.000	0.000	5146910.4	0.0

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

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

= 6068522 N = 6069 kN

bw	520.0
d	1840.0
Vd	667.923

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

Zbo	1267419004
fck	45

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

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

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

= 5369892.4 N = 5369.9 kN

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

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

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

CASE1 : Vu < ½ ϕ V_c 전단철근 필요 없음

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

CASE3 : ϕ V_c < V_u 전단철근 필요 ∴ CASE2 적용

(4) 소요 전단철근 강도 산정

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

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

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

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

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

4.12.1 WPC 중앙부에서 19.75 m 위치에서의 전단력 검토

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

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

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

Md2 = 0.0 + 0 = 0 kN.m

Ml = 0.00 kN.m

Vd2 = 414.50 + 663 = 1,077.40 kN

Vl = 1,089 kN

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

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

= ∞ N = ∞ kN

bw	1485.0
d	1840.0
Vd	1050.012

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

Zbo	1317988546
fck	45

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

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

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

= 10806680.4 N = 10806.7 kN

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

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

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

CASE1 : Vu < ½ ϕ V_c 전단철근 필요 없음

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

CASE3 : ϕ V_c < V_u 전단철근 필요 ∴ CASE2 적용

(4) 소요 전단철근 강도 산정

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

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

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

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

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

4.13 휨강도 검토

(1) 계수하중 모멘트 (검토위치 0.0 m from center)

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

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

(2) 유효폭

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

(3) P.S 강재 응력

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

(4) 설계휨강도

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

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

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

균열 모멘트 Mcr = (fru + fpcc)×Zc

fru : 콘크리트의 허용휨강도, 파괴계수

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

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

(6) 최대 강재량 검토 [철.설.기 P350]

Qp = Pp fps / fck

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

(7) 최소 강재량 검토 [철.설.기 P351]

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

4.14 전단 연결재 (주BEAM과 바닥판 SLAB와의 접촉면)

[철.설.기 P354]

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

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

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

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

나. 설계 수평 전단응력(V_{DH})은 다음 식으로 구해도 좋다

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

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

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

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

6. 처짐검토

6.1 프리스트레스에 의한 처짐

P_i = f_{pt} × A_p = 1236.788 × 19418.000 = 24015950 N

e_{p1} = 1098.0 - 1029.0 = 69.0 mm

e_{p2} = 1029.0 - 249.0 = 780.0 mm

δ_p = - (P_i × e_{p1} × L^2) / (8 × E × I)

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

= - (24015949.9 × 69.0 × 38800 ^{2}) / (8 × 31210 × 1.1981E+12)

- (5 × 24015949.9 × 780.0 × 38800 ^{2}) / (48 × 31210 × 1.1981E+12)

= -86.90 mm

6.2 프리스트레스 및 고정하중 의한 처짐

δ = (5 × M × ℓ^2) / (48 × E_c × I)

여기서, M : 모멘트

ℓ : 지간장 (= 38.800 m)

E_c : 주 BEAM의 탄성계수 (= 31210 MPa)

I : 단면 2차 모멘트

1) 외측거더

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

2) 내측거더

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

6.3 크리프에 의한 처짐

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

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

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

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

여기서, $h = 2 \times Ac / u$

$= (2 \times$거더단면적(mm^2)$\times$거더갯수$) / ($거더단면둘레(mm)$\times$거더갯수$) =$ 395

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

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 4.5 =$ 50

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

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

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

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.409 \times 2.388 \times 0.482 =$ 1.622

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$= 1.622 \times 0.44 =$ 0.71

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

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

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

여기서, $h = 2 \times Ac / u$

$= (2 \times$거더단면적(mm^2)$\times$거더갯수$) / ($거더단면둘레(mm)$\times$거더갯수$) =$ 395

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

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 49.5

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

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

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

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.409 \times 2.388 \times 0.391 =$ 1.316

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$= 1.316 \times 0.98 =$ 1.29

6.4 바닥판에 발생하는 처짐

1) 외측거더

(1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

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

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

(2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

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

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

= 7.8

2) 내측거더

(1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

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

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

(2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

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

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

= 7.7

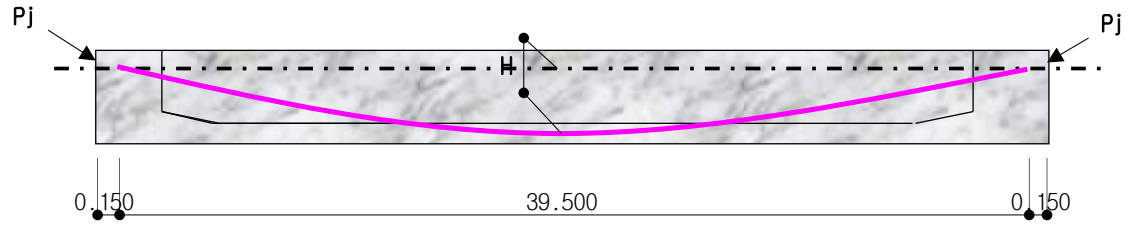
6.5 처짐의 합계

(단위:㎜)

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

7. PC 강선의 검토

7.1 강선 배치 및 제원



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

7.2 신장량

· 곡률마찰계수 : μ = 0.25 (1/rad)

· 파상마찰계수 : k = 0.005 (1/m)

· 강선의 탄성계수 E_p = 200,000 Mpa

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

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

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

7.3 PC 강재의 허용응력 검토

· 정착구 초기 긴장응력(f_j) = P_j / A_p

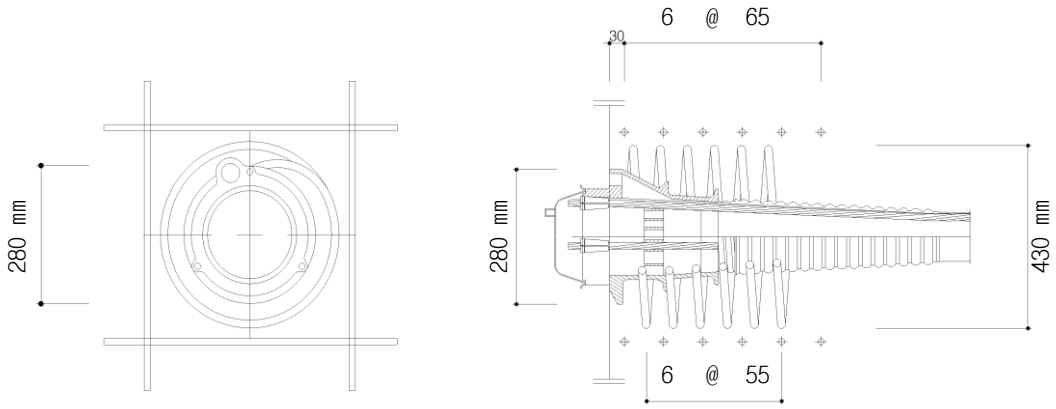
· 손실 후 사용하중 상태에서의 응력(f_i) = P_i / A_p

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

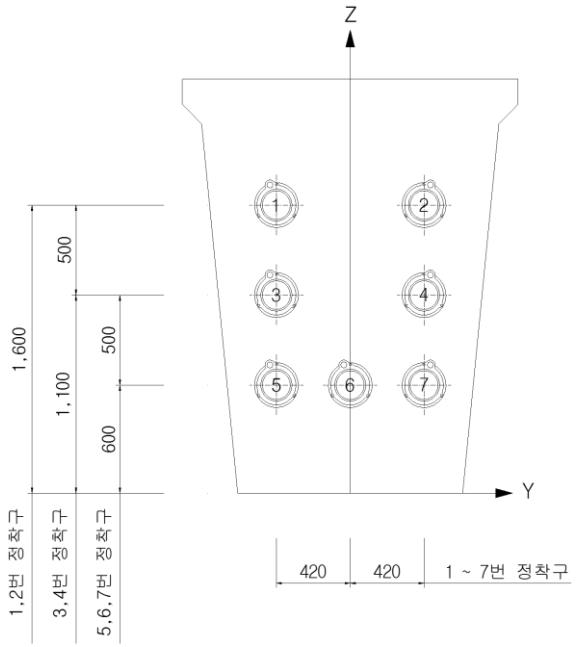
8. 정착부 설계

1) 정착구 배면의 콘크리트

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



① 정착구 상세 삽도



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

② 지압응력 및 파열응력에 대한 값은 실험 치를 기준으로 적용함.

첨부1. 정착장치 최소 배치 간격

첨부2. 실험결과

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

① 수평방향

a. Bursting Force

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

a : 정착판 일변 길이
s : 정착구역의 일변 길이

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

b. L_h (Bursting 발생 응력 깊이) 결정

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

= **84 mm ~ 420 mm**

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

c. 사용 철근량 산정

필요 철근량

Req As2 = T2 / (0.6 × fy)

= 377.26 × 1000 / 240 = 1571.9 mm^2

사용 철근량

Use As (**H 16 × 7 ea × 2 layer**)

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

② 수직방향

a. Bursting Force

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

a : 정착판 일변 길이
h : 정착구역의 일변 길이

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

b. L_h (Bursting 발생 응력 깊이) 결정

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

= 84 mm ~ 420 mm

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

c. 사용 철근량 산정

필요 철근량

Req As2 = T2 / (0.6 × fy)

= 377.26 × 1000 / 240 = 1571.93 mm^2

사용 철근량

Use As (**H 16 × 7 ea × 2 layer**)

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

3) 할렬력에 대한 영향 (T3) : Spalling Force

① Spalling Force

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

② 사용 철근량 산정

필요 철근량

Req As3 = T3 / (0.6 × fy)

= 150.906 × 1000 / 240 = 628.774 mm^2

사용 철근량

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

9. 반력 집계

9.1 시점측 반력

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

9.2 종점측 반력

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

10. 신축이동량 산정

10.1 상세 검토

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

1) 온도변화에 의한 이동량

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

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

α : 선팽창계수 { = 0.00001 (콘크리트) }

2) 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량

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

여기서, β : 건조수축, 크리프에 대한 저감계수 (= 0.6)

3) 콘크리트의 크리프에 의한 이동량

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

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

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

E_c : 콘크리트 탄성계수

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

Φ : 콘크리트의 크리프 계수 (= 2.0)

4) 여유량

① 설치 여유량 = 기본신축량의 20% = 4.9 ㎜

② 부가 여유량 = 10 ㎜

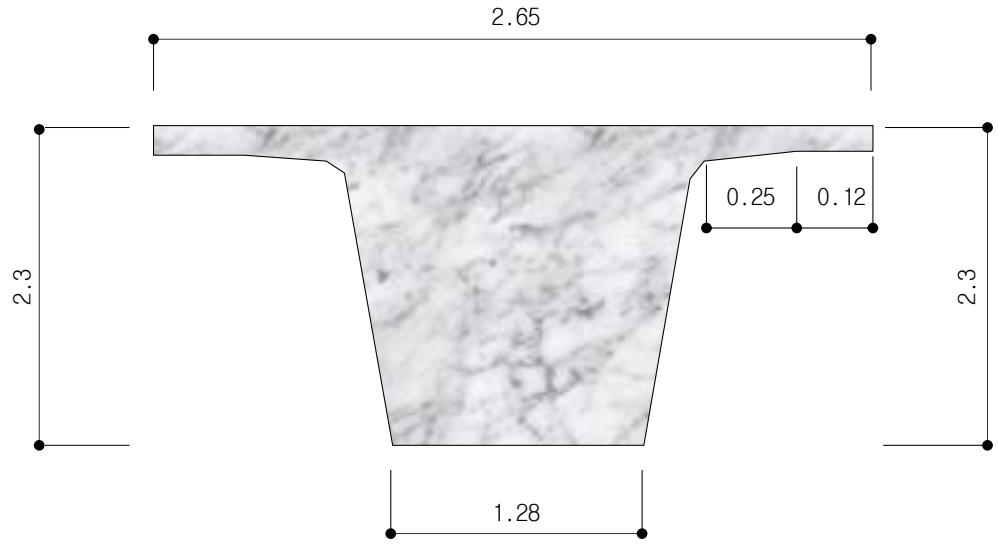
5) 신축 이동량

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

▶ 설계유간 : 60 ㎜ 적용 ---------- O.K

11. 탄소성 수축량 검토

11.1 단면제원



1) 단 면 적 (A) = 3.601 m^2

2) 긴 장 력 (Pj) = 25437.6 kN

3) 평균응력 (fc) = 25437.6 / 3.601 = 7.064 MPa

11.2 탄성변형률

$$\varepsilon ce = \frac{fc}{Ec} = \frac{7.064}{31210} = 0.000226$$

11.3 소성변형률(크리프와 건조수축)

$$\varepsilon cc = \frac{fc}{Ec} \times \phi \qquad \phi = 3.0$$

$$\frac{7.064}{31210} \times 3.0 = 0.000679$$

11.4 건조수축 변형률

εcs = 0.0002

11.5 WPC 거더의 전체변형률

$\varepsilon = \varepsilon ce + \varepsilon cc + \varepsilon cs$ = 0.000226 + 0.000679 + 0.0002 = 0.001105

11.6 WPC 거더의 수축량

$\Delta \ell = \varepsilon \times \ell$ = 0.001105 × 39800 = 43.979 mm

4.2 교대공

4.2.1 A1

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 하중계산

4. 안정검토

5. 벽체단면설계

6. FOOTING 설계

7. 교량받침부 검토

8. 주철근 상세

<3차현장자문회의 결과 반영>

1. 설 계 조 건

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

나. 상부 구조형식 : WPC GIRDER

1) 교 량 지 간 : 38.800 m
2) 총 길 이 : 40.060 m
3) WPC GIRDER 전장 39.800 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 15 , 토사)
흙자중 (γt) : 19.0 kN/m^3 내부마찰각(φ) = 25 ° (지반조사 보고서 참조)
흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토
흙자중 (γt) : 20.0 kN/m^3 내부마찰각(φ) = 35 °
흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.299 ; TAN(⅔ · Φ) : 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 15.0 kN/㎡ (지반조사 보고서 참조)

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (복선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 9437.388 kN
나) 활하중 (충격 포함) - 복선 : R(1+i) = 4894.072 kN
다) 활하중 (충격 미포함) - 복선 : RI = 4621.409 kN

4) 지진하중

가) 설계수평진도 : Kh = 0.5AS = 0.5 × 0.154 × 1.2 = 0.0924
(철도설계기준 p.8-103)
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(2013), p8-93"

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)	35	35	35	35	35	35
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	11.667	11.667	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)	0.271	0.251	0.251	0.323	0.323	0.323

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : fck = 30 MPa

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

다) 단 위 중 량 : w = 24.5 kN/m3

2) 철 근

가) 항복응력 : fy = 400 MPa

나) 허용응력 : fsa = 180 MPa

나) 탄성계수 : Es = 200,000 MPa

마. 참고문헌

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

▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)

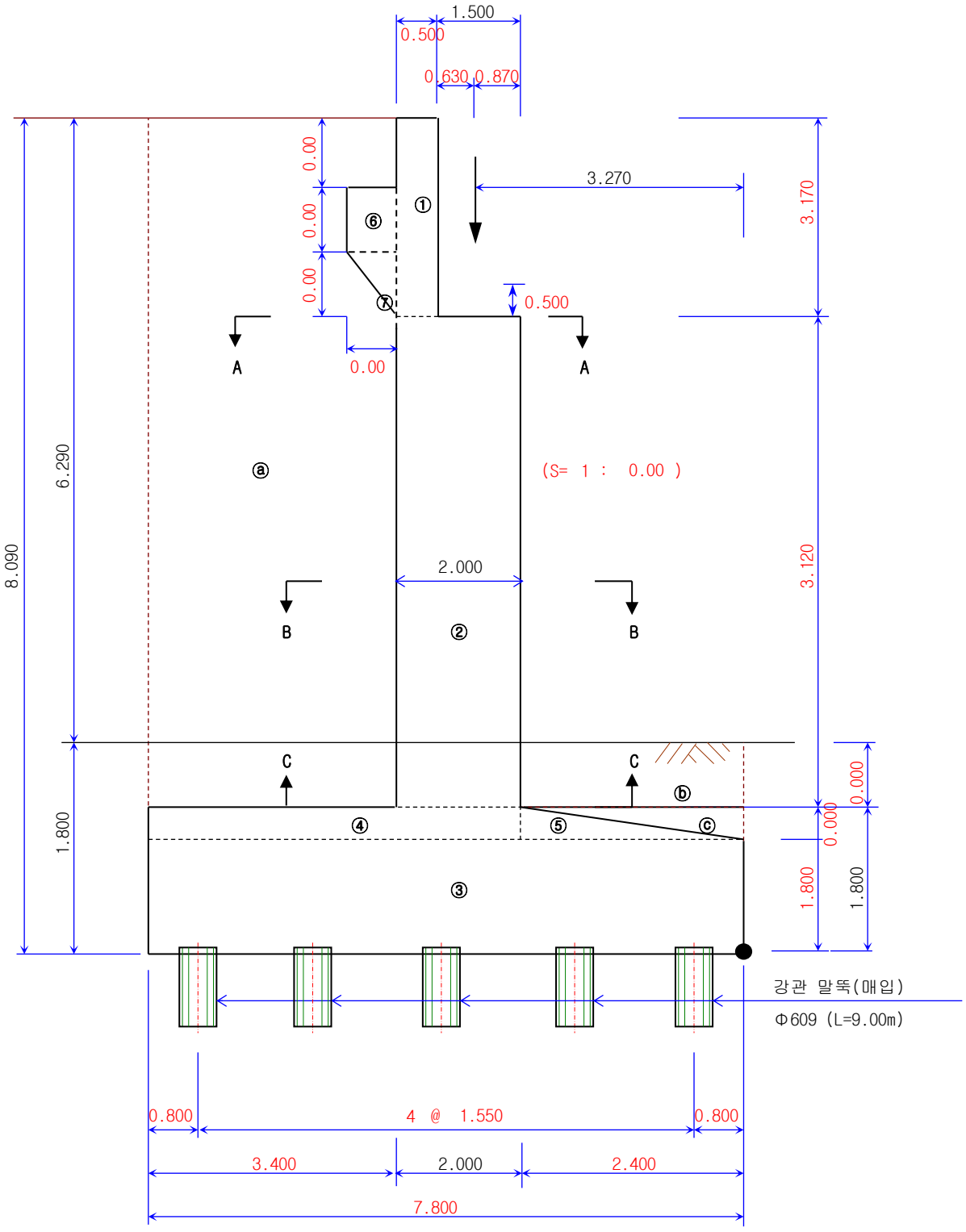
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

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



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

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

2) 자중 및 모멘트

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

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 9437.39 kN
- x = = 3.27 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(I+i)$ = 4894.07 kN
- x = = 3.27 m

다. 부력

- Vw = 7.800 × (216.876 - 225.076) × 10.900 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (7.800 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

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

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

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

마. 슈에 작용하는 수평하중

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

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

1) 제동하중

T (전체제동하중) = 20.000 × 40.06 = 801.20 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 40.06 = 1321.98 kN ≤ 1000.0 kN

3) 고정단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 9437.388 + 4621.409 = 14058.80 kN
Tf (고정단수평력) = 1,000.000 - 1/2 × 0.15 × 14,058.797
= -54.410 < 500.000 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 500.000 kN (Tf은 1/2T 이상)

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 480.72 kN
Rm (지점 반력) = 9437.388 = 9437.39 kN
Tf (고정단수평력) = 480.720 - 1/2 × 0.15 × 9,437.388
= -227.084 < 240.360 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 240.360 kN (Tf은 1/2T 이상)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 480.72 kN

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

Tf (고정단수평력) = 480.720 - 1/2 × 0.15 × 14,331.460

= -594.140 < 240.360 (= 1/2 T)

Tfb (설계수평력) = 240.360 kN (Tf은 1/2T 이상)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/㎡
- ql = 14.07 kN/㎡

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.271 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 358.44 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.271 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 336.15 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 × 0.271 × 20.00 × 65.45 × 10.900 = 1933.20 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.70 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.271 × 20.00 × 8.09 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_3 = h_2 / 2 = 0.00 m

Pa_4 = 1/2 × Ka × γs × h_2^2 × L

= 0.500 × 0.271 × 11.00 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.323 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 427.34 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.323 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 400.77 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

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

= 0.500 × 0.323 × (1- 0.000) × 20.00 × 65.45 × 10.900

= 2304.80 kN

ye_2 = H / 2 = 4.05 m

사. 온도하중

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

ⓐ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

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

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다(철도설계기준 p.11-16)

LOAD CASE 1 : 고정하중 + 토압

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

LOAD CASE 3 : 고정하중 + 토압 + 열차하중

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

LOAD CASE 5 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

LOAD CASE 6 : 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

가. LOAD CASE 1 = 고정하중 + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		85074.525	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (85074.525 - 6663.098) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.089 m

Mo = 20576.234 x 0.0892 = 1835.886 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	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	425.100	-	2486.835	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	238.962	4.045	966.600
토 압		-	-	-	1933.200		5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10926.296		52970.849	2172.162		6179.798

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (52970.849 - 6179.798) / 10926.296 - 7.800 / 2
= 0.382 m
Mo = 10926.296 x 0.3824 = 4178.496 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	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (103684.832 - 8022.841) / 25795.643 - 7.800 / 2
= -0.192 m
Mo = 25795.643 x 0.1915 = 4941.017 kN · m

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

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.000	5.420	2710.000
합 계		25795.643		103684.832	3127.797		10732.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 10732.841) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.297 m

Mo = 25795.643 x 0.2966 = 7651.017 kN · m

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

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.420	-
온 도		-	-	-	1415.608	5.420	7672.596
합 계		25795.643		103684.832	4043.405		15695.438

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (103684.832 - 15695.438) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.489 m

M_o = 25795.643 × 0.489 = 12613.614 kN · m

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

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	3488.059	5.420	18905.278
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	512.422	5.420	2777.326
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	58.919	8.090	476.654
	활 하 중	598.000	-	3498.300	16.577	8.090	134.104
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	8179.197		38179.773

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 38179.773) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -1.361 m

Mo = 25795.643 x 1.3606 = 35097.949 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	20576.234	2291.643	1835.886	-0.089	
LOAD CASE 2	10926.296	2172.162	4178.496	0.382	
LOAD CASE 3	25795.643	2627.797	4941.017	-0.192	
LOAD CASE 4	25795.643	3127.797	7651.017	-0.297	축력 최대
LOAD CASE 5	25795.643	4043.405	12613.614	-0.489	모멘트 최대
LOAD CASE 6	25795.643	8179.197	35097.949	-1.361	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	25795.643	3127.797	7651.017	-0.297	
2	모멘트 최대시	25795.643	4043.405	12613.614	-0.297	
3	지 진 시	25795.643	8179.197	35097.949	-1.361	

4.3. 말뚝안정검토

4.3.1 상시

가. 설계 조건 (내부굴착강관말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 9.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

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

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Va = 1696.70 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Ha = 135.00 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50485 1/m
 ∴ βL = 4.54 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 66065.468 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.187 1/m
 ∴ βλ = 0.64 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
축 력 최대시	25795.643	3127.797	7651.017	
모멘트 최대시	25795.643	4043.405	12613.614	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

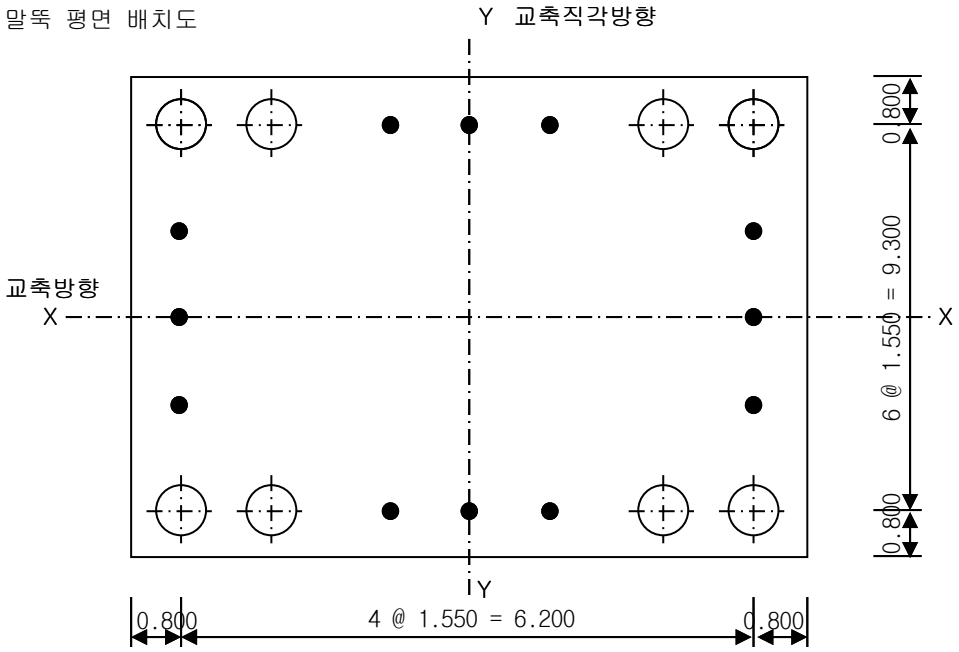
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

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

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

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

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3127.797	25795.643	7651.017	0.00177125	0.00459252	0.00036848

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00177	0.00573	920.33	89.37	-65.54
2 열	0.00177	0.00516	828.68	89.37	-65.54
3 열	0.00177	0.00459	737.02	89.37	-65.54
4 열	0.00177	0.00402	645.36	89.37	-65.54
5 열	0.00177	0.00345	553.70	89.37	-65.54
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00177	0.00573	920.33	89.37	65.54

나. 말뚝머리 힌지시

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

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3127.797	25795.643	7651.017	0.0028126	0.0045925	0.0002835

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00281	0.00547	878.05	89.37	0.00
2 열	0.00281	0.00503	807.53	89.37	0.00
3 열	0.00281	0.00459	737.02	89.37	0.00
4 열	0.00281	0.00415	666.50	89.37	0.00
5 열	0.00281	0.00371	595.99	89.37	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00281	0.00547	878.05	89.37	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	-0.571	0.00281	65.54	0.00177

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 2.813 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	89.37	말뚝머리 힌 지	수평력	89.37
	수직력	920.33		수직력	878.05
	모멘트	65.54		모멘트	0.57
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	920.33 kN	1696.70 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	89.37 kN	135.00 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

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

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4043.405	25795.643	12613.614	0.00238220	0.00459252	0.00056969

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00238	0.00636	1020.43	115.53	-78.91
2 열	0.00238	0.00548	878.73	115.53	-78.91
3 열	0.00238	0.00459	737.02	115.53	-78.91
4 열	0.00238	0.00402	645.36	115.53	-78.91
5 열	0.00238	0.00283	453.60	115.53	-78.91
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00238	0.00636	1020.43	115.53	78.91

나. 말뚝머리 힌지시

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

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4043.405	25795.643	12613.614	0.0036360	0.0045925	0.0004674

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00364	0.00604	969.53	115.53	0.00
2 열	0.00364	0.00532	853.27	115.53	0.00
3 열	0.00364	0.00459	737.02	115.53	0.00
4 열	0.00364	0.00387	620.76	115.53	0.00
5 열	0.00364	0.00314	504.51	115.53	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00364	0.00604	969.53	115.53	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	-0.738	0.00364	78.91	0.00238

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 3.636 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	115.53	말뚝머리 힌 지	수평력	115.53
	수직력	1020.43		수직력	969.53
	모멘트	78.91		모멘트	0.74
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	1020.43 kN	1696.70 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	115.53 kN	135.00 kN	O.K

4.3.2 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

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

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 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 = 356.70 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m
 ∴ βL = 5.04 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 66065.468 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.187 1/m
 ∴ βλ = 0.64 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
지 진 시	25795.643	8179.197	35097.949	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

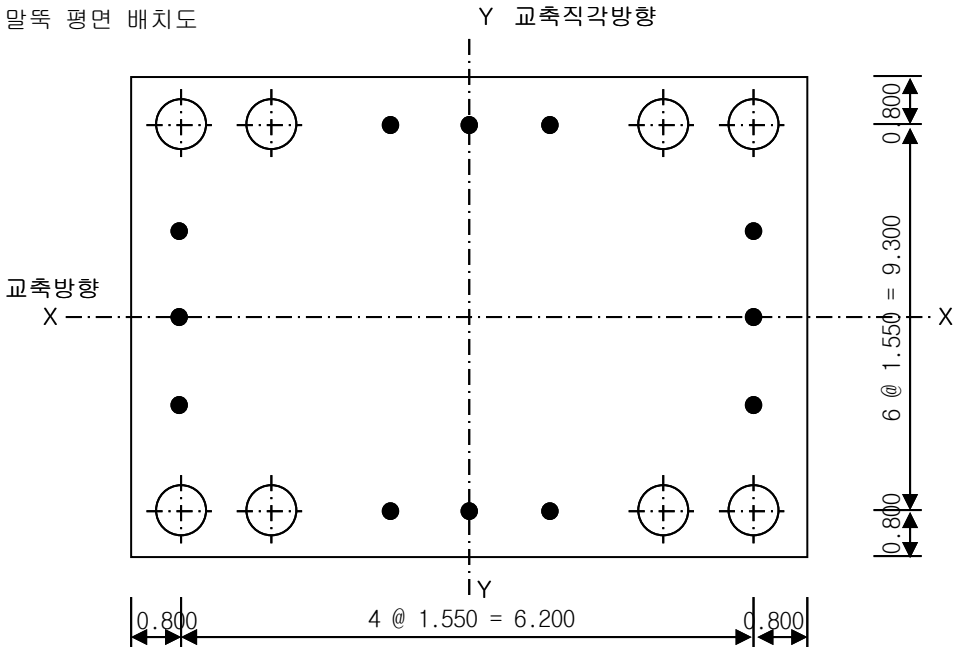
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

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

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

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

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	8179.197	25795.643	35097.949	0.00398820	0.00459252	0.00144200

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00399	0.00906	1454.41	233.69	-109.16
2 열	0.00399	0.00683	1095.71	233.69	-109.16
3 열	0.00399	0.00459	737.02	233.69	-109.16
4 열	0.00399	0.00236	378.32	233.69	-109.16
5 열	0.00399	0.00012	19.63	233.69	-109.16
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00399	0.00906	1454.41	233.69	109.16

나. 말뚝머리 힌지시

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

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	8179.197	25795.643	35097.949	0.0053997	0.0045925	0.0013004

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00540	0.00862	1383.99	233.69	0.00
2 열	0.00540	0.00661	1060.50	233.69	0.00
3 열	0.00540	0.00459	737.02	233.69	0.00
4 열	0.00540	0.00258	413.53	233.69	0.00
5 열	0.00540	0.00056	90.05	233.69	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00540	0.00862	1383.99	233.69	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-1.346	0.00540	109.16	0.00399

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 5.400 ㎜ < δa = 15 ㎜ ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	233.69	말뚝머리 힌 지	수평력	233.69
	수직력	1454.41		수직력	1383.99
	모멘트	109.16		모멘트	1.35
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	1454.41 kN	1841.00 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	233.69 kN	356.70 kN	O.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압
LOAD CASE 2 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일종하중
LOAD CASE 3 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일종하중
LOAD CASE 4 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4온도하중
LOAD CASE 5 = 1.35고정하중+1.6토압+1.85열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 6 = 1.6고정하중+1.6토압+1.6열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 7 = 1.0고정하중+1.0열차하중(충격미포함)+1.0토압+1.0지진하중

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (흉벽)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	1.585	61.990
	계	17.277	24.5	423.274	-	105.819	39.111	-	61.990
B-B (벽체)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	3.145	123.003
	②	34.008	24.5	833.196	1.000	833.196	76.987	0.780	60.050
	계	51.285	24.5	1256.470	-	939.015	116.098	-	183.053
C-C (벽체)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	4.705	184.015
	②	68.016	24.5	1666.392	1.000	1666.392	153.975	1.560	240.200
	계	85.293	24.5	2089.666	-	1772.211	193.085	-	424.216

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.17	×	10.900	=	130.014 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	130.014	×	cos δ					=	127.328 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	130.014	×	sin δ					=	26.291 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.17	×	10.900	=	121.929 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	121.93	×	cos δ					=	119.410 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	121.93	×	sin δ					=	24.656 kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	2					=	1.585 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	1.560	×	10.900	=	63.981 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	63.981	×	cos (δ+θ)					=	62.660 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	63.981	×	sin (δ+θ)					=	12.938 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	1.560	×	10.900	=	60.003 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	60.003	×	cos (δ+θ)					=	58.763 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	60.003	×	sin (δ+θ)					=	12.134 kN
작 용 점 :	y	=	1.56	/	2					=	0.780 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.120	×	10.900	=	127.963 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	127.963	×	cos (δ+θ)					=	125.319 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	127.963	×	sin (δ+θ)					=	25.876 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.120	×	10.900	=	120.006 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	120.01	×	cos (δ+θ)					=	117.527 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	120.01	×	sin (δ+θ)					=	24.267 kN
작 용 점 :	y	=	3.12	/	2					=	1.560 m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.251	×	20.0	×	3.17 ^2	×	10.900 = 274.762 kN
수평 분력 :	Ph	=	274.762	×	cos δ						= 269.086 kN
수직 분력 :	Pv	=	274.762	×	sin δ						= 55.562 kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	3						= 1.057 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.17				= 15.904 kN
	P2	=	15.904	+	0.251	×	20.0	×	1.560		= 23.730 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	15.904	+	23.730)	×	1.560	×	10.900	= 336.969 kN
수평 분력 :	Ph	=	336.969	×	cos (δ+θ)						= 330.008 kN
수직 분력 :	Pv	=	336.969	×	sin (δ+θ)						= 68.141 kN
작 용 점 :	y	=	1.560	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						= 0.729 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.17				=	15.904	kN
	P2	=	15.904	+	0.251	×	20.0	×	3.120		=	31.557	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	15.904	+	31.557	)	×	3.120	× 10.900	=	807.020	kN
수평 분력 :	Ph	=	807.020	×	cos (δ+Θ)						=	790.347	kN
수직 분력 :	Pv	=	807.020	×	sin (δ+Θ)						=	163.194	kN
작 용 점 :	y	=	3.120	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	1.388	m

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.17	×	10.900		=	167.451	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	167.451	×	cos δ						=	167.451	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	167.451	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.17	×	10.900		=	157.038	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	157.038	×	cos δ						=	157.038	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	157.038	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.170	/	2						=	1.585	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	1.560	×	10.900		=	82.405	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	82.405	×	cos (δ+β)						=	82.405	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	82.405	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	1.56	×	10.900		=	77.281	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	77.281	×	cos (δ+β)						=	77.281	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	77.281	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.560	/	2						=	0.780	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.120	×	10.900		=	164.809	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	164.809	×	cos (δ+β)						=	164.809	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	164.809	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.12	×	10.900		=	154.561	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	154.56	×	cos (δ+β)						=	154.561	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	154.56	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.120	/	2						=	1.560	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.323	×	20.0	×	3.17 ^2	×	10.900	=	353.879	kN
수평 분력 :	Ph	=	353.879	×	cos δ						=	353.879	kN
수직 분력 :	Pv	=	353.879	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	2						=	1.585	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.17			=	20.483	kN
	P2	=	20.483	+	0.323	×	20.0	×	1.560	=	30.563	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.483	+	30.563	)	×	1.560	×	10.900	= 433.998 kN
수평 분력 :	Ph	=	433.998	×	cos (δ+β)					=	433.998	kN
수직 분력 :	Pv	=	433.998	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.560	/	2					=	0.780	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.17			=	20.483	kN
	P2	=	20.483	+	0.323	×	20.0	×	3.120	=	40.643	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.483	+	40.643	)	×	3.120	×	10.900	= 1039.398 kN
수평 분력 :	Ph	=	1039.398	×	cos (δ+β)					=	1039.398	kN
수직 분력 :	Pv	=	1039.398	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.120	/	2					=	1.560	m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	1.585	201.814	203.724	322.903
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	586.877	126.256	812.747	170.446	∑H =	396.413	486.148	634.262	777.837
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	3.145	400.446	203.724	640.713
		벽 체	1.6	12.938	0.000	0.000	20.701	0.000	62.660	0.780	48.875	100.255	78.199
	배면토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10938.54	11623.701	14807.762	15691.996	∑H =	789.081	1393.891	1262.529	2230.225
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	4.705	599.077	203.724	958.523
		벽 체	1.6	25.876	0.000	0.000	41.402	0.000	125.319	1.560	195.498	200.511	312.797
	배면토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11879.73	12456.897	16105.362	16816.810	∑H =	1312.080	3015.853	2099.328	4825.365

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

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	1.585	201.814	203.724	322.903
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	586.877	126.256	812.747	170.446	∑H =	396.413	486.148	634.262	777.837
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	3.145	400.446	203.724	640.713
		벽 체	1.6	12.938	0.000	0.000	20.701	0.000	62.660	0.780	48.875	100.255	78.199
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	240.360	2.060	495.142	336.504	693.198
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10938.54	11623.701	14807.762	15691.996	∑H =	1029.441	1889.032	1599.033	2923.423
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	4.705	599.077	203.724	958.523
		벽 체	1.6	25.876	0.000	0.000	41.402	0.000	125.319	1.560	195.498	200.511	312.797
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	240.360	3.620	870.103	336.504	1218.144
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11879.73	12456.897	16105.362	16816.810	∑H =	1552.440	3885.956	2435.832	6043.509

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	1.585	391.080	394.781	625.727
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	688.200	145.423	959.531	197.279	∑H =	515.824	675.414	825.318	1080.662
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.130	5222.192	6469.972	7311.069	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.130	308.109	381.728	431.353	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	3.145	775.991	394.781	1241.585
		벽 체	1.6	25.072	0.000	0.000	40.115	0.000	121.423	0.780	94.710	194.277	151.536
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	240.360	2.060	495.142	336.504	693.198
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.000	2.060	1030.000	700.000	1442.000
	계			∑V =	15946.07	17173.169	21825.660	23461.251	∑H =	1707.614	3340.413	2584.111	5039.632
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.130	5222.192	6469.972	7311.069	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.130	308.109	381.728	431.353	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	4.705	1160.902	394.781	1857.443
		벽 체	1.6	50.144	0.000	0.000	80.230	0.000	242.846	1.560	378.840	388.554	606.144
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	240.360	3.620	870.103	336.504	1218.144
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.000	3.620	1810.000	700.000	2534.000
	계			∑V =	16899.39	18006.365	23142.674	24586.066	∑H =	2289.377	6441.123	3514.932	9769.777

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

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	1.585	391.080	394.781	625.727
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	688.200	145.423	959.531	197.279	∑H =	515.824	675.414	825.318	1080.662
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.130	5222.192	6469.972	7311.069	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.130	308.109	381.728	431.353	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	3.145	775.991	394.781	1241.585
		벽 체	1.6	25.072	0.000	0.000	40.115	0.000	121.423	0.780	94.710	194.277	151.536
	배면토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	1415.608	2.060	2916.153	1981.851	4082.614
	계			∑V =	15946.07	17173.169	21825.660	23461.251	∑H =	2382.863	4731.424	3529.459	6987.048
벽 체 중 앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.130	5222.192	6469.972	7311.069	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.130	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	4.705	1160.902	394.781	1857.443
		벽 체	1.6	50.144	0.000	0.000	80.230	0.000	242.846	1.560	378.840	388.554	606.144
	배면토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	1415.608	3.620	5124.502	1981.851	7174.302
	계			∑V =	16899.39	17698.255	22760.946	24154.712	∑H =	2964.625	8885.522	4460.279	13191.935

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	1.585	391.080	394.781	625.727
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	688.200	145.423	994.031	205.904	∑H =	515.824	675.414	825.318	1080.662
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	4621.409	1.130	5222.192	8549.606	9661.055	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	272.663	1.130	308.109	504.427	570.002	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	3.145	775.991	394.781	1241.585
		벽 체	1.6	25.072	0.000	0.000	40.115	0.000	121.423	0.780	94.710	194.277	151.536
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15946.07	17173.169	24062.493	25958.512	∑H =	967.254	1815.271	1547.607	2904.434
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.4	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	4621.409	1.130	5222.192	8549.606	9661.055	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	272.663	1.130	308.109	504.427	570.002	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	4.705	1160.902	394.781	1857.443
		벽 체	1.6	50.144	0.000	0.000	80.230	0.000	242.846	1.560	378.840	388.554	606.144
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16899.39	18006.365	25379.506	27083.326	∑H =	1549.017	3761.020	2478.428	6017.632

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	1.585	391.080	394.781	625.727
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	688.200	145.423	1101.120	232.676	∑H =	515.824	675.414	825.318	1080.662
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	833.196	1.000	833.196	1333.114	1333.114	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	9437.388	1.130	10664.248	15099.821	17062.798	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	4621.409	1.130	5222.192	7394.254	8355.507	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	272.663	1.130	308.109	436.261	492.975	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	3.145	775.991	394.781	1241.585
		벽 체	1.6	25.072	0.000	0.000	40.115	0.000	121.423	0.780	94.710	194.277	151.536
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15946.07	17173.169	25513.710	27477.070	∑H =	967.254	1815.271	1547.607	2904.434
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
		②	1.6	1666.392	1.000	1666.392	2666.227	2666.227	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	9437.388	1.130	10664.248	15099.821	17062.798	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	4621.409	1.130	5222.192	7394.254	8355.507	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	272.663	1.130	308.109	436.261	492.975	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	4.705	1160.902	394.781	1857.443
		벽 체	1.6	50.144	0.000	0.000	80.230	0.000	242.846	1.560	378.840	388.554	606.144
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16899.39	18006.365	27039.023	28810.183	∑H =	1549.017	3761.020	2478.428	6017.632

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

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	3.170	23.945	7.554	23.945
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.170	6.737	2.125	6.737
	자 중	①	1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	1.585	61.990	39.111	61.990
	상 재 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	324.489	1.585	514.315	324.489	514.315
	배 면 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	353.879	1.585	560.898	353.879	560.898
	계			∑V =	581.691	145.423	581.691	145.423	∑H =	727.157	1167.885	727.157	1167.885
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	4.730	35.729	7.554	35.729
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.730	10.052	2.125	10.052
	자 중	①	1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	3.145	123.003	39.111	123.003
		②,H/2	1.0	833.196	1.000	833.196	833.196	833.196	76.987	0.780	60.050	76.987	60.050
	상부 하중	고정하중	1.0	9437.388	1.130	10664.248	9437.388	10664.248	3488.059	2.060	7185.401	3488.059	7185.401
		활 하 중	1.0	4621.409	1.130	5222.192	4621.409	5222.192	512.422	2.060	1055.589	512.422	1055.589
		충 격	-	-	1.130	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	324.489	3.145	1020.517	324.489	1020.517
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	159.685	0.780	124.555	159.685	124.555
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	353.879	3.145	1112.949	353.879	1112.949
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	433.998	0.780	338.518	433.998	338.518
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15473.68	16865.059	15473.684	16865.059	∑H =	5398.308	11066.363	5398.308	11066.363
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	6.290	47.513	7.554	47.513
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.290	13.368	2.125	13.368
	자 중	①	1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	4.705	184.015	39.111	184.015
		②	1.0	1666.392	1.000	1666.392	1666.392	1666.392	153.975	1.560	240.200	153.975	240.200
	상부 하중	고정하중	1.0	9437.388	1.130	10664.248	9437.388	10664.248	3488.059	3.620	12626.772	3488.059	12626.772
		활 하 중	1.0	4621.409	1.130	5222.192	4621.409	5222.192	512.422	3.620	1854.967	512.422	1854.967
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	324.489	4.705	1526.720	324.489	1526.720
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	319.371	1.560	498.218	319.371	498.218
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	353.879	4.705	1665.000	353.879	1665.000
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1039.398	1.560	1621.460	1039.398	1621.460
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16306.88	17698.255	16306.880	17698.255	∑H =	6240.380	20278.233	6240.380	20278.233

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	586.877	396.413	612.404	0.793	465.685	812.747	634.262	948.283	0.917	745.096
2	586.877	396.413	612.404	0.793	465.685	812.747	634.262	948.283	0.917	745.096
3	688.200	515.824	820.836	0.943	648.786	959.531	825.318	1277.941	1.082	1038.058
4	688.200	515.824	820.836	0.943	648.786	959.531	825.318	1277.941	1.082	1038.058
5	688.200	515.824	820.836	0.943	648.786	994.031	825.318	1286.566	1.044	1038.058
6	688.200	515.824	820.836	0.943	648.786	1101.120	825.318	1313.338	0.943	1038.058
7	581.691	727.157	1313.308	2.008	1167.885	581.691	727.157	1313.308	2.008	1167.885
Max.		515.824			648.786		825.318			1167.885

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	10938.540	789.081	13017.591	0.190	2079.051	14807.762	1262.529	17922.221	0.210	3114.458
2	10938.540	1029.441	13512.733	0.235	2574.192	14807.762	1599.033	18615.419	0.257	3807.657
3	15946.069	1707.614	20513.582	0.286	4567.513	21825.660	2584.111	28500.883	0.306	6675.223
4	15946.069	2382.863	21904.593	0.374	5958.524	21825.660	3529.459	30448.299	0.395	8622.639
5	15946.069	967.254	18988.440	0.191	3042.371	24062.493	1547.607	28862.946	0.199	4800.453
6	15946.069	967.254	18988.440	0.191	3042.371	25513.710	1547.607	30381.504	0.191	4867.794
7	15473.684	5398.308	27931.422	0.805	12457.738	15473.684	5398.308	27931.422	0.805	12457.738
Max.		2382.863			5958.524		5398.308			12457.738

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	11879.727	1312.080	15472.750	0.302	3593.023	16105.362	2099.328	21642.175	0.344	5536.813
2	11879.727	1552.440	16342.853	0.376	4463.126	16105.362	2435.832	22860.320	0.419	6754.958
3	16899.389	2289.377	24447.488	0.447	7548.099	23142.674	3514.932	34355.842	0.485	11213.168
4	16899.389	2964.625	26583.777	0.573	9684.388	22760.946	4460.279	37346.647	0.641	14585.701
5	16899.389	1549.017	21767.385	0.288	4867.995	25379.506	2478.428	33100.958	0.304	7721.452
6	16899.389	1549.017	21767.385	0.288	4867.995	27039.023	2478.428	34827.815	0.288	7788.793
7	16306.880	6240.380	37976.488	1.329	21669.608	16306.880	6240.380	37976.488	1.329	21669.608
Max.		2964.625			9684.388		6240.380			21669.608

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	1167.885	825.318	648.786	
벽체 중앙	12457.738	5398.308	5958.524	
벽체 하단	21669.608	6240.380	9684.388	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	107.145	75.717	59.522	
벽체 중앙	1142.912	495.258	546.654	
벽체 하단	1988.037	572.512	888.476	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.17 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	107.145	75.717	59.522

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 2.104]

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

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

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

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 = 755.247 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 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 = 1007.00 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 (= 107.145 kN · m) [사용률 = 2.068] ∴ O.K!!

나) 전단검토

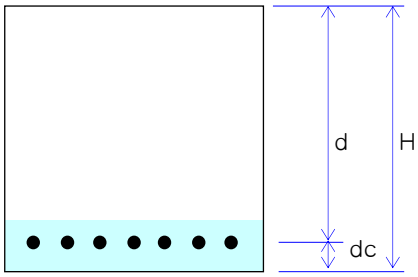
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

x 310.38 > Vu = 75.717 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 =	59.522	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)) = 100.695 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 100.695 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 552.06 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 552 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 500 = 1250.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1250.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

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

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 1.56 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1900.00	100.00	1142.912	495.258	546.654

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 2.409]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.07194 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

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 = 1682.611 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 76045.96 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6650.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2243.48 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2725.490 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1142.912 kN · m) [사용률 = 2.385] ∴ O.K!!

나) 전단검토

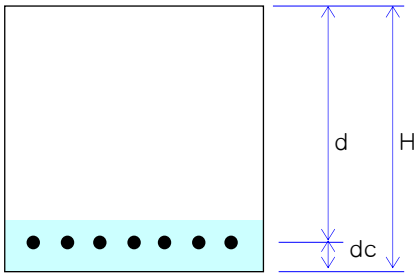
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1900.00 / 1000 = 1474.29 kN

ΦVc= 1474.29 > Vu = 495.258 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	546.654	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 301.22 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 74.937 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 74.937 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 832.13 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 832 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 2000 = 5000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

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

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.12 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1900.00	100.00	1988.037	572.512	888.476

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.378]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.07194 > 0.004 - O.K -

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

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 = 2942.221 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 76045.96 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6650.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3922.96 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2725.490 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1988.037 kN · m) [사용률 = 1.371] ∴ O.K!!

나) 전단검토

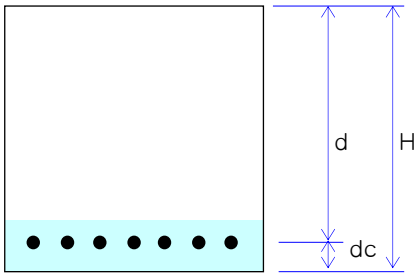
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1900.00 / 1000 = 1474.29 kN

ΦVc= 1474.29 > Vu = 572.512 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	888.476	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 301.22 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 121.795 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 121.795 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 427.83 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 428 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 2000 = 5000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

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

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/㎡

활하중(ql) = 35.000 kN/㎡

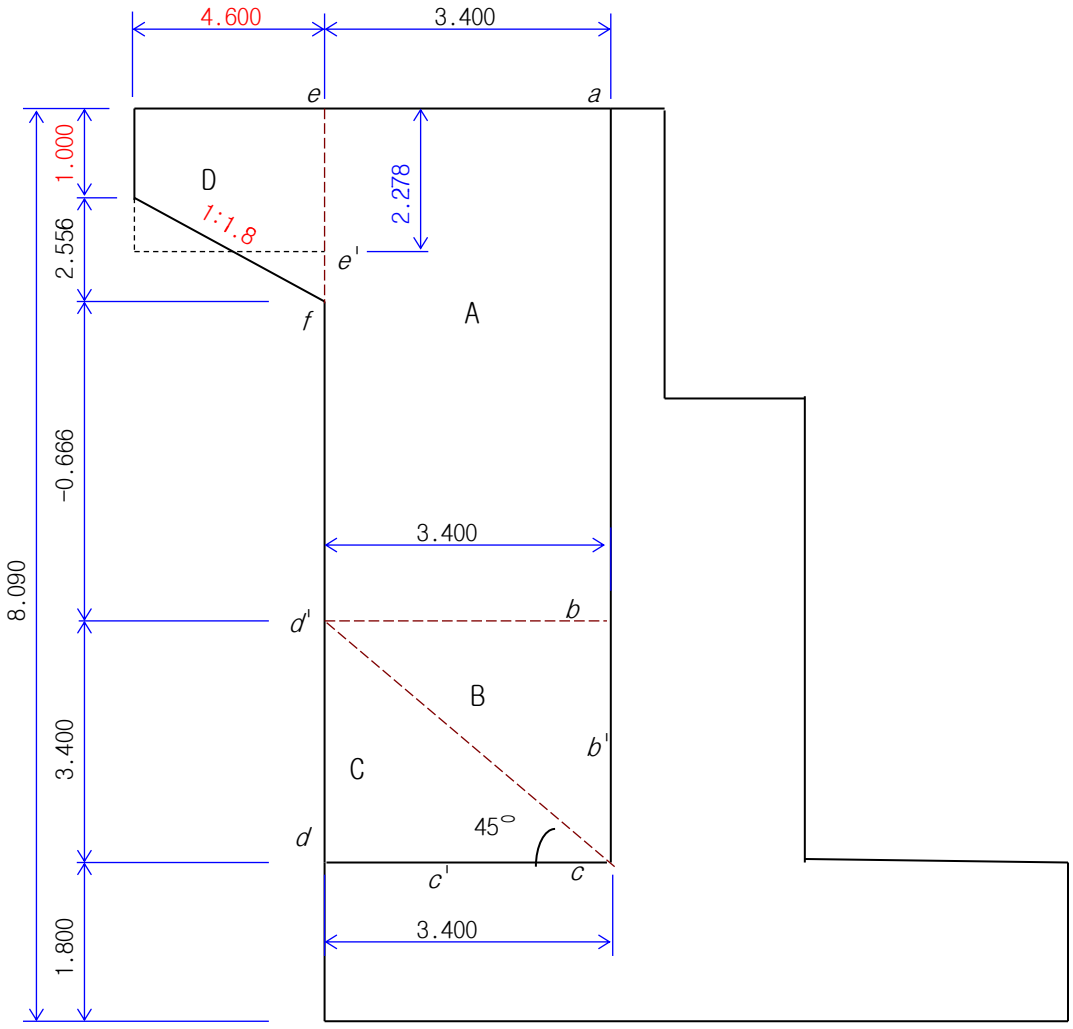
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.426

(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	×	0.426	×	50.000					=	21.321	kN/㎡
Pe'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	2.278	+	Pe	=	40.749	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.278	×	4.600	=	325.211	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	4.600					=	747.985	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.426	×	50.000					=	34.114	kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	2.278	+	Pe	=	65.198	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.278	×	4.600	=	520.337	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	4.600					=	1196.775	kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=										=	21.321	kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	2.890	+	Pe	=	45.968	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	2.890	×	3.400	=	330.59	kN
Va_total	=	Va + Vd									=	655.80	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.400	+	Vd	×	3.400 + Md	=	2415.71	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=										=	34.114	kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	2.890	+	Pe	=	73.550	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	2.890	×	3.400	=	528.95	kN
Va_total	=	Va + Vd									=	1049.29	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.400	+	Vd	×	3.400 + Md	=	3865.14	kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=										=	45.968	kN/㎡
Vb	=	Pb	×	3.4							=	156.293	kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	3.400 ²					=	265.698	kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 73.550 kN/㎡

Vb = Pb × 3.4 = 250.068 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 3.400 ² = 425.116 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 45.968 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.426 × 20.00 × 3.4 + Pd' = 74.965 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 3.400 = 205.587 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 3.400 ² = 321.565 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 73.550 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.426 × 20.00 × 3.4 + Pd' = 119.944 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 3.400 = 328.940 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 3.400 ² = 514.50 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	525.362	1337.418	425.116	514.504
설계 하중(S)	228.418	363.075	250.068	328.940
사용 하중(M)	328.351	835.886	265.698	321.565

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.556m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	525.362	228.418	328.351

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.562]

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

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

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1645.073 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 = 2193.43 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

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

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

ΦMn > Mu (= 525.362 kN · m) [사용률 = 1.549] ∴ O.K!!

나) 전단검토

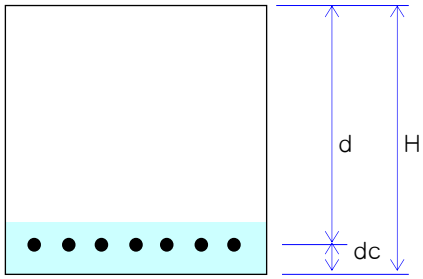
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 228.418 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 =	328.351	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

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

f s = M / (As (d − x / 3)) = 151.094 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 151.094 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 307.45 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 307 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 2.890m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1337.418	363.075	835.886

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	–	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 5139.200 mm^2 [사용률 1.198]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 80.615 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.02500 > 0.004 – O.K –

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 4288.073 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 = 5717.43 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 81.965 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1589.279 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1337.418 kN · m) [사용률 = 1.188] ∴ O.K!!

나) 전단검토

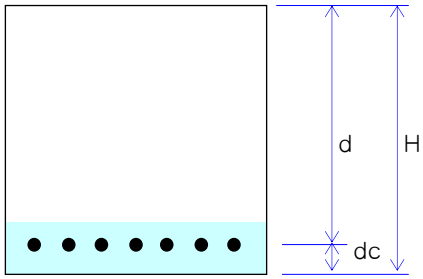
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 363.075 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 =	835.886	kN· m,	As =	5139.200	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 221.02 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 196.834 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 196.834 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 186.33 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 186 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	425.116	250.068	265.698

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 2026.800 mm^2 [사용률 1.527]

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

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

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1327.443 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = $0.714\,Pb = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1769.92 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

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

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

ΦMn > Mu (= 425.116 kN · m) [사용률 = 1.517] ∴ O.K!!

나) 전단검토

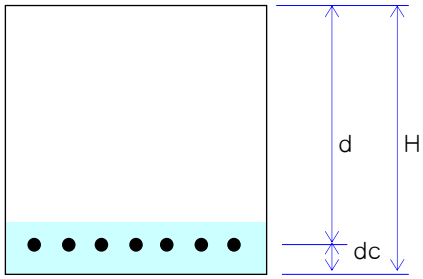
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 250.068 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 =	265.698	kN· m,	As =	2026.800	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

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

f s = M / (As (d − x / 3)) = 153.999 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 153.999 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 292.62 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 293 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	514.504	328.940	321.565

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.595]

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

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

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

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 = 1610.580 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = $0.714\,Pb = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

$0.25\sqrt{fck} / fy$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2147.44 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

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

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

ΦMn > Mu (= 514.504 kN · m) [사용률 = 1.581] ∴ O.K!!

나) 전단검토

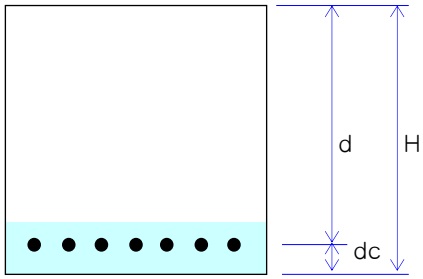
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 328.940 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	321.565	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

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

f s = M / (As (d − x / 3)) = 147.971 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 147.971 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 318.45 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 318 mm O.K!!

6. FOOTING 설계

6.1 하 중 조 합

가. LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		85074.525	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (85074.525 - 6663.098) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.089 m

Mo = 20576.234 x 0.0892 = 1835.886 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.270	41661.349	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		27777.916		114850.608	3666.629		10660.956

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (114850.608 - 10660.956) / 27777.916 - 7.800 / 2

= -0.149 m

Mo = 27777.916 x 0.1492 = 4144.221 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	240.360	5.420	1302.751
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		85074.525	2532.003		7965.849

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (85074.525 - 7965.849) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.153 m

Mo = 20576.234 x 0.1525 = 3138.638 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.270	41661.349	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	336.504	5.420	1823.852
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		27777.916		114850.608	4003.133		12484.808

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (114850.608 - 12484.808) / 27777.916 - 7.800 / 2

= -0.215 m

Mo = 27777.916 x 0.2148 = 5968.073 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
하 중	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
하 중	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
토 압	PL	-	-		336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	240.360	5.420	1302.751
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.000	5.420	2710.000
합 계		25795.643		103684.832	3368.157		12035.592

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (103684.832 - 12035.592) / 25795.643 - 7.800 / 2
= -0.347 m
Mo = 25795.643 x 0.3471 = 8953.769 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부	고정하중	12740.474	3.270	41661.349	-	-	-
하 중	활 하 중	6851.701	3.270	22405.062	-	-	-
상 재	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
하 중	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
토 압	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	336.504	5.420	1823.852
시동 또는 제동 하중		-	-	-	700.000	5.420	3794.000
합 계		35466.817		142153.290	5240.980		18454.397

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (142153.290 - 18454.397) / 35466.817 - 7.800 / 2
= -0.412 m
Mo = 35466.817 x 0.4123 = 14621.694 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	P_L	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1415.608	5.420	7672.596
합 계		25795.643		103684.832	4043.405		15695.438

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (103684.832 - 15695.438) / 25795.643 - 7.800 / 2
= -0.489 m
M_o = 25795.643 × 0.489 = 12613.614 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.270	41661.349	-	-	-
	활 하 중	6851.701	3.270	22405.062	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	P_L	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1981.851	5.420	10741.635
합 계		35466.817		142153.290	6186.327		23578.181

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (142153.290 - 23578.181) / 35466.817 - 7.800 / 2
= -0.557 m
M_o = 35466.817 × 0.557 = 19745.477 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 8022.841) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.192 m

Mo = 25795.643 x 0.1915 = 4941.017 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.270	41661.349	-	-	-
	활 하 중	8549.606	3.270	27957.213	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	1106.300	5.850	6471.855	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		37433.823		149279.676	4204.476		12836.546

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (149279.676 - 12836.546) / 37433.823 - 7.800 / 2

= -0.255 m

Mo = 37433.823 x 0.2551 = 9548.778 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 8022.841) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.192 m

Mo = 25795.643 x 0.1915 = 4941.017 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	9342.477	-	37476.348	-	-	-
	배 면 토	7459.437	-	48346.475	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	15099.821	3.270	49376.414	-	-	-
	활 하 중	7394.254	3.270	24179.211	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	1020.240	5.850	5968.404	-	-	-
	활 하 중	956.800	5.850	5597.280	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8862.435
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		41273.029		170944.132	4204.476		13357.865

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (170944.132 - 13357.865) / 41273.029 - 7.800 / 2

= -0.082 m

Mo = 41273.029 x 0.0819 = 3378.546 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	3488.059	5.420	18905.278
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	512.422	5.420	2777.326
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	58.919	-	476.654
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	134.104
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	8179.197		38179.773

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 38179.773) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -1.361 m

Mo = 25795.643 x 1.3606 = 35097.949 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	3488.059	5.420	18905.278
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	512.422	5.420	2777.326
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	58.919	-	476.654
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	134.104
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	8179.197		38179.773

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 38179.773) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -1.361 m

Mo = 25795.643 x 1.3606 = 35097.949 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	20576.234	2291.643	1835.886	-0.089	
LOAD CASE2	20576.234	2532.003	3138.638	-0.153	
LOAD CASE3	25795.643	3368.157	8953.769	-0.347	
LOAD CASE4	25795.643	4043.405	12613.614	-0.489	
LOAD CASE5	25795.643	2627.797	4941.017	-0.192	
LOAD CASE6	25795.643	2627.797	4941.017	-0.192	
LOAD CASE7	25795.643	8179.197	35097.949	-1.361	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	27777.916	3666.629	4144.221	-0.149	
LOAD CASE2	27777.916	4003.133	5968.073	-0.215	
LOAD CASE3	35466.817	5240.980	14621.694	-0.412	
LOAD CASE4	35466.817	6186.327	19745.477	-0.557	
LOAD CASE5	37433.823	4204.476	9548.778	-0.255	
LOAD CASE6	41273.029	4204.476	3378.546	-0.082	
LOAD CASE7	25795.643	8179.197	35097.949	-1.361	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	25795.643	4043.405	12613.614	35466.817	6186.327	19745.477
축 력 최대시	25795.643	3368.157	8953.769	41273.029	4204.476	3378.546
지 진 시	25795.643	8179.197	35097.949	25795.643	8179.197	35097.949

6.4. PILE 검토

6.4.1 축력최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 9.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m
 ∴ βL = 4.55 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	3368.157	8953.769	
극 한 하 중	41273.029	4204.476	3378.546	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

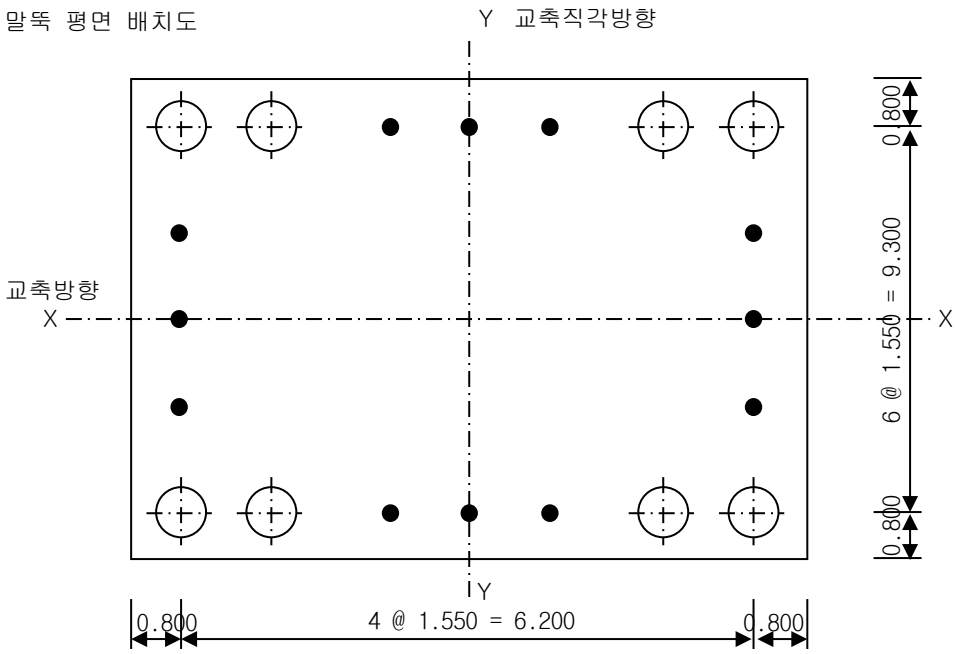
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	160482	0.523

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2235135	0	-2210015	5616886	0	31359493

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3368.157	25795.643	8953.769	0.00192324	0.00459252	0.00042106

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00192	0.00590	946.49	96.23	-68.86
2 열	0.00192	0.00525	841.76	96.23	-68.86
3 열	0.00192	0.00459	737.02	96.23	-68.86
4 열	0.00192	0.00394	632.28	96.23	-68.86
5 열	0.00192	0.00329	527.54	96.23	-68.86
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00192	0.00590	946.49	96.23	68.86

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1117567	0	0	5616886	0	26989138

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3368.157	25795.643	8953.769	0.0030138	0.0045925	0.0003318

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00301	0.00562	902.06	96.23	0.00
2 열	0.00301	0.00511	819.54	96.23	0.00
3 열	0.00301	0.00459	737.02	96.23	0.00
4 열	0.00301	0.00408	654.50	96.23	0.00
5 열	0.00301	0.00356	571.97	96.23	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00301	0.00562	902.06	96.23	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	-0.614	0.00301	68.86	0.00192

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	96.23	말뚝머리 힌 지	수평력	96.23
	수직력	946.49		수직력	902.06
	모멘트	68.86		모멘트	0.61
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	107.4	14.6	68.9	14.6
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 946.49}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.249 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{946.493}{\pi (0.609 + 1.700) \times 1.700}$$

= 0.077 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{96.233}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.580 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{96.233}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.050 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 ≥ 1307.733 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	4204.476	41273.029	3378.55	0.00214	0.00735	0.00026

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1307.733	120.128
2 열	1243.481	120.128
3 열	1179.229	120.128
4 열	1114.977	120.128
5 열	1050.726	120.128
-	-	-
-	-	-
최대값	1307.733	120.128

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	4204.475539	41273.029	3378.546301	0.00376	0.00735	0.00013

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1241.507	120.128
2 열	1210.368	120.128
3 열	1179.229	120.128
4 열	1148.091	120.128
5 열	1116.952	120.128
-	-	-
-	-	-
최대값	1241.507	120.128

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1307.733	946.493
2 열	1243.481	841.756
3 열	1179.229	737.018
4 열	1114.977	632.281
5 열	1050.726	527.544
-	-	-
-	-	-

6.4.2 모멘트최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 9.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m
 ∴ βL = 4.55 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	4043.405	12613.614	
극 한 하 중	35466.817	6186.327	19745.477	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

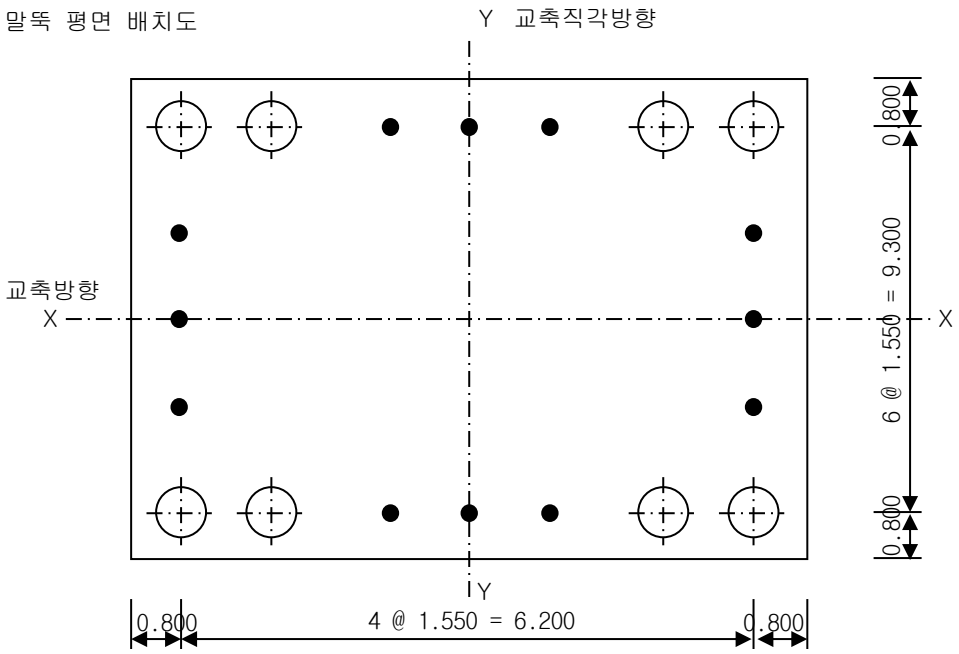
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	160482	0.523

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2235135	0	-2210015	5616886	0	31359493

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4043.405	25795.643	12613.614	0.00237201	0.00459252	0.00056939

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00237	0.00636	1020.29	115.53	-78.68
2 열	0.00237	0.00548	878.65	115.53	-78.68
3 열	0.00237	0.00459	737.02	115.53	-78.68
4 열	0.00237	0.00371	595.38	115.53	-78.68
5 열	0.00237	0.00283	453.75	115.53	-78.68
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00237	0.00636	1020.29	115.53	78.68

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1117567	0	0	5616886	0	26989138

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4043.405	25795.643	12613.614	0.0036180	0.0045925	0.0004674

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00362	0.00604	969.53	115.53	0.00
2 열	0.00362	0.00532	853.27	115.53	0.00
3 열	0.00362	0.00459	737.02	115.53	0.00
4 열	0.00362	0.00387	620.76	115.53	0.00
5 열	0.00362	0.00314	504.51	115.53	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00362	0.00604	969.53	115.53	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	-0.737	0.00362	78.68	0.00237

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	115.53	말뚝머리 힌 지	수평력	115.53
	수직력	1020.29		수직력	969.53
	모멘트	78.68		모멘트	0.74
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	118.1	17.6	74.1	17.6
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	O.K	O.K	O.K	O.K

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 1020.29}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.503 MPa < fca = 7.500 MPa - O.K -

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{1020.288}{\pi (0.609 + 1.700) \times 1.700}$$

= 0.083 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{115.526}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.897 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{115.526}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.060 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 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 ≥ 1454.355 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	6186.327	35466.817	19745.48	0.00364	0.00631	0.00089

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1454.355	176.752
2 열	1233.846	176.752
3 열	1013.338	176.752
4 열	792.829	176.752
5 열	572.321	176.752
-	-	-
-	-	-
최대값	1454.355	176.752

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	6186.327019	35466.817	19745.47711	0.00554	0.00631	0.00073

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1377.310	176.752
2 열	1195.324	176.752
3 열	1013.338	176.752
4 열	831.352	176.752
5 열	649.366	176.752
-	-	-
-	-	-
최대값	1377.310	176.752

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1454.355	1020.288
2 열	1233.846	878.653
3 열	1013.338	737.018
4 열	792.829	595.384
5 열	572.321	453.749
-	-	-
-	-	-

6.4.3 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

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

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = 4√(Kh×D/(4×EI)) = 0.55963 1/m
 ∴ βL = 5.04 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	8179.197	35097.949	
극 한 하 중	25795.643	8179.197	35097.949	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

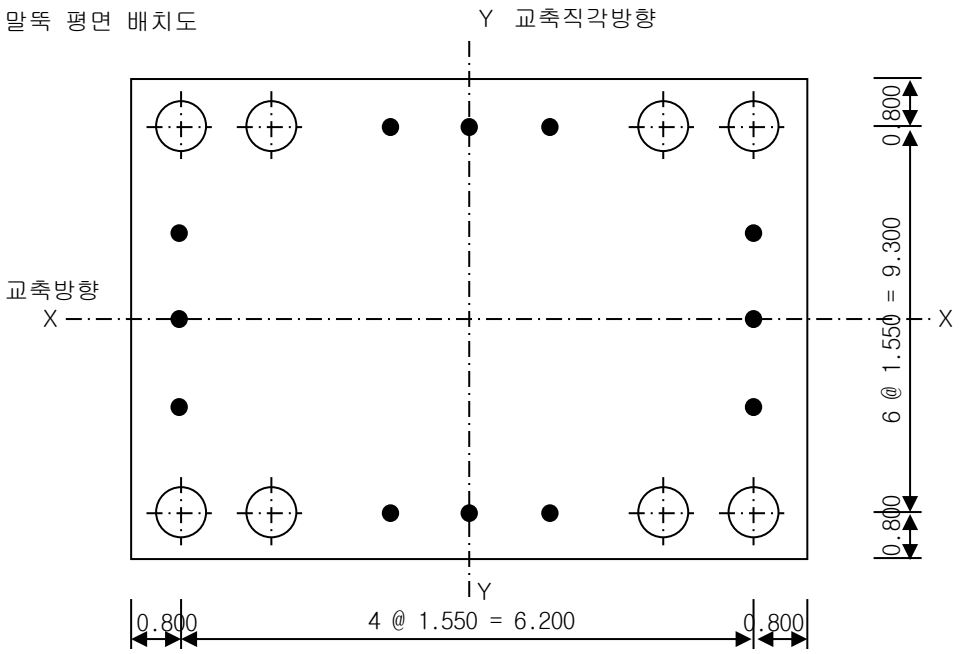
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

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

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

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

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	8179.197	25795.643	35097.949	0.00398820	0.00459252	0.00144200

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00399	0.00906	1454.41	233.69	-109.16
2 열	0.00399	0.00683	1095.71	233.69	-109.16
3 열	0.00399	0.00459	737.02	233.69	-109.16
4 열	0.00399	0.00236	378.32	233.69	-109.16
5 열	0.00399	0.00012	19.63	233.69	-109.16
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00399	0.00906	1454.41	233.69	109.16

나. 말뚝머리 힌지시

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

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	8179.197	25795.643	35097.949	0.0053997	0.0045925	0.0013004

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00540	0.00862	1383.99	233.69	0.00
2 열	0.00540	0.00661	1060.50	233.69	0.00
3 열	0.00540	0.00459	737.02	233.69	0.00
4 열	0.00540	0.00258	413.53	233.69	0.00
5 열	0.00540	0.00056	90.05	233.69	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00540	0.00862	1383.99	233.69	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	-1.346	0.00540	109.16	0.00399

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	233.69	말뚝머리 힌 지	수평력	233.69
	수직력	1454.41		수직력	1383.99
	모멘트	109.16		모멘트	1.35
	β	0.559630		β	0.559630

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	166.8	35.5	105.9	35.5
허용 응력	217.0	124.0	217.0	124.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 1454.41}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 4.993 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{1454.409}{\pi (0.609 + 1.700) \times 1.700}$$

= 0.118 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{233.691}{0.609 \times 0.100}$$

= 3.837 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{233.691}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.121 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 ≥ 1454.409 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	8179.197	25795.643	35097.95	0.00399	0.00459	0.00144

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1454.409	233.691
2 열	1095.714	233.691
3 열	737.018	233.691
4 열	378.323	233.691
5 열	19.628	233.691
-	-	-
-	-	-
최대값	1454.409	233.691

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	8179.197111	25795.643	35097.94887	0.00540	0.00459	0.00130

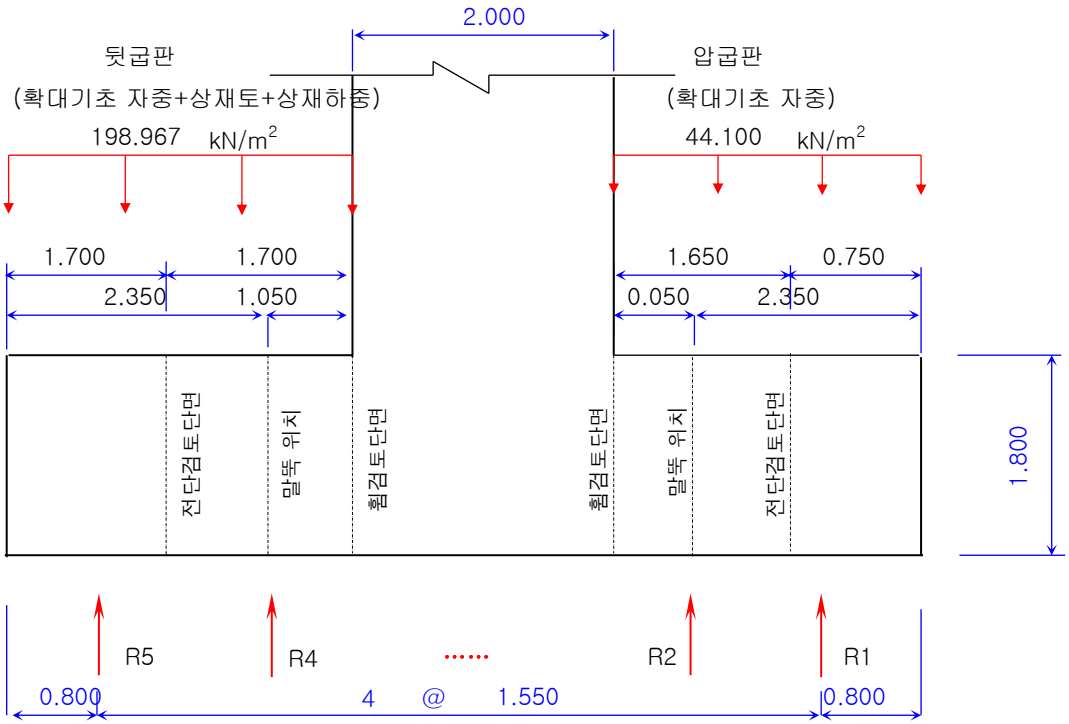
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1383.985	233.691
2 열	1060.502	233.691
3 열	737.018	233.691
4 열	413.535	233.691
5 열	90.052	233.691
-	-	-
-	-	-
최대값	1383.985	233.691

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	1454.409	1454.409
2 열	1095.714	1095.714
3 열	737.018	737.018
4 열	378.323	378.323
5 열	19.628	19.628
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1307.733	1454.355	1454.409	1454.409	MAX
2 열	1243.481	1233.846	1095.714	1243.481	MAX
3 열	1179.229	1013.338	737.018	1179.229	MAX
4 열	1114.977	792.829	378.323	378.323	MIN
5 열	1050.726	572.321	19.628	19.628	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	946.493	1020.288		1020.288	MAX
2 열	841.756	878.653		878.653	MAX
3 열	737.018	737.018		737.018	MAX
4 열	632.281	595.384		595.384	MIN
5 열	527.544	453.749		453.749	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⊙ q_d = = 44.100 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 44.10 × 2.40 $^2 \div 2$ = 127.008 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 44.10 × 2.40 = 105.840 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,454.409	1,243.481	-	934.024	798.566	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.600	0.050	-	1,534.367	-171.461	1,362.906

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
934.024	798.566	-	1,732.590	-142.884	1,589.706

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
1,020.288	878.653	-	655.231	564.273	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.600	0.050	-	1,076.583	-127.008	949.575

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 198.967 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 198.97 × 3.40 ^{2} ÷ 2 = 1150.031 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 198.97 × 3.40 = 676.49 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R5	R4	R3	R5	R4	R3			
19.628	378.323	-	12.605	242.960	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	287.881	-1,738.388	-1,450.507

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R5	R4	R3			
12.605	242.960	-	255.565	-1,022.581	-767.016

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R5	R4	R3	R5	R4	R3	
453.749	595.384	-	291.399	382.357	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	1,159.110	-1,150.031	9.080

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	1450.507	767.016	9.080

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.691]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.06405 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 2396.609 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 = 3195.48 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 2433.631 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1450.507 kN · m) [사용률 = 1.678] ∴ O.K!!

나) 전단검토

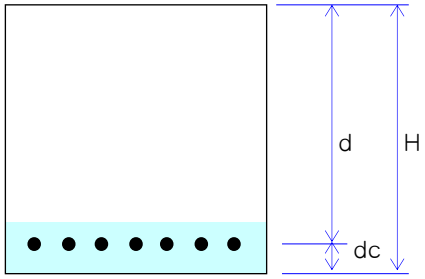
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 767.016 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 =	9.080	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 283.52 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 1.395 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 1.395 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 45156.75 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 45157 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

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

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

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

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

- 주철근 20% 이상

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

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	1362.906	1589.706	949.575

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	–	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 150	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 250	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.747]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.06208 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- (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 = 2320.040 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 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 = 3093.39 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 2360.666 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1362.906 kN · m) [사용률 = 1.732] ∴ 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 = 1589.706 kN ∴ 전단보강 필요함!!

Use As : H 13 다리수 N= 2 EA , 스터럽 간격 = 300 mm

ΦVs= Φ ×Av × fy × d / s = 0.85 × 253.4 × 400 × 1650.0 / 300

= 473858.0 N = 473.86 kN

ΦVs= 473.86 kN < Φ1/3 √fck bw d = 2560.603 kN ∴ O.K!!

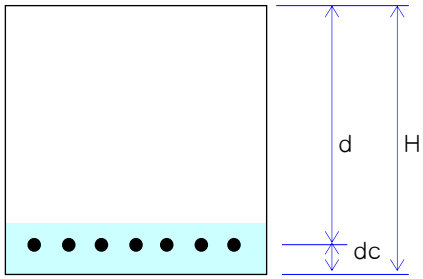
전단철근간격 검토 300 mm < Min(600,0.5D)= 600.00 mm ∴ O.K!!

ΦVn = ΦVc + ΦVs = 1280.301 + 473.86 = 1754.159 kN

Vu (= 1589.71 kN) < ΦVn (= 1754.16 kN) ∴ O.K!!

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 =	949.575	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 278.94 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 150.451 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 150.451 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 304.68 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 305 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

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

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

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

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

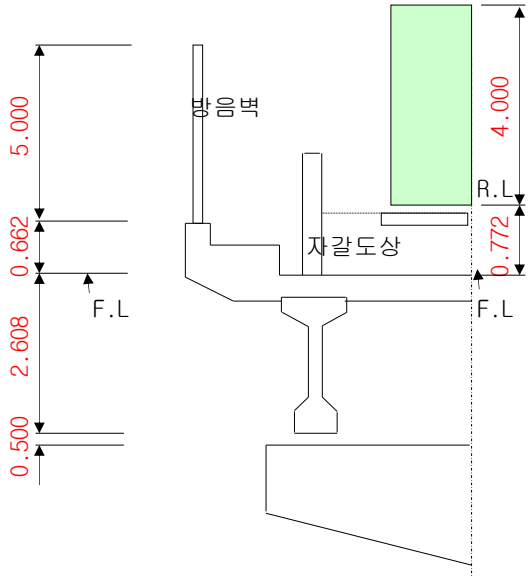
- 주철근 20% 이상

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

<3차현장자문회의 결과 반영>

7. 교량받침부 검토 (고정)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.680 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.880 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 4.635 M

풍하중(열차재하) = 4.190 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 9437.388 kN

R_{d1} = 2387.935 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

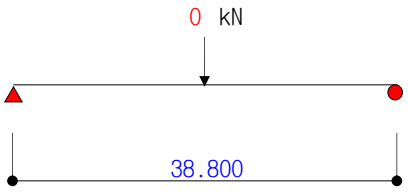
$\sum R_L$ = 4894.072 kN

R_{L1} = 1514.931 kN

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



P_{Lf} = 0.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 0.000 × 3.880 = 0.000 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	0.000	18.906	2.750	0.000	↑
G2			1.375	0.000	↑
G3			1.375	0.000	↓
G4			2.750	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 4 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 38.800 V = 250 km/hr

$$\therefore \left(\max = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.527}{127 \times \infty} = 0.000 \right.$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75 \right) \times \left(1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.527$$

상부반력 (P_L) 4621.409 kN (충격 제외)

P_c = 4621.41 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.680 = 0.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	18.906	2.750	0.000	↑
G2			1.375	0.000	↑
G3			1.375	0.000	↓
G4			2.750	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 4 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

상부구조 W_n = 3.000 × 8.270 × 19.900 = 493.719 kN

M_n = 493.719 × 4.635 = 2288.388 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	2288.388	18.906	2.750	332.856	↑
G2			1.375	166.428	↑
G3			1.375	166.428	↓
G4			2.750	332.856	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.380 × 19.900 = 220.293 kN

M_t = 220.293 × 4.190 = 923.028 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	923.028	18.906	2.750	134.259	↑
G2			1.375	67.129	↑
G3			1.375	67.129	↓
G4			2.750	134.259	↓

③ 적용하중

H_w = 220.293 / 4 shoe

= 55.073 kN

P_w = 134.259 kN

바) 지진하중

① 하중 작용점 0.50

P_E = 2015.357 kN

M_c = 2015.357 × 0.500 = 1007.678 kN·m

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	R_{Pi}(kN)	비 고
G1	1007.678	18.906	2.750	146.571	↑
G2			1.375	73.286	↑
G3			1.375	73.286	↓
G4			2.750	146.571	↓

H_E = 503.839 kN

R_E = 146.571 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 9437.388 kN

R_{d1} = 2387.935 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 4894.072 kN

R_{L1} = 1514.931 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 500.000 / 4 shoe

= 125.000 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 240.360 / 4 shoe

= 60.090 kN

마) 지진하중(내진계산서 참조)

H_E = 503.839 kN

3) 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + MAX(횡하중, 원심하중) + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격고려) + 지진하중

다) 받침용량 검토

구 분		작용력		R (교대)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	4037.125	55.073	0.80
	지진시	4049.437	503.839	
교축 방향	상시	3902.866	185.090	0.80
	지진시	3902.866	503.839	

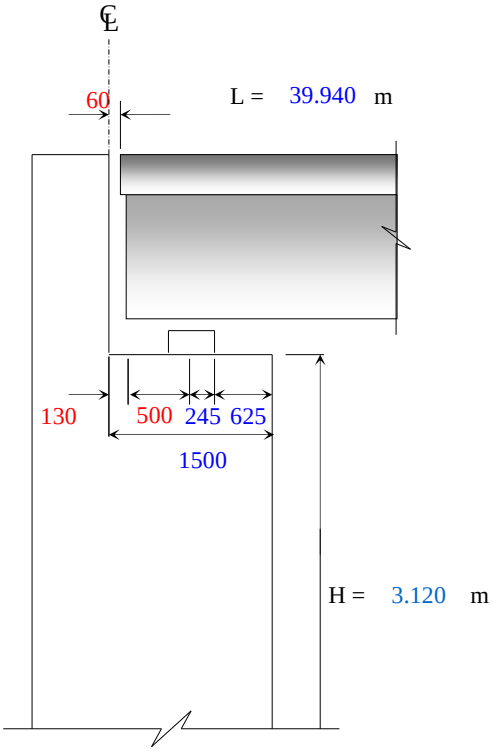
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	4037.125	55.073	2990.463	40.795	1.35
	지진시	4049.437	503.839	2892.455	359.885	1.40
교축 방향	상시	3902.866	185.090	3122.293	148.072	1.25
	지진시	3902.866	503.839	2787.761	359.885	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 490 × 686 mm
▣ 높 이 : 220 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 350 mm [30m ≤ ℓ < 40m]

< 625 mm - O.K -

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)
L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)
H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)
교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이.
단경간교의 평균높이는 0으로 한다.
기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이
Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (˚)

$N = (200 + 1.67 \times 39.94 + 6.66 \times 3.12) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 287.48

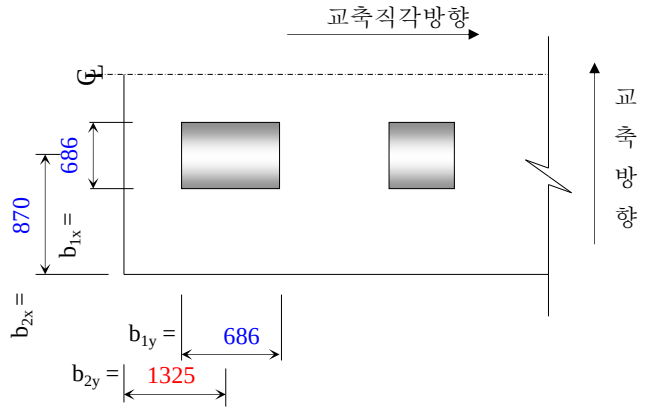
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 500 mm
$S_2 =$ 245 / 2 = 122.50 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 399.70 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 500 + 122.50 + 399.70 = 1022.20 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1022.20 mm < 1370.00 - O.K -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 870 = 1740.0 < 5 \times b_{1x} = 3430.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1325 = 2650.0 < 5 \times b_{1y} = 3430.0$ mm

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

$= ¼ \times (1 - 686 / 1740) \times 3122292.8 / 180$

$= 2626.8$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 686 / 1740) \times 2787761.4 / 180$

$= 2345.4$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 686 / 2650) \times 2990462.7 / 180$

$= 3078.2$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 686 / 2650) \times 2892455.281 / 180$

$= 2977.3$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

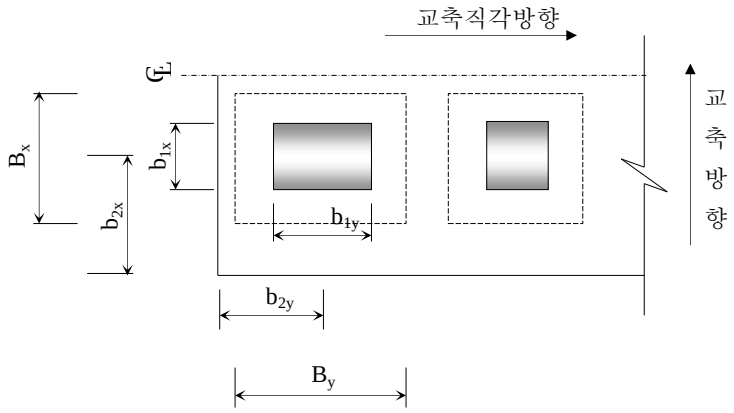
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 148072 / 180 = 822.6$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 359885 / 180 = 1999.4$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 40795 / 180 = 226.6$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 359885 / 180 = 1999.4$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 686 + 1325 = 2011.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 870.0 mm 가 $B_x/2$ = 1005.5 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 870 + (686 + 1325) / 2 = 1875.5 mm

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 686 + 870 = 1556.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 3078.200 + 226.639 = 3304.839 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 2977.300 + 1999.362 = 4976.662 ㎟

B_y = 1556.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 19 - 12 EA × 2 단 = 6876.000 ㎟ > 4976.662 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

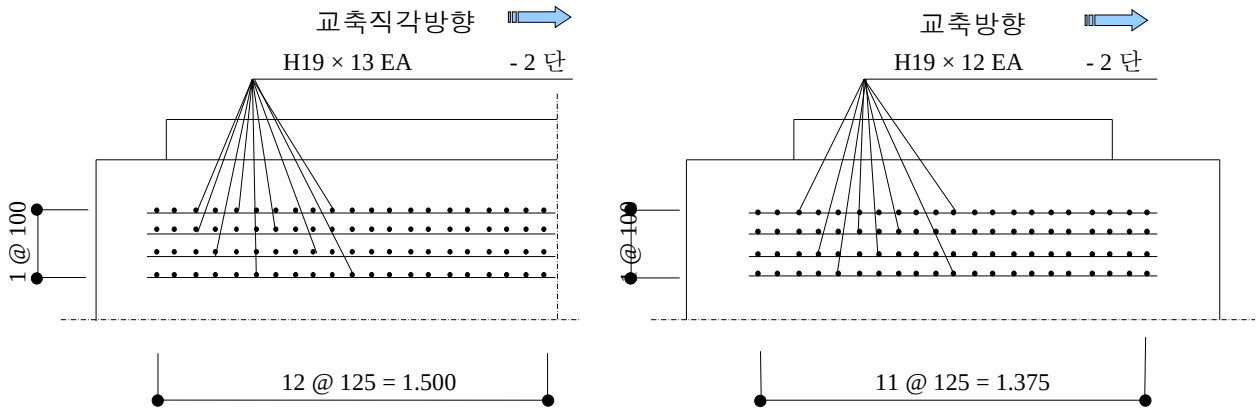
$A_{sx(상시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 2626.800 + 822.622 = 3449.422 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 2345.400 + 1999.362 = 4344.762 ㎟

B_x = 1875.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 19 - 13 EA × 2 단 = 7449.000 ㎟ > 4344.762 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{359885.1}{180} = 1999.36 \ ㎟$$

Use A_{sy} = H 16 - 13 EA × 2 ea = 5163.600 ㎟ > 1999.362 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

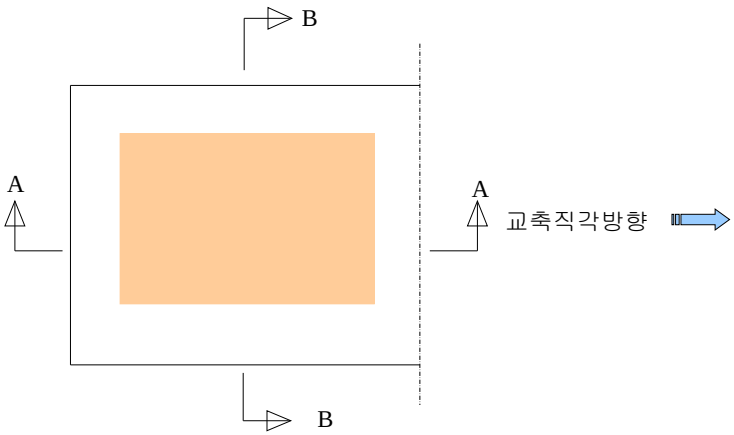
나) 교축방향

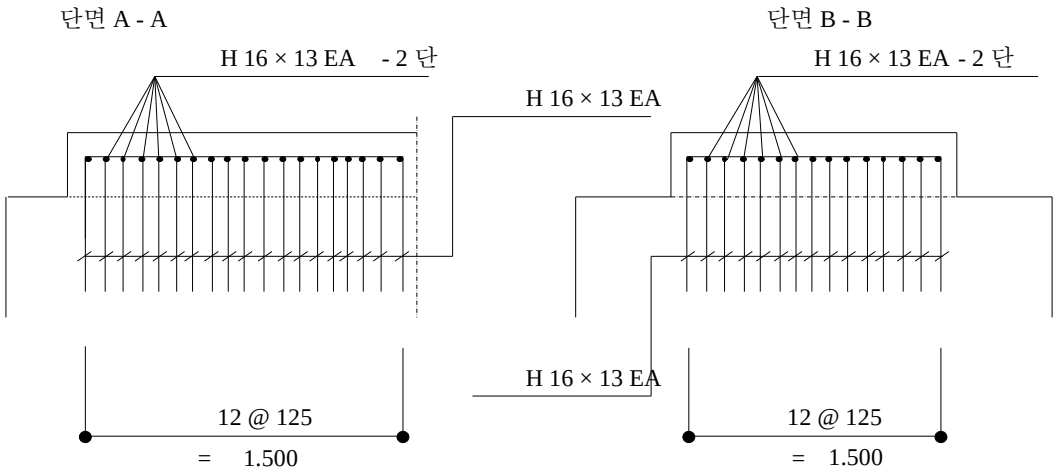
$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{359885.1}{180} = 1999.36 \ ㎟$$

Use A_{sx} = H 16 - 13 EA × 2 ea = 5163.600 ㎟ > 1999.362 ㎟ **- O.K -**

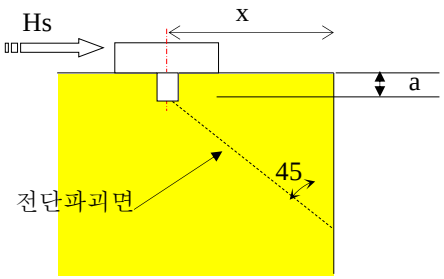
(CTC 125)

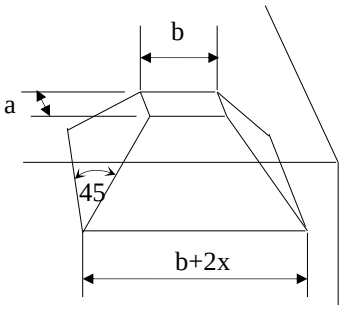
다) 철근배치도





6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{359885}{6251107} = 0.058 \text{ MPa} \le 0.70 \text{ MPa} \quad \text{----} \quad \textbf{- O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 6251107 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 359885 N

X : 1325 mm

a : 0 mm

b : 686 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{359885}{2984867} = 0.69 \text{ MPa} \le 0.70 \text{ MPa} \quad \text{----} \quad \textbf{- O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 2984867 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 359885 N

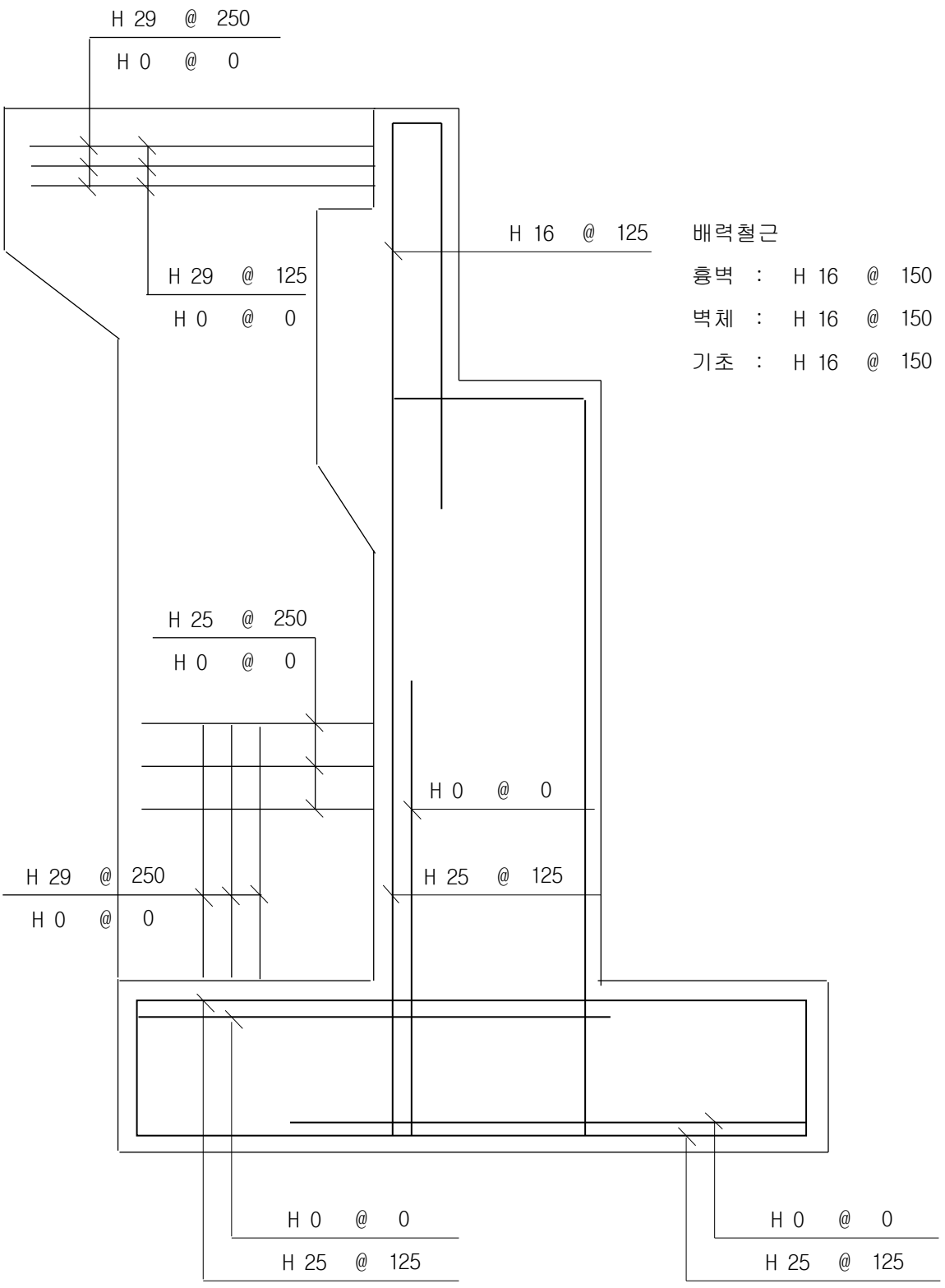
X : 870 mm

a : 0 mm

b : 686 mm

8.주철근 조립도

탑리제4교 교대 A1



4.2.2 A2

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 하중계산

4. 안정검토

5. 벽체단면설계

6. FOOTING 설계

7. 교량받침부 검토

8. 주철근 상세

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (복선 : 가동) 나. 기 초 : PILE 기초

나. 상부 구조형식 : WPC GIRDER

1) 교 량 지 간 : 38.800 m

2) 총 길 이 : 40.060 m

3) WPC GIRDER 전장 39.800 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 15 , 토사)

흙자중 (γt) : 19.0 kN/m^3 내부마찰각(φ) = 25 ° (지반조사 보고서 참조)

흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토

흙자중 (γt) : 20.0 kN/m^3 내부마찰각(φ) = 35 °

흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.299 ; TAN(⅔ · Φ) : 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 15.0 kN/m^2 (지반조사 보고서 참조)

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (복선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 9437.388 kN

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

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

4) 지진하중

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

(철도설계기준 p.8-103)

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(2013), p8-93"

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)	35	35	35	35	35	35
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	11.667	11.667	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)	0.271	0.251	0.251	0.323	0.323	0.323

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : fck = 30 MPa

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

다) 단 위 중 량 : w = 24.5 kN/m3

2) 철 근

가) 항복응력 : fy = 400 MPa

나) 허용응력 : fsa = 180 MPa

나) 탄성계수 : Es = 200,000 MPa

마. 참고문헌

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

▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)

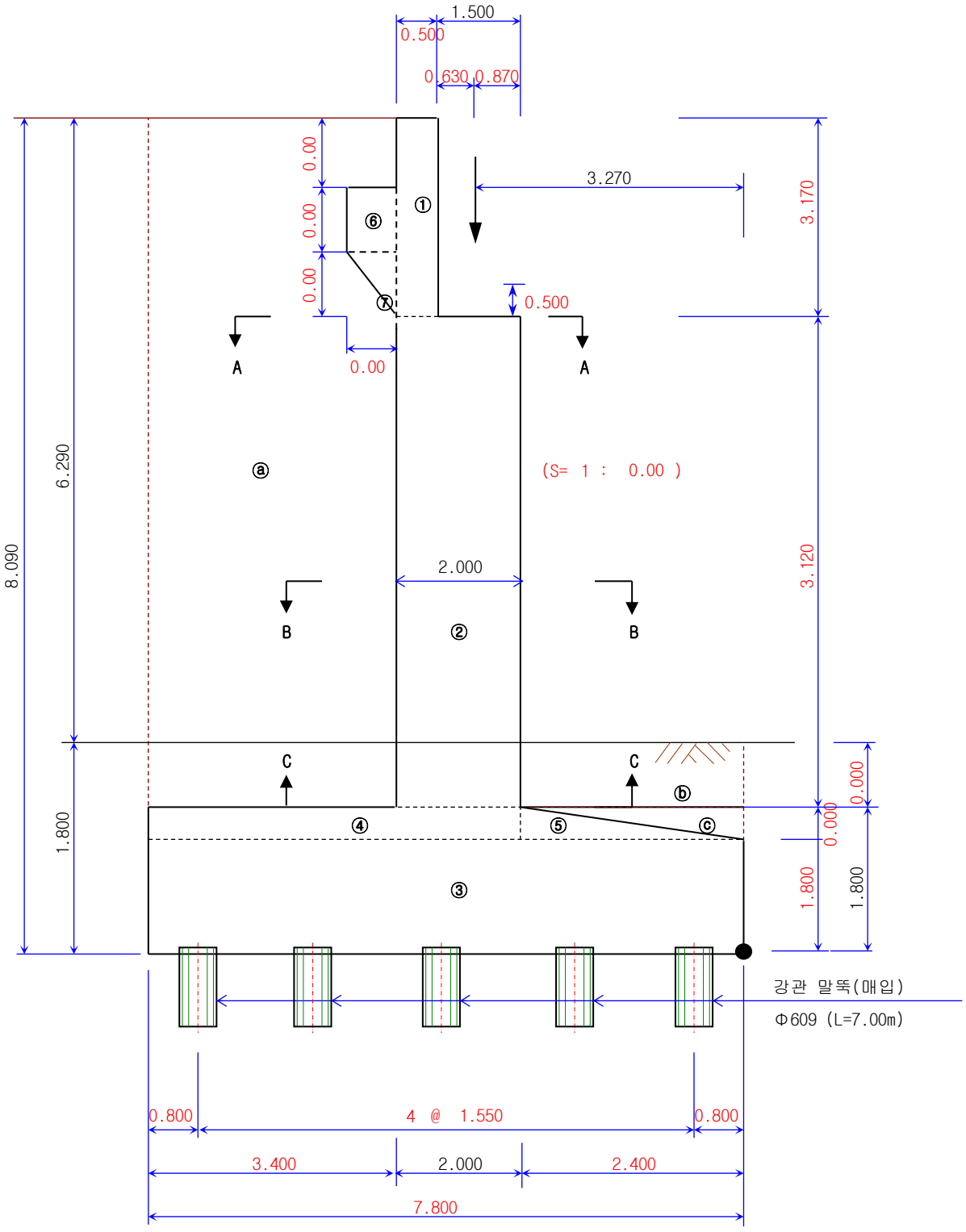
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

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



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

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

2) 자중 및 모멘트

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

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 9437.39 kN
- x = = 3.27 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(I+i)$ = 4894.07 kN
- x = = 3.27 m

다. 부력

- Vw = 7.800 × (218.256 - 226.456) × 10.900 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (7.800 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

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

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

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

마. 슈에 작용하는 수평하중

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

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

1) 제동하중

T (전체제동하중) = 20.000 × 40.06 = 801.20 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 40.06 = 1321.98 kN ≤ 1000.0 kN

3) 가동단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 9437.388 + 4621.409 = 14058.80 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 14,058.797
= 2108.820 > 500.000 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 500.000 kN (Tm은 1/2T 이하)

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 480.72 kN
Rm (지점 반력) = 9437.388 = 9437.39 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 9,437.388
= 1415.608 > 240.360 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 240.360 kN (Tm은 1/2T 이하)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 480.72 kN

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

Tm (가동단수평력) = 0.15 × 14,331.460

= 2149.719 > 240.360 (= 1/2 T)

Tmb (설계수평력) = 240.360 kN (Tm은 1/2T 이하)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/㎡
- ql = 14.07 kN/㎡

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.271 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 358.44 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.271 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 336.15 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 × 0.271 × 20.00 × 65.45 × 10.900 = 1933.20 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.70 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.271 × 20.00 × 8.09 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_3 = h_2 / 2 = 0.00 m

Pa_4 = 1/2 × Ka × γs × h_2^2 × L

= 0.500 × 0.271 × 11.00 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.323 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 427.34 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.323 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 400.77 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

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

= 0.500 × 0.323 × (1- 0.000) × 20.00 × 65.45 × 10.900

= 2304.80 kN

ye_2 = H / 2 = 4.05 m

사. 온도하중

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

ⓐ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

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

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다(철도설계기준 p.11-16)

LOAD CASE 1 : 고정하중 + 토압

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

LOAD CASE 3 : 고정하중 + 토압 + 열차하중

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

LOAD CASE 5 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

LOAD CASE 6 : 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

가. LOAD CASE 1 = 고정하중 + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		85074.525	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (85074.525 - 6663.098) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.089 m

Mo = 20576.234 x 0.0892 = 1835.886 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	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	425.100	-	2486.835	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	238.962	4.045	966.600
토 압		-	-	-	1933.200		5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10926.296		52970.849	2172.162		6179.798

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (52970.849 - 6179.798) / 10926.296 - 7.800 / 2
= 0.382 m
Mo = 10926.296 x 0.3824 = 4178.496 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	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (103684.832 - 8022.841) / 25795.643 - 7.800 / 2
= -0.192 m
Mo = 25795.643 x 0.1915 = 4941.017 kN · m

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

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.000	5.420	2710.000
합 계		25795.643		103684.832	3127.797		10732.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 10732.841) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.297 m

Mo = 25795.643 x 0.2966 = 7651.017 kN · m

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

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.420	-
온 도		-	-	-	1415.608	5.420	7672.596
합 계		25795.643		103684.832	4043.405		15695.438

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (103684.832 - 15695.438) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.489 m

M_o = 25795.643 × 0.489 = 12613.614 kN · m

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

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	0.000	5.420	0.000
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	0.000	5.420	0.000
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	58.919	8.090	476.654
	활 하 중	598.000	-	3498.300	16.577	8.090	134.104
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	4178.717		16497.169

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 16497.169) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.520 m

Mo = 25795.643 x 0.5201 = 13415.345 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	20576.234	2291.643	1835.886	-0.089	
LOAD CASE 2	10926.296	2172.162	4178.496	0.382	
LOAD CASE 3	25795.643	2627.797	4941.017	-0.192	
LOAD CASE 4	25795.643	3127.797	7651.017	-0.297	축력 최대
LOAD CASE 5	25795.643	4043.405	12613.614	-0.489	모멘트 최대
LOAD CASE 6	25795.643	4178.717	13415.345	-0.520	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	25795.643	3127.797	7651.017	-0.297	
2	모멘트 최대시	25795.643	4043.405	12613.614	-0.297	
3	지 진 시	25795.643	4178.717	13415.345	-0.520	

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) = 7.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

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

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Va = 1696.70 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Ha = 135.00 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 194498.954 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50485 1/m
 ∴ βL = 3.53 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 80068.965 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.197 1/m
 ∴ βλ = 0.67 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
축 력 최대시	25795.643	3127.797	7651.017	
모멘트 최대시	25795.643	4043.405	12613.614	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

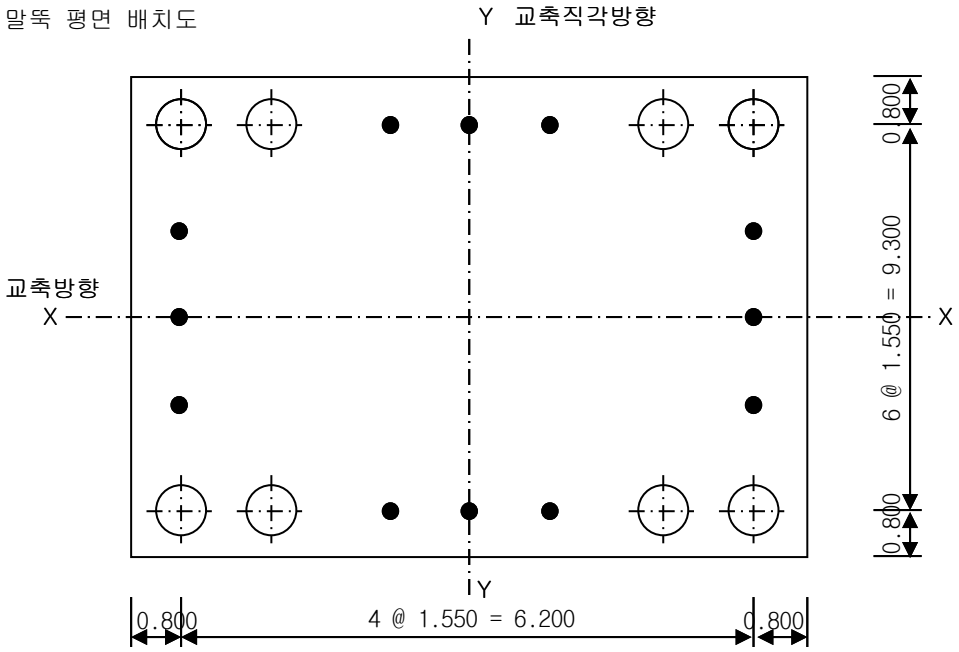
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	194499	0.493

◇ 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	194499	0.493

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2224115	0	-2202745	6807463	0	37073023

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3127.797	25795.643	7651.017	0.00171141	0.00378932	0.00030806

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00171	0.00474	922.76	89.37	-69.31
2 열	0.00171	0.00427	829.89	89.37	-69.31
3 열	0.00171	0.00379	737.02	89.37	-69.31
4 열	0.00171	0.00331	644.15	89.37	-69.31
5 열	0.00171	0.00283	551.27	89.37	-69.31
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00171	0.00474	922.76	89.37	69.31

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1112058	0	0	6807463	0	32709862

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3127.797	25795.643	7651.017	0.0028126	0.0037893	0.0002339

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00281	0.00451	878.05	89.37	0.00
2 열	0.00281	0.00415	807.53	89.37	0.00
3 열	0.00281	0.00379	737.02	89.37	0.00
4 열	0.00281	0.00343	666.50	89.37	0.00
5 열	0.00281	0.00306	595.99	89.37	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00281	0.00451	878.05	89.37	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	-0.571	0.00281	69.31	0.00171

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 2.813 ㎜ < δa = 15 ㎜ ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	89.37	말뚝머리 힌 지	수평력	89.37
	수직력	922.76		수직력	878.05
	모멘트	69.31		모멘트	0.57
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	922.76 kN	1696.70 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	89.37 kN	135.00 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2224115	0	-2202745	6807463	0	37073023

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4043.405	25795.643	12613.614	0.00228969	0.00378932	0.00047628

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00229	0.00527	1024.19	115.53	-84.73
2 열	0.00229	0.00453	880.60	115.53	-84.73
3 열	0.00229	0.00379	737.02	115.53	-84.73
4 열	0.00229	0.00331	644.15	115.53	-84.73
5 열	0.00229	0.00231	449.85	115.53	-84.73
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00229	0.00527	1024.19	115.53	84.73

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1112058	0	0	6807463	0	32709862

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4043.405	25795.643	12613.614	0.0036360	0.0037893	0.0003856

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00364	0.00498	969.53	115.53	0.00
2 열	0.00364	0.00439	853.27	115.53	0.00
3 열	0.00364	0.00379	737.02	115.53	0.00
4 열	0.00364	0.00319	620.76	115.53	0.00
5 열	0.00364	0.00259	504.51	115.53	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00364	0.00498	969.53	115.53	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	-0.738	0.00364	84.73	0.00229

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 3.636 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	115.53	말뚝머리 힌 지	수평력	115.53
	수직력	1024.19		수직력	969.53
	모멘트	84.73		모멘트	0.74
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	1024.19 kN	1696.70 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	115.53 kN	135.00 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) = 7.00 m
° 확대기초 제원
  - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m
° 1/β 부근(1.79m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 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 = 243.30 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 194498.954 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m
 ∴ βL = 3.92 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 80068.965 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.197 1/m
 ∴ βλ = 0.67 ≤ 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	25795.643	4178.717	13415.345	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

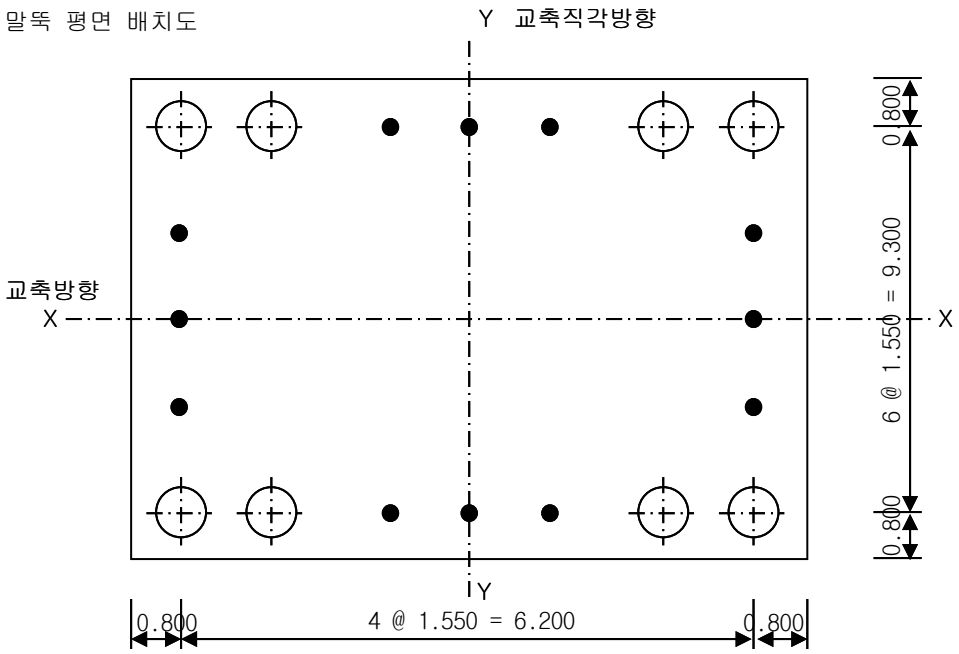
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	194499	0.493

◇ 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	194499	0.493

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3029508	0	-2706705	6807463	0	37546455

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	4178.717	25795.643	13415.345	0.00181550	0.00378932	0.00048818

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00182	0.00530	1031.36	119.39	-72.94
2 열	0.00182	0.00455	884.19	119.39	-72.94
3 열	0.00182	0.00379	737.02	119.39	-72.94
4 열	0.00182	0.00303	589.85	119.39	-72.94
5 열	0.00182	0.00228	442.67	119.39	-72.94
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00182	0.00530	1031.36	119.39	72.94

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1514754	0	0	6807463	0	32709862

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	4178.717	25795.643	13415.345	0.0027587	0.0037893	0.0004101

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00276	0.00506	984.31	119.39	0.00
2 열	0.00276	0.00443	860.66	119.39	0.00
3 열	0.00276	0.00379	737.02	119.39	0.00
4 열	0.00276	0.00315	613.37	119.39	0.00
5 열	0.00276	0.00252	489.73	119.39	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00276	0.00506	984.31	119.39	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	-0.688	0.00276	72.94	0.00182

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 2.759 ㎜ < δa = 15 ㎜ ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	119.39	말뚝머리 힌 지	수평력	119.39
	수직력	1031.36		수직력	984.31
	모멘트	72.94		모멘트	0.69
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	1031.36 kN	1841.00 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	119.39 kN	243.30 kN	O.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압
LOAD CASE 2 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일종하중
LOAD CASE 3 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일종하중
LOAD CASE 4 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4온도하중
LOAD CASE 5 = 1.35고정하중+1.6토압+1.85열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 6 = 1.6고정하중+1.6토압+1.6열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 7 = 1.0고정하중+1.0열차하중(충격미포함)+1.0토압+1.0지진하중

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (흉벽)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	1.585	61.990
	계	17.277	24.5	423.274	-	105.819	39.111	-	61.990
B-B (벽체)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	3.145	123.003
	②	34.008	24.5	833.196	1.000	833.196	76.987	0.780	60.050
	계	51.285	24.5	1256.470	-	939.015	116.098	-	183.053
C-C (벽체)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	4.705	184.015
	②	68.016	24.5	1666.392	1.000	1666.392	153.975	1.560	240.200
	계	85.293	24.5	2089.666	-	1772.211	193.085	-	424.216

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.17	×	10.900	=	130.014 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	130.014	×	cos δ					=	127.328 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	130.014	×	sin δ					=	26.291 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.17	×	10.900	=	121.929 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	121.93	×	cos δ					=	119.410 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	121.93	×	sin δ					=	24.656 kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	2					=	1.585 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	1.560	×	10.900	=	63.981 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	63.981	×	cos (δ+θ)					=	62.660 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	63.981	×	sin (δ+θ)					=	12.938 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	1.560	×	10.900	=	60.003 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	60.003	×	cos (δ+θ)					=	58.763 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	60.003	×	sin (δ+θ)					=	12.134 kN
작 용 점 :	y	=	1.56	/	2					=	0.780 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.120	×	10.900	=	127.963 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	127.963	×	cos (δ+θ)					=	125.319 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	127.963	×	sin (δ+θ)					=	25.876 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.120	×	10.900	=	120.006 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	120.01	×	cos (δ+θ)					=	117.527 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	120.01	×	sin (δ+θ)					=	24.267 kN
작 용 점 :	y	=	3.12	/	2					=	1.560 m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.251	×	20.0	×	3.17 ^2	×	10.900 = 274.762 kN
수평 분력 :	Ph	=	274.762	×	cos δ						= 269.086 kN
수직 분력 :	Pv	=	274.762	×	sin δ						= 55.562 kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	3						= 1.057 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.17				= 15.904 kN
	P2	=	15.904	+	0.251	×	20.0	×	1.560		= 23.730 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	15.904	+	23.730)	×	1.560	×	10.900	= 336.969 kN
수평 분력 :	Ph	=	336.969	×	cos (δ+θ)						= 330.008 kN
수직 분력 :	Pv	=	336.969	×	sin (δ+θ)						= 68.141 kN
작 용 점 :	y	=	1.560	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						= 0.729 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.17				=	15.904	kN
	P2	=	15.904	+	0.251	×	20.0	×	3.120		=	31.557	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	15.904	+	31.557	)	×	3.120	× 10.900	=	807.020	kN
수평 분력 :	Ph	=	807.020	×	cos (δ+Θ)						=	790.347	kN
수직 분력 :	Pv	=	807.020	×	sin (δ+Θ)						=	163.194	kN
작 용 점 :	y	=	3.120	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	1.388	m

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.17	×	10.900		=	167.451	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	167.451	×	cos δ						=	167.451	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	167.451	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.17	×	10.900		=	157.038	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	157.038	×	cos δ						=	157.038	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	157.038	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.170	/	2						=	1.585	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	1.560	×	10.900		=	82.405	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	82.405	×	cos (δ+β)						=	82.405	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	82.405	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	1.56	×	10.900		=	77.281	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	77.281	×	cos (δ+β)						=	77.281	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	77.281	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.560	/	2						=	0.780	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.120	×	10.900		=	164.809	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	164.809	×	cos (δ+β)						=	164.809	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	164.809	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.12	×	10.900		=	154.561	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	154.56	×	cos (δ+β)						=	154.561	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	154.56	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.120	/	2						=	1.560	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.323	×	20.0	×	3.17 ^2	×	10.900	=	353.879	kN
수평 분력 :	Ph	=	353.879	×	cos δ						=	353.879	kN
수직 분력 :	Pv	=	353.879	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	2						=	1.585	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.17			=	20.483	kN
	P2	=	20.483	+	0.323	×	20.0	×	1.560	=	30.563	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.483	+	30.563	)	×	1.560	×	10.900	= 433.998 kN
수평 분력 :	Ph	=	433.998	×	cos (δ+β)					=	433.998	kN
수직 분력 :	Pv	=	433.998	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.560	/	2					=	0.780	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.17			=	20.483	kN
	P2	=	20.483	+	0.323	×	20.0	×	3.120	=	40.643	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.483	+	40.643	)	×	3.120	×	10.900	= 1039.398 kN
수평 분력 :	Ph	=	1039.398	×	cos (δ+β)					=	1039.398	kN
수직 분력 :	Pv	=	1039.398	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.120	/	2					=	1.560	m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	1.585	201.814	203.724	322.903
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	586.877	126.256	812.747	170.446	∑H =	396.413	486.148	634.262	777.837
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	3.145	400.446	203.724	640.713
		벽 체	1.6	12.938	0.000	0.000	20.701	0.000	62.660	0.780	48.875	100.255	78.199
	배면토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10938.54	11623.701	14807.762	15691.996	∑H =	789.081	1393.891	1262.529	2230.225
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	4.705	599.077	203.724	958.523
		벽 체	1.6	25.876	0.000	0.000	41.402	0.000	125.319	1.560	195.498	200.511	312.797
	배면토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11879.73	12456.897	16105.362	16816.810	∑H =	1312.080	3015.853	2099.328	4825.365

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

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	1.585	201.814	203.724	322.903
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	586.877	126.256	812.747	170.446	∑H =	396.413	486.148	634.262	777.837
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	3.145	400.446	203.724	640.713
		벽 체	1.6	12.938	0.000	0.000	20.701	0.000	62.660	0.780	48.875	100.255	78.199
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	240.360	2.060	495.142	336.504	693.198
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10938.54	11623.701	14807.762	15691.996	∑H =	1029.441	1889.032	1599.033	2923.423
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.291	0.000	0.000	42.066	0.000	127.328	4.705	599.077	203.724	958.523
		벽 체	1.6	25.876	0.000	0.000	41.402	0.000	125.319	1.560	195.498	200.511	312.797
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	240.360	3.620	870.103	336.504	1218.144
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11879.73	12456.897	16105.362	16816.810	∑H =	1552.440	3885.956	2435.832	6043.509

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	1.585	391.080	394.781	625.727
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	688.200	145.423	959.531	197.279	∑H =	515.824	675.414	825.318	1080.662
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.130	5222.192	6469.972	7311.069	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.130	308.109	381.728	431.353	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	3.145	775.991	394.781	1241.585
		벽 체	1.6	25.072	0.000	0.000	40.115	0.000	121.423	0.780	94.710	194.277	151.536
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	240.360	2.060	495.142	336.504	693.198
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.000	2.060	1030.000	700.000	1442.000
	계			∑V =	15946.07	17173.169	21825.660	23461.251	∑H =	1707.614	3340.413	2584.111	5039.632
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.130	5222.192	6469.972	7311.069	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.130	308.109	381.728	431.353	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	4.705	1160.902	394.781	1857.443
		벽 체	1.6	50.144	0.000	0.000	80.230	0.000	242.846	1.560	378.840	388.554	606.144
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	240.360	3.620	870.103	336.504	1218.144
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.000	3.620	1810.000	700.000	2534.000
	계			∑V =	16899.39	18006.365	23142.674	24586.066	∑H =	2289.377	6441.123	3514.932	9769.777

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

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	1.585	391.080	394.781	625.727
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	688.200	145.423	959.531	197.279	∑H =	515.824	675.414	825.318	1080.662
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.130	5222.192	6469.972	7311.069	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.130	308.109	381.728	431.353	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	3.145	775.991	394.781	1241.585
		벽 체	1.6	25.072	0.000	0.000	40.115	0.000	121.423	0.780	94.710	194.277	151.536
	배면토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	1415.608	2.060	2916.153	1981.851	4082.614
	계			∑V =	15946.07	17173.169	21825.660	23461.251	∑H =	2382.863	4731.424	3529.459	6987.048
벽 체 중 앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.130	5222.192	6469.972	7311.069	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.130	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	4.705	1160.902	394.781	1857.443
		벽 체	1.6	50.144	0.000	0.000	80.230	0.000	242.846	1.560	378.840	388.554	606.144
	배면토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	1415.608	3.620	5124.502	1981.851	7174.302
	계			∑V =	16899.39	17698.255	22760.946	24154.712	∑H =	2964.625	8885.522	4460.279	13191.935

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	1.585	391.080	394.781	625.727
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	688.200	145.423	994.031	205.904	∑H =	515.824	675.414	825.318	1080.662
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	4621.409	1.130	5222.192	8549.606	9661.055	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	272.663	1.130	308.109	504.427	570.002	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	3.145	775.991	394.781	1241.585
		벽 체	1.6	25.072	0.000	0.000	40.115	0.000	121.423	0.780	94.710	194.277	151.536
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15946.07	17173.169	24062.493	25958.512	∑H =	967.254	1815.271	1547.607	2904.434
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.4	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	9437.388	1.130	10664.248	12740.474	14396.735	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	4621.409	1.130	5222.192	8549.606	9661.055	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	272.663	1.130	308.109	504.427	570.002	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	4.705	1160.902	394.781	1857.443
		벽 체	1.6	50.144	0.000	0.000	80.230	0.000	242.846	1.560	378.840	388.554	606.144
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16899.39	18006.365	25379.506	27083.326	∑H =	1549.017	3761.020	2478.428	6017.632

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	1.585	391.080	394.781	625.727
	배 면 토 압		1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	1.057	284.334	430.537	454.934
	계			∑V =	688.200	145.423	1101.120	232.676	∑H =	515.824	675.414	825.318	1080.662
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	833.196	1.000	833.196	1333.114	1333.114	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	9437.388	1.130	10664.248	15099.821	17062.798	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	4621.409	1.130	5222.192	7394.254	8355.507	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	272.663	1.130	308.109	436.261	492.975	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	3.145	775.991	394.781	1241.585
		벽 체	1.6	25.072	0.000	0.000	40.115	0.000	121.423	0.780	94.710	194.277	151.536
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	2.617	704.108	430.537	1126.573
		벽 체	1.6	68.141	0.000	0.000	109.026	0.000	330.008	0.729	240.463	528.012	384.740
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15946.07	17173.169	25513.710	27477.070	∑H =	967.254	1815.271	1547.607	2904.434
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
		②	1.6	1666.392	1.000	1666.392	2666.227	2666.227	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	9437.388	1.130	10664.248	15099.821	17062.798	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	4621.409	1.130	5222.192	7394.254	8355.507	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	272.663	1.130	308.109	436.261	492.975	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.947	0.000	0.000	81.516	0.000	246.738	4.705	1160.902	394.781	1857.443
		벽 체	1.6	50.144	0.000	0.000	80.230	0.000	242.846	1.560	378.840	388.554	606.144
	배면 토압	흉 벽	1.6	55.562	0.000	0.000	88.899	0.000	269.086	4.177	1123.882	430.537	1798.211
		벽 체	1.6	163.194	0.000	0.000	261.110	0.000	790.347	1.388	1097.396	1264.556	1755.834
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16899.39	18006.365	27039.023	28810.183	∑H =	1549.017	3761.020	2478.428	6017.632

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

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	3.170	23.945	7.554	23.945
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.170	6.737	2.125	6.737
	자 중	①	1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	1.585	61.990	39.111	61.990
	상 재 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	324.489	1.585	514.315	324.489	514.315
	배 면 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	353.879	1.585	560.898	353.879	560.898
	계			∑V =	581.691	145.423	581.691	145.423	∑H =	727.157	1167.885	727.157	1167.885
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	4.730	35.729	7.554	35.729
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.730	10.052	2.125	10.052
	자 중	①	1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	3.145	123.003	39.111	123.003
		②,H/2	1.0	833.196	1.000	833.196	833.196	833.196	76.987	0.780	60.050	76.987	60.050
	상부 하중	고정하중	1.0	9437.388	1.130	10664.248	9437.388	10664.248	0.000	2.060	0.000	0.000	0.000
		활 하 중	1.0	4621.409	1.130	5222.192	4621.409	5222.192	0.000	2.060	0.000	0.000	0.000
		충 격	-	-	1.130	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	324.489	3.145	1020.517	324.489	1020.517
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	159.685	0.780	124.555	159.685	124.555
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	353.879	3.145	1112.949	353.879	1112.949
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	433.998	0.780	338.518	433.998	338.518
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15473.68	16865.059	15473.684	16865.059	∑H =	1397.828	2825.373	1397.828	2825.373
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	6.290	47.513	7.554	47.513
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.290	13.368	2.125	13.368
	자 중	①	1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	4.705	184.015	39.111	184.015
		②	1.0	1666.392	1.000	1666.392	1666.392	1666.392	153.975	1.560	240.200	153.975	240.200
	상부 하중	고정하중	1.0	9437.388	1.130	10664.248	9437.388	10664.248	0.000	3.620	0.000	0.000	0.000
		활 하 중	1.0	4621.409	1.130	5222.192	4621.409	5222.192	0.000	3.620	0.000	0.000	0.000
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	324.489	4.705	1526.720	324.489	1526.720
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	319.371	1.560	498.218	319.371	498.218
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	353.879	4.705	1665.000	353.879	1665.000
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1039.398	1.560	1621.460	1039.398	1621.460
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16306.88	17698.255	16306.880	17698.255	∑H =	2239.900	5796.494	2239.900	5796.494

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$? M = ? M_v + ? M_h \qquad e = ? M \,/\, ? \gamma V - B/2 \qquad M_u = ? \gamma V ? e$$

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	586.877	396.413	612.404	0.793	465.685	812.747	634.262	948.283	0.917	745.096
2	586.877	396.413	612.404	0.793	465.685	812.747	634.262	948.283	0.917	745.096
3	688.200	515.824	820.836	0.943	648.786	959.531	825.318	1277.941	1.082	1038.058
4	688.200	515.824	820.836	0.943	648.786	959.531	825.318	1277.941	1.082	1038.058
5	688.200	515.824	820.836	0.943	648.786	994.031	825.318	1286.566	1.044	1038.058
6	688.200	515.824	820.836	0.943	648.786	1101.120	825.318	1313.338	0.943	1038.058
7	581.691	727.157	1313.308	2.008	1167.885	581.691	727.157	1313.308	2.008	1167.885
Max.		515.824			648.786		825.318			1167.885

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	10938.540	789.081	13017.591	0.190	2079.051	14807.762	1262.529	17922.221	0.210	3114.458
2	10938.540	1029.441	13512.733	0.235	2574.192	14807.762	1599.033	18615.419	0.257	3807.657
3	15946.069	1707.614	20513.582	0.286	4567.513	21825.660	2584.111	28500.883	0.306	6675.223
4	15946.069	2382.863	21904.593	0.374	5958.524	21825.660	3529.459	30448.299	0.395	8622.639
5	15946.069	967.254	18988.440	0.191	3042.371	24062.493	1547.607	28862.946	0.199	4800.453
6	15946.069	967.254	18988.440	0.191	3042.371	25513.710	1547.607	30381.504	0.191	4867.794
7	15473.684	1397.828	19690.432	0.273	4216.748	15473.684	1397.828	19690.432	0.273	4216.748
Max.		2382.863			5958.524		3529.459			8622.639

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	11879.727	1312.080	15472.750	0.302	3593.023	16105.362	2099.328	21642.175	0.344	5536.813
2	11879.727	1552.440	16342.853	0.376	4463.126	16105.362	2435.832	22860.320	0.419	6754.958
3	16899.389	2289.377	24447.488	0.447	7548.099	23142.674	3514.932	34355.842	0.485	11213.168
4	16899.389	2964.625	26583.777	0.573	9684.388	22760.946	4460.279	37346.647	0.641	14585.701
5	16899.389	1549.017	21767.385	0.288	4867.995	25379.506	2478.428	33100.958	0.304	7721.452
6	16899.389	1549.017	21767.385	0.288	4867.995	27039.023	2478.428	34827.815	0.288	7788.793
7	16306.880	2239.900	23494.749	0.441	7187.869	16306.880	2239.900	23494.749	0.441	7187.869
Max.		2964.625			9684.388		4460.279			14585.701

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	1167.885	825.318	648.786	
벽체 중앙	8622.639	3529.459	5958.524	
벽체 하단	14585.701	4460.279	9684.388	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	107.145	75.717	59.522	
벽체 중앙	791.068	323.804	546.654	
벽체 하단	1338.138	409.2	888.476	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.17 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	107.145	75.717	59.522

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 2.104]

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

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

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

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 = 755.247 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 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 = 1007.00 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 (= 107.145 kN · m) [사용률 = 2.068] ∴ O.K!!

나) 전단검토

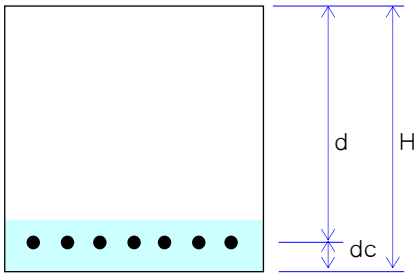
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

x 310.38 > Vu = 75.717 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 =	59.522	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)) = 100.695 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 100.695 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 552.06 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 552 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 500 = 1250.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1250.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

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

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 1.56 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1900.00	100.00	791.068	323.804	546.654

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 2.665]

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

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.09510 > 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 = 1162.107 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 76045.96 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6650.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1549.48 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) = 2090.680 kN · mm

ΦMn > Mu (= 791.068 kN · m) [사용률 = 2.643] ∴ O.K!!

나) 전단검토

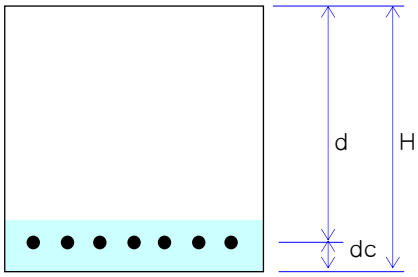
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1900.00 / 1000 = 1474.29 kN

ΦVc= 1474.29 > Vu = 323.804 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	546.654	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)) = 266.15 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 97.457 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 97.457 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 585.55 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 586 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 2000 = 5000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

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

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.12 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1900.00	100.00	1338.138	409.200	888.476

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 1.570]

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

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.09510 > 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 = 1972.401 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 76045.96 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6650.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2629.87 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) = 2090.680 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1338.138 kN · m) [사용률 = 1.562] ∴ O.K!!

나) 전단검토

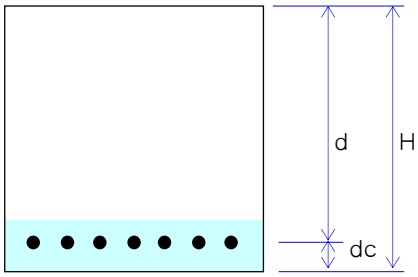
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1900.00 / 1000 = 1474.29 kN

ΦVc= 1474.29 > Vu = 409.200 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	888.476	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)) = 266.15 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 158.397 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 158.397 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 274.67 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 275 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 2000 = 5000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

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

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

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 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/㎡

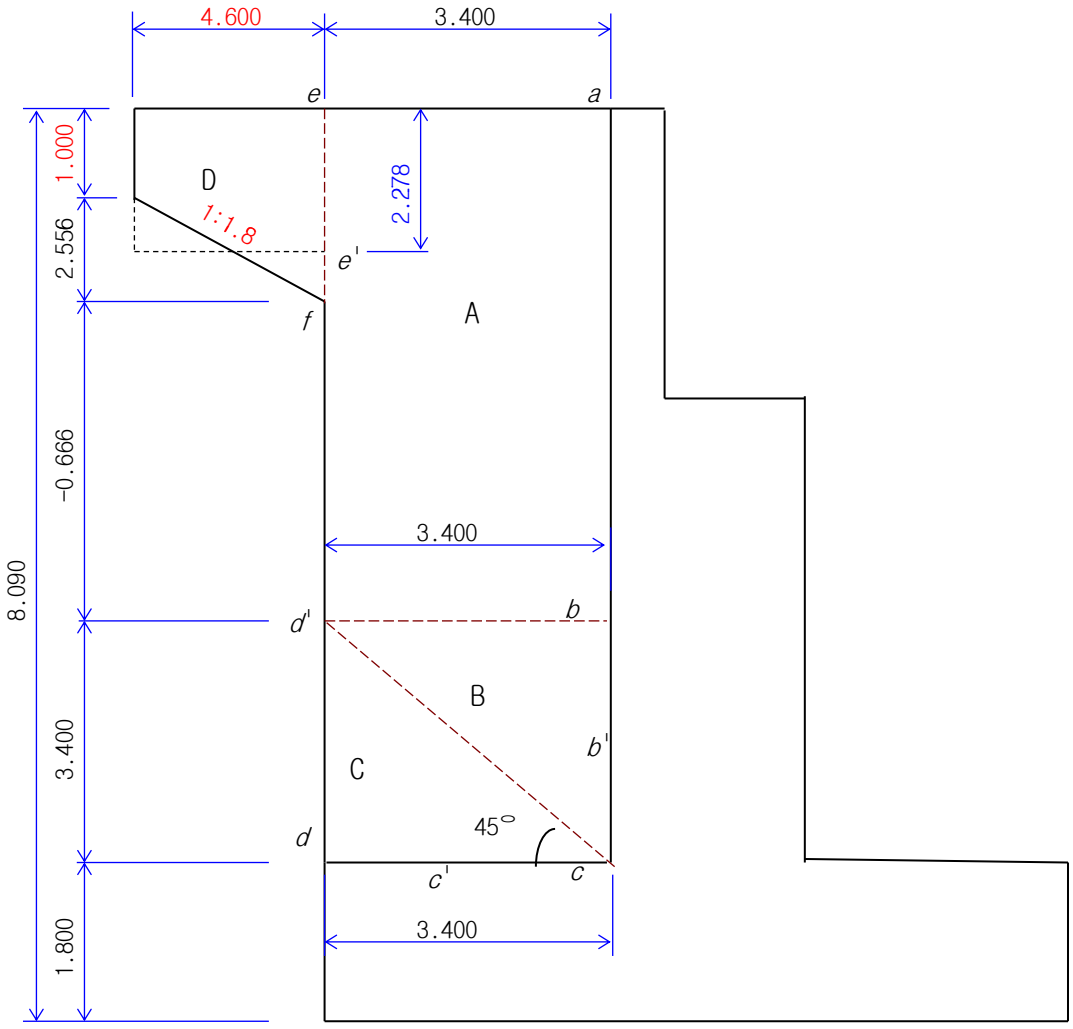
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.426

(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	×	0.426	×	50.000					=	21.321	kN/㎡
Pe'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	2.278	+	Pe	=	40.749	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.278	×	4.600	=	325.211	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	4.600					=	747.985	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.426	×	50.000					=	34.114	kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	2.278	+	Pe	=	65.198	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.278	×	4.600	=	520.337	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	4.600					=	1196.775	kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=										=	21.321	kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	2.890	+	Pe	=	45.968	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	2.890	×	3.400	=	330.59	kN
Va_total	=	Va + Vd									=	655.80	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.400	+	Vd	×	3.400 + Md	=	2415.71	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=										=	34.114	kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	2.890	+	Pe	=	73.550	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	2.890	×	3.400	=	528.95	kN
Va_total	=	Va + Vd									=	1049.29	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.400	+	Vd	×	3.400 + Md	=	3865.14	kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=										=	45.968	kN/㎡
Vb	=	Pb	×	3.4							=	156.293	kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	3.400 ²					=	265.698	kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 73.550 kN/㎡

Vb = Pb × 3.4 = 250.068 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 3.400 ² = 425.116 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 45.968 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.426 × 20.00 × 3.4 + Pd' = 74.965 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 3.400 = 205.587 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 3.400 ² = 321.565 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 73.550 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.426 × 20.00 × 3.4 + Pd' = 119.944 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 3.400 = 328.940 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 3.400 ² = 514.50 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	525.362	1337.418	425.116	514.504
설계 하중(S)	228.418	363.075	250.068	328.940
사용 하중(M)	328.351	835.886	265.698	321.565

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.556m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	525.362	228.418	328.351

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.562]

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

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

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1645.073 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 = 2193.43 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

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

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

ΦMn > Mu (= 525.362 kN · m) [사용률 = 1.549] ∴ O.K!!

나) 전단검토

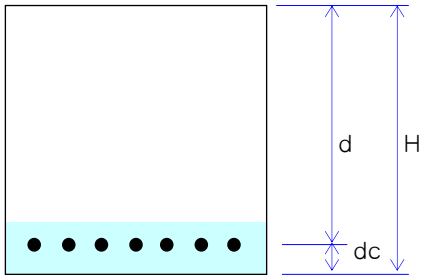
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 228.418 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 =	328.351	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

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

f s = M / (As (d − x / 3)) = 151.094 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 151.094 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 307.45 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 307 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 2.890m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1337.418	363.075	835.886

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	–	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 5139.200 mm^2 [사용률 1.198]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 80.615 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.02500 > 0.004 – O.K –

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 4288.073 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 = 5717.43 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 81.965 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1589.279 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1337.418 kN · m) [사용률 = 1.188] ∴ O.K!!

나) 전단검토

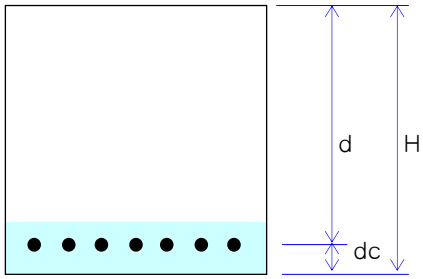
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 363.075 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 =	835.886	kN· m,	As =	5139.200	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 221.02 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 196.834 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 196.834 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 186.33 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 186 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	425.116	250.068	265.698

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 2026.800 mm^2 [사용률 1.527]

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

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

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1327.443 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = $0.714\,Pb = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1769.92 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

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

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

ΦMn > Mu (= 425.116 kN · m) [사용률 = 1.517] ∴ O.K!!

나) 전단검토

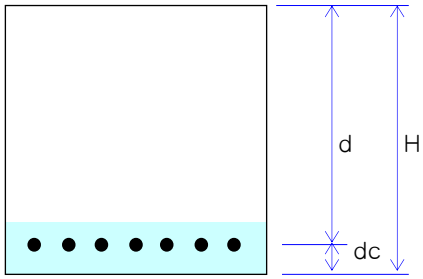
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 250.068 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 =	265.698	kN· m,	As =	2026.800	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

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

f s = M / (As (d − x / 3)) = 153.999 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 153.999 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 292.62 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 293 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	514.504	328.940	321.565

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.595]

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

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

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

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

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 = 1610.580 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = $0.714\,Pb = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

$0.25\sqrt{fck} / fy$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2147.44 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

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

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

ΦMn > Mu (= 514.504 kN · m) [사용률 = 1.581] ∴ O.K!!

나) 전단검토

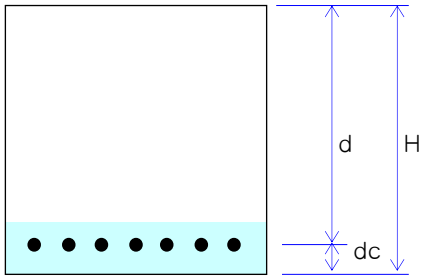
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 328.940 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	321.565	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

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

f s = M / (As (d − x / 3)) = 147.971 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 147.971 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 318.45 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 318 mm O.K!!

6. FOOTING 설계

6.1 하 중 조 합

가. LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		85074.525	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (85074.525 - 6663.098) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.089 m

Mo = 20576.234 x 0.0892 = 1835.886 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.270	41661.349	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		27777.916		114850.608	3666.629		10660.956

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (114850.608 - 10660.956) / 27777.916 - 7.800 / 2

= -0.149 m

Mo = 27777.916 x 0.1492 = 4144.221 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	240.360	5.420	1302.751
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		85074.525	2532.003		7965.849

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (85074.525 - 7965.849) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.153 m

Mo = 20576.234 x 0.1525 = 3138.638 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.270	41661.349	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	336.504	5.420	1823.852
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		27777.916		114850.608	4003.133		12484.808

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (114850.608 - 12484.808) / 27777.916 - 7.800 / 2

= -0.215 m

Mo = 27777.916 x 0.2148 = 5968.073 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
하 중	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
하 중	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
토 압	PL	-	-		336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	240.360	5.420	1302.751
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.000	5.420	2710.000
합 계		25795.643		103684.832	3368.157		12035.592

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (103684.832 - 12035.592) / 25795.643 - 7.800 / 2
= -0.347 m
Mo = 25795.643 x 0.3471 = 8953.769 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부	고정하중	12740.474	3.270	41661.349	-	-	-
하 중	활 하 중	6851.701	3.270	22405.062	-	-	-
상 재	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
하 중	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
토 압	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	336.504	5.420	1823.852
시동 또는 제동 하중		-	-	-	700.000	5.420	3794.000
합 계		35466.817		142153.290	5240.980		18454.397

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (142153.290 - 18454.397) / 35466.817 - 7.800 / 2
= -0.412 m
Mo = 35466.817 x 0.4123 = 14621.694 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	P_L	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1415.608	5.420	7672.596
합 계		25795.643		103684.832	4043.405		15695.438

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (103684.832 - 15695.438) / 25795.643 - 7.800 / 2
= -0.489 m
M_o = 25795.643 × 0.489 = 12613.614 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.270	41661.349	-	-	-
	활 하 중	6851.701	3.270	22405.062	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	P_L	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1981.851	5.420	10741.635
합 계		35466.817		142153.290	6186.327		23578.181

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (142153.290 - 23578.181) / 35466.817 - 7.800 / 2
= -0.557 m
M_o = 35466.817 × 0.557 = 19745.477 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 8022.841) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.192 m

Mo = 25795.643 x 0.1915 = 4941.017 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.270	41661.349	-	-	-
	활 하 중	8549.606	3.270	27957.213	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	1106.300	5.850	6471.855	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		37433.823		149279.676	4204.476		12836.546

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (149279.676 - 12836.546) / 37433.823 - 7.800 / 2

= -0.255 m

Mo = 37433.823 x 0.2551 = 9548.778 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 8022.841) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.192 m

Mo = 25795.643 x 0.1915 = 4941.017 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	9342.477	-	37476.348	-	-	-
	배 면 토	7459.437	-	48346.475	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	15099.821	3.270	49376.414	-	-	-
	활 하 중	7394.254	3.270	24179.211	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	1020.240	5.850	5968.404	-	-	-
	활 하 중	956.800	5.850	5597.280	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8862.435
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		41273.029		170944.132	4204.476		13357.865

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (170944.132 - 13357.865) / 41273.029 - 7.800 / 2

= -0.082 m

Mo = 41273.029 x 0.0819 = 3378.546 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	0.000	5.420	0.000
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	0.000	5.420	0.000
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	58.919	-	476.654
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	134.104
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	4178.717		16497.169

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 16497.169) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.520 m

Mo = 25795.643 x 0.5201 = 13415.345 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.270	30860.259	0.000	5.420	0.000
	활 하 중	4621.409	3.270	15112.007	0.000	5.420	0.000
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	58.919	-	476.654
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	134.104
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		103684.832	4178.717		16497.169

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (103684.832 - 16497.169) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.520 m

Mo = 25795.643 x 0.5201 = 13415.345 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	20576.234	2291.643	1835.886	-0.089	
LOAD CASE2	20576.234	2532.003	3138.638	-0.153	
LOAD CASE3	25795.643	3368.157	8953.769	-0.347	
LOAD CASE4	25795.643	4043.405	12613.614	-0.489	
LOAD CASE5	25795.643	2627.797	4941.017	-0.192	
LOAD CASE6	25795.643	2627.797	4941.017	-0.192	
LOAD CASE7	25795.643	4178.717	13415.345	-0.520	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	27777.916	3666.629	4144.221	-0.149	
LOAD CASE2	27777.916	4003.133	5968.073	-0.215	
LOAD CASE3	35466.817	5240.980	14621.694	-0.412	
LOAD CASE4	35466.817	6186.327	19745.477	-0.557	
LOAD CASE5	37433.823	4204.476	9548.778	-0.255	
LOAD CASE6	41273.029	4204.476	3378.546	-0.082	
LOAD CASE7	25795.643	4178.717	13415.345	-0.520	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	25795.643	4043.405	12613.614	35466.817	6186.327	19745.477
축 력 최대시	25795.643	3368.157	8953.769	41273.029	4204.476	3378.546
지 진 시	25795.643	4178.717	13415.345	25795.643	4178.717	13415.345

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) = 7.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 194498.954 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m
 ∴ βL = 3.54 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	3368.157	8953.769	
극 한 하 중	41273.029	4204.476	3378.546	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

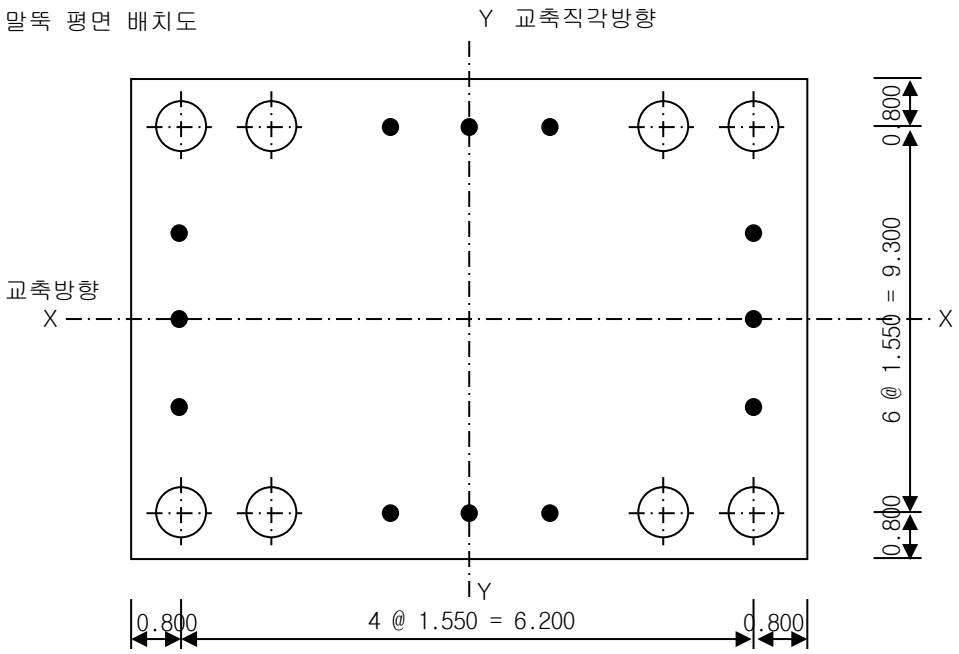
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	194499	0.493

◇ 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	194499	0.493

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2235135	0	-2210015	6807463	0	37080217

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3368.157	25795.643	8953.769	0.00185499	0.00378932	0.00035203

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00185	0.00488	949.27	96.23	-73.17
2 열	0.00185	0.00433	843.15	96.23	-73.17
3 열	0.00185	0.00379	737.02	96.23	-73.17
4 열	0.00185	0.00324	630.89	96.23	-73.17
5 열	0.00185	0.00270	524.76	96.23	-73.17
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00185	0.00488	949.27	96.23	73.17

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1117567	0	0	6807463	0	32709862

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3368.157	25795.643	8953.769	0.0030138	0.0037893	0.0002737

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00301	0.00464	902.06	96.23	0.00
2 열	0.00301	0.00421	819.54	96.23	0.00
3 열	0.00301	0.00379	737.02	96.23	0.00
4 열	0.00301	0.00337	654.50	96.23	0.00
5 열	0.00301	0.00294	571.97	96.23	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00301	0.00464	902.06	96.23	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	-0.614	0.00301	73.17	0.00185

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	96.23	말뚝머리 힌 지	수평력	96.23
	수직력	949.27		수직력	902.06
	모멘트	73.17		모멘트	0.61
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	109.8	14.6	68.9	14.6
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	O.K	O.K	O.K	O.K

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 949.27}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.259 MPa < fca = 7.500 MPa - O.K -

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{949.273}{\pi (0.609 + 1.700) \times 1.700}$$

= 0.077 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{96.233}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.580 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{96.233}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.050 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 ≥ 1309.439 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	4204.476	41273.029	3378.55	0.00209	0.00606	0.00022

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1309.439	120.128
2 열	1244.334	120.128
3 열	1179.229	120.128
4 열	1114.125	120.128
5 열	1049.020	120.128
-	-	-
-	-	-
최대값	1309.439	120.128

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	4204.475539	41273.029	3378.546301	0.00376	0.00606	0.00010

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1241.507	120.128
2 열	1210.368	120.128
3 열	1179.229	120.128
4 열	1148.091	120.128
5 열	1116.952	120.128
-	-	-
-	-	-
최대값	1241.507	120.128

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1309.439	949.273
2 열	1244.334	843.146
3 열	1179.229	737.018
4 열	1114.125	630.891
5 열	1049.020	524.764
-	-	-
-	-	-

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) = 7.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 194498.954 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = 4√(Kh×D/(4×EI)) = 0.50568 1/m
 ∴ βL = 3.54 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	4043.405	12613.614	
극 한 하 중	35466.817	6186.327	19745.477	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

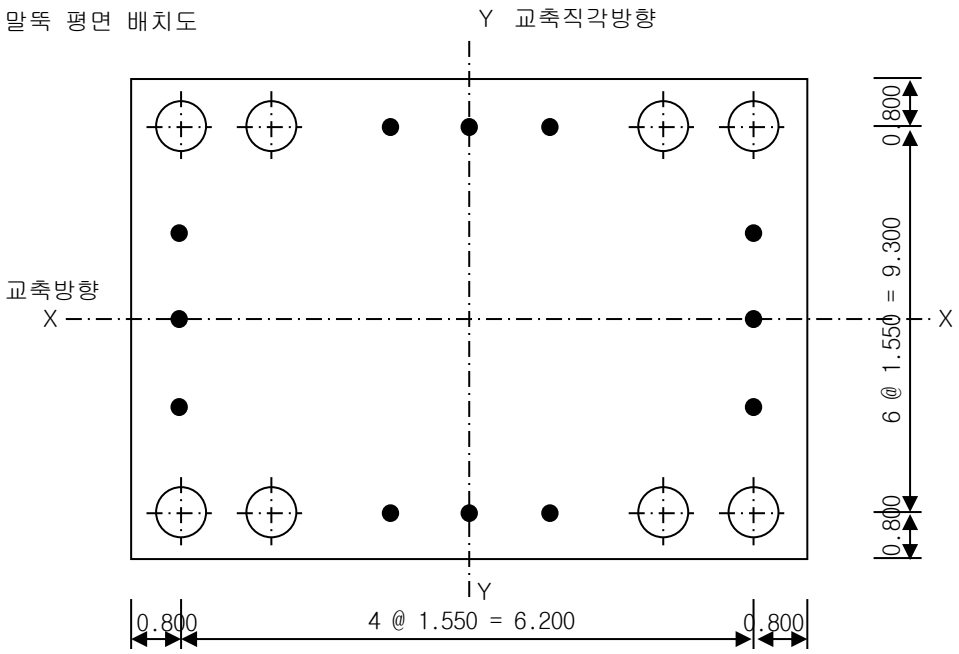
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	194499	0.493

◇ 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	194499	0.493

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2235135	0	-2210015	6807463	0	37080217

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4043.405	25795.643	12613.614	0.00227971	0.00378932	0.00047604

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00228	0.00527	1024.05	115.53	-84.51
2 열	0.00228	0.00453	880.53	115.53	-84.51
3 열	0.00228	0.00379	737.02	115.53	-84.51
4 열	0.00228	0.00305	593.50	115.53	-84.51
5 열	0.00228	0.00231	449.99	115.53	-84.51
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00228	0.00527	1024.05	115.53	84.51

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1117567	0	0	6807463	0	32709862

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4043.405	25795.643	12613.614	0.0036180	0.0037893	0.0003856

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00362	0.00498	969.53	115.53	0.00
2 열	0.00362	0.00439	853.27	115.53	0.00
3 열	0.00362	0.00379	737.02	115.53	0.00
4 열	0.00362	0.00319	620.76	115.53	0.00
5 열	0.00362	0.00259	504.51	115.53	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00362	0.00498	969.53	115.53	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	-0.737	0.00362	84.51	0.00228

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	115.53	말뚝머리 힌 지	수평력	115.53
	수직력	1024.05		수직력	969.53
	모멘트	84.51		모멘트	0.74
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	121.4	17.6	74.1	17.6
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 1024.05}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.516 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{1024.048}{\pi (0.609 + 1.700) \times 1.700}$$

= 0.083 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{115.526}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.897 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{115.526}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.060 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 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 ≥ 1460.209 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	6186.327	35466.817	19745.48	0.00350	0.00521	0.00074

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1460.209	176.752
2 열	1236.773	176.752
3 열	1013.338	176.752
4 열	789.902	176.752
5 열	566.467	176.752
-	-	-
-	-	-
최대값	1460.209	176.752

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	6186.327019	35466.817	19745.47711	0.00554	0.00521	0.00060

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1377.310	176.752
2 열	1195.324	176.752
3 열	1013.338	176.752
4 열	831.352	176.752
5 열	649.366	176.752
-	-	-
-	-	-
최대값	1377.310	176.752

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1460.209	1024.048
2 열	1236.773	880.533
3 열	1013.338	737.018
4 열	789.902	593.504
5 열	566.467	449.989
-	-	-
-	-	-

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) = 7.00 m
° 확대기초 제원
  - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m
° 1/β 부근(1.79m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 194498.954 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = 4√(Kh×D/(4×EI)) = 0.55963 1/m
  ∴ βL = 3.92 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	4178.717	13415.345	
극 한 하 중	25795.643	4178.717	13415.345	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

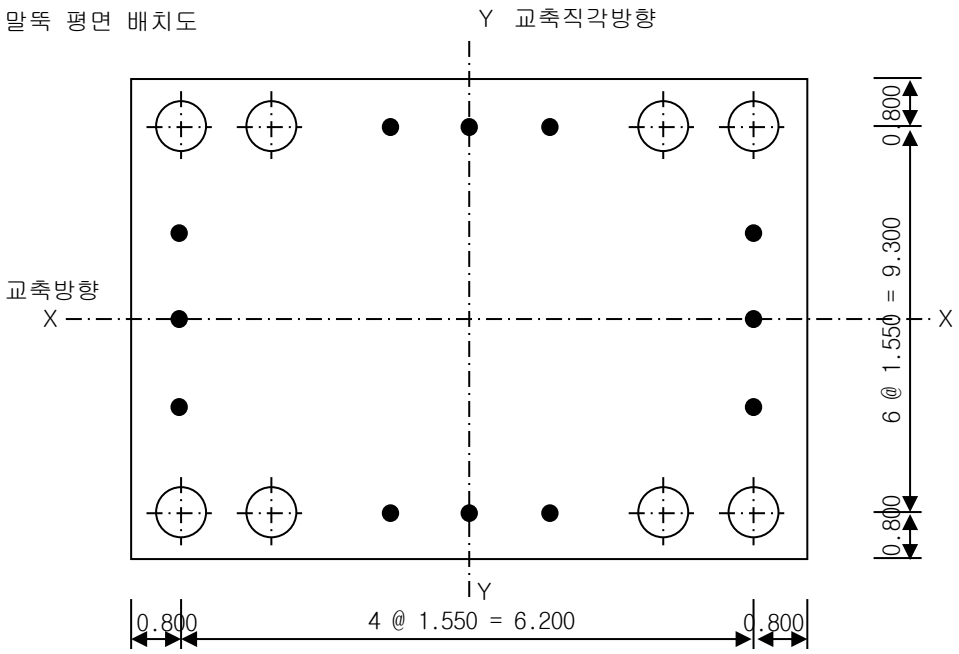
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	194499	0.493

◇ 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	194499	0.493

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

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

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3029508	0	-2706705	6807463	0	37546455

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	4178.717	25795.643	13415.345	0.00181550	0.00378932	0.00048818

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00182	0.00530	1031.36	119.39	-72.94
2 열	0.00182	0.00455	884.19	119.39	-72.94
3 열	0.00182	0.00379	737.02	119.39	-72.94
4 열	0.00182	0.00303	589.85	119.39	-72.94
5 열	0.00182	0.00228	442.67	119.39	-72.94
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00182	0.00530	1031.36	119.39	72.94

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1514754	0	0	6807463	0	32709862

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	4178.717	25795.643	13415.345	0.0027587	0.0037893	0.0004101

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00276	0.00506	984.31	119.39	0.00
2 열	0.00276	0.00443	860.66	119.39	0.00
3 열	0.00276	0.00379	737.02	119.39	0.00
4 열	0.00276	0.00315	613.37	119.39	0.00
5 열	0.00276	0.00252	489.73	119.39	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00276	0.00506	984.31	119.39	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	-0.688	0.00276	72.94	0.00182

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	119.39	말뚝머리 힌 지	수평력	119.39
	수직력	1031.36		수직력	984.31
	모멘트	72.94		모멘트	0.69
	β	0.559630		β	0.559630

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	116.0	18.2	75.2	18.2
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 1031.36}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.541 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{1031.364}{\pi (0.609 + 1.700) \times 1.700}$$

= 0.084 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{119.392}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.960 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{119.392}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.062 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 ≥ 1031.364 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	4178.717	25795.643	13415.34	0.00182	0.00379	0.00049

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1031.364	119.392
2 열	884.191	119.392
3 열	737.018	119.392
4 열	589.846	119.392
5 열	442.673	119.392
-	-	-
-	-	-
최대값	1031.364	119.392

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	4178.71669	25795.643	13415.34499	0.00276	0.00379	0.00041

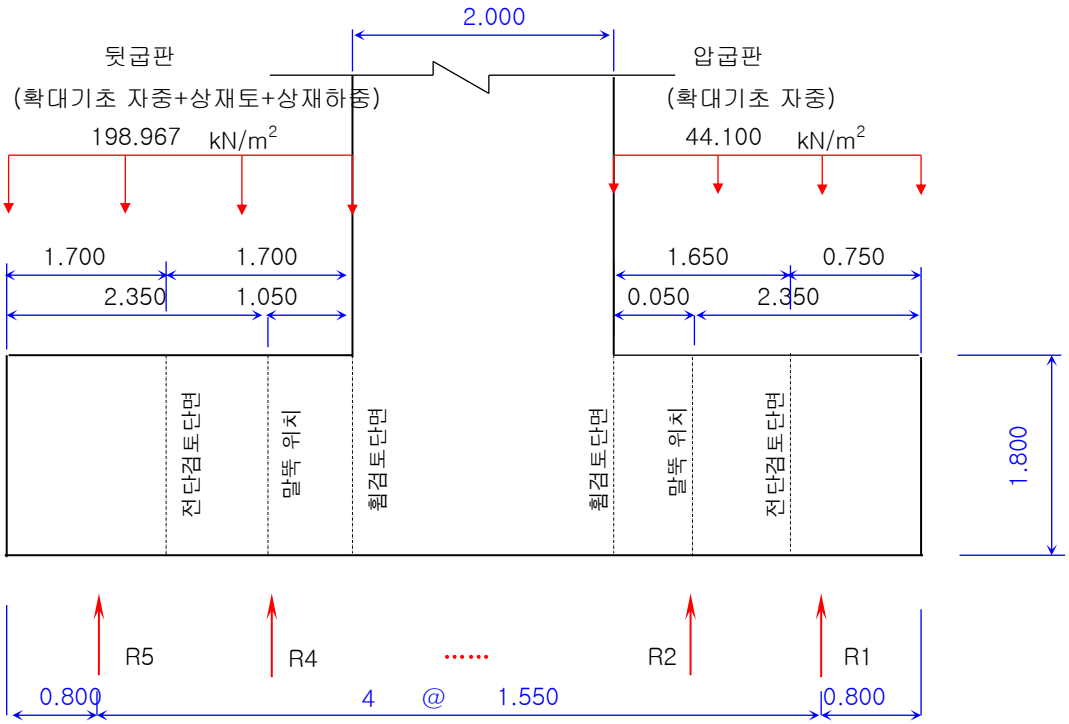
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	984.306	119.392
2 열	860.662	119.392
3 열	737.018	119.392
4 열	613.375	119.392
5 열	489.731	119.392
-	-	-
-	-	-
최대값	984.306	119.392

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	1031.364	1031.364
2 열	884.191	884.191
3 열	737.018	737.018
4 열	589.846	589.846
5 열	442.673	442.673
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1309.439	1460.209	1031.364	1460.209	MAX
2 열	1244.334	1236.773	884.191	1244.334	MAX
3 열	1179.229	1013.338	737.018	1179.229	MAX
4 열	1114.125	789.902	589.846	589.846	MIN
5 열	1049.020	566.467	442.673	442.673	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	949.273	1024.048	1031.364	1031.364	MAX
2 열	843.146	880.533	884.191	884.191	MAX
3 열	737.018	737.018	737.018	737.018	MAX
4 열	630.891	593.504	589.846	589.846	MIN
5 열	524.764	449.989	442.673	442.673	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⦿ q_d = = 44.100 kN/m

⦿ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 44.10 × 2.40 $^2 \div 2$ = 127.008 kN·m/m

⦿ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 44.10 × 2.40 = 105.840 kN/m

⦿ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⦿ 단위m당 말뚝반력 = $\dfrac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⦿ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,460.209	1,244.334	-	937.749	799.114	-	1.35

⦿ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.600	0.050	-	1,540.353	-171.461	1,368.893

⦿ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
937.749	799.114	-	1,736.862	-142.884	1,593.978

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⦿ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
1,031.364	884.191	-	662.344	567.829	-	1.00

⦿ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.600	0.050	-	1,088.142	-127.008	961.134

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 198.967 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 198.97 × 3.40 ^{2} ÷ 2 = 1150.031 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 198.97 × 3.40 = 676.49 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R5	R4	R3	R5	R4	R3			
442.673	589.846	-	284.285	378.800	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	1,136.882	-1,738.388	-601.506

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R5	R4	R3			
284.285	378.800	-	663.085	-1,022.581	-359.496

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R5	R4	R3	R5	R4	R3	
442.673	589.846	-	284.285	378.800	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	1,136.882	-1,150.031	- 13.149

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	601.506	359.496	13.149

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	16	–	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 200	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 1.609]

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

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

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 987.351 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 = 1316.47 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

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

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

ΦMn > Mu (= 601.506 kN · m) [사용률 = 1.604] ∴ O.K!!

나) 전단검토

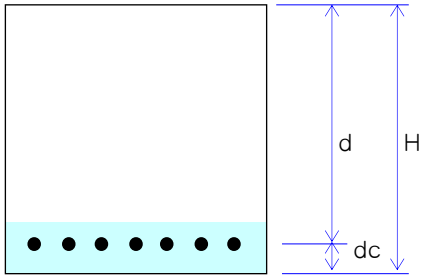
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 359.496 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 =	13.149	kN· m,	As =	1588.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

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

f s = M / (As (d − x / 3)) = 5.050 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 5.050 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 12474.78 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 12475 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

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

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

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

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

- 주철근 20% 이상

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

2) 앞굽판

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1650.00	150.00	1368.893	1593.978	961.134

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	–	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	150	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.739]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.06208 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

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

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 = 2330.347 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 = 3107.13 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 2360.666 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1368.893 kN · m) [사용률 = 1.725] ∴ O.K!!

<3차현장자문회의 결과 반영>

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 = 1593.978 kN ∴ 전단보강 필요함!!

Use As : H 13 다리수 N= 2 EA , 스터럽 간격 = 300 mm

ΦVs= Φ ×Av × fy × d / s = 0.85 × 253.4 × 400 × 1650.0 / 300

= 473858.0 N = 473.86 kN

ΦVs= 473.86 kN < Φ1/3 √fck bw d = 2560.603 kN ∴ O.K!!

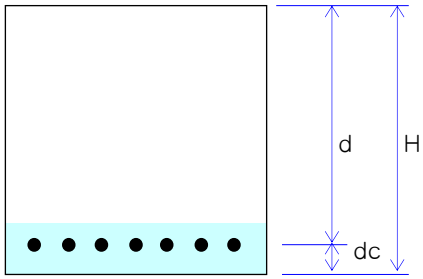
전단철근간격 검토 300 mm < Min(600,0.5D)= 600.00 mm ∴ O.K!!

ΦVn = ΦVc + ΦVs = 1280.301 + 473.86 = 1754.159 kN

Vu (= 1593.98 kN) < ΦVn (= 1754.16 kN) ∴ O.K!!

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 = 961.134 kN· m, As = 4053.600 mm^2

N = 8 n = 7

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 278.94 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 152.282 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 152.282 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 298.38 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 298 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

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

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

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

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

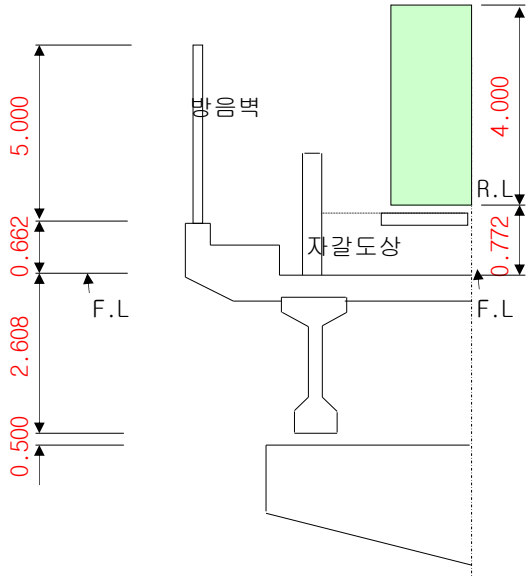
- 주철근 20% 이상

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

<3차현장자문회의 결과 반영>

7. 교량받침부 검토 (가동)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.680 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.880 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 4.635 M

풍하중(열차재하) = 4.190 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 9437.388 kN

R_{d1} = 2387.935 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

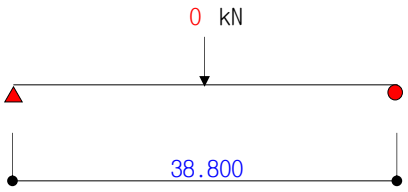
$\sum R_L$ = 4894.072 kN

R_{L1} = 1514.931 kN

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



P_{Lf} = 0.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 0.000 × 3.880 = 0.000 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	0.000	18.906	2.750	0.000	↑
G2			1.375	0.000	↑
G3			1.375	0.000	↓
G4			2.750	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 4 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 38.800 V = 250 km/hr

$$\therefore \left(\max = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.527}{127 \times \infty} = 0.000 \right.$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75 \right) \times \left(1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.527$$

상부반력 (P_L) 4621.409 kN (충격 제외)

P_c = 4621.41 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.680 = 0.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	18.906	2.750	0.000	↑
G2			1.375	0.000	↑
G3			1.375	0.000	↓
G4			2.750	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 4 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

상부구조 W_n = 3.000 × 8.270 × 19.900 = 493.719 kN

M_n = 493.719 × 4.635 = 2288.388 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	2288.388	18.906	2.750	332.856	↑
G2			1.375	166.428	↑
G3			1.375	166.428	↓
G4			2.750	332.856	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.380 × 19.900 = 220.293 kN

M_t = 220.293 × 4.190 = 923.028 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	923.028	18.906	2.750	134.259	↑
G2			1.375	67.129	↑
G3			1.375	67.129	↓
G4			2.750	134.259	↓

③ 적용하중

H_w = 220.293 / 4 shoe

= 55.073 kN

P_w = 134.259 kN

바) 지진하중

① 하중 작용점 0.50

P_E = 2015.357 kN

M_c = 2015.357 × 0.500 = 1007.678 kN·m

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	R_{Pi}(kN)	비 고
G1	1007.678	18.906	2.750	146.571	↑
G2			1.375	73.286	↑
G3			1.375	73.286	↓
G4			2.750	146.571	↓

H_E = 503.839 kN

R_E = 146.571 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 9437.388 kN

R_{d1} = 2387.935 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 4894.072 kN

R_{L1} = 1514.931 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 500.000 / 4 shoe

= 125.000 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 240.360 / 4 shoe

= 60.090 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	
		수직하중	수평하중
		P (kN)	H (kN)
교직방향	상시	4037.125	55.073
	지진시	4049.437	503.839
교축방향	상시	3902.866	0.000
	지진시	3902.866	0.000

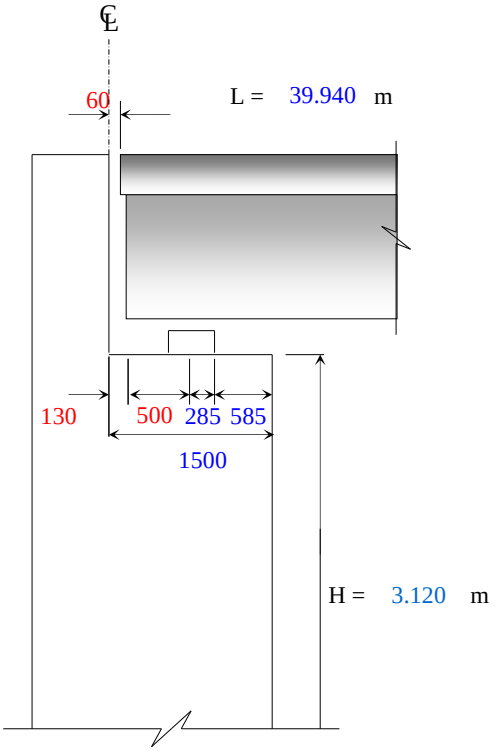
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직방향	상시	4037.125	55.073	2990.463	40.795	1.35
	지진시	4049.437	503.839	2892.455	359.885	1.40
교축방향	상시	3902.866	0.000	3122.293	0.000	1.25
	지진시	3902.866	0.000	2787.761	0.000	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 570 × 686 mm
▣ 높 이 : 225 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 350 mm [30m ≤ ℓ < 40m]

< 585 mm - O.K -

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)
L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)
H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)
교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이.
단경간교의 평균높이는 0으로 한다.
기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이
Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (˚)

$N = (200 + 1.67 \times 39.94 + 6.66 \times 3.12) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 287.48

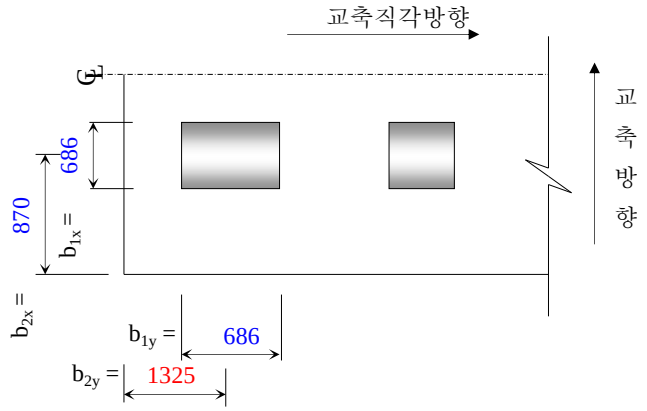
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 500 mm
$S_2 =$ 285 / 2 = 142.50 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 399.70 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 500 + 142.50 + 399.70 = 1042.20 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1042.20 mm < 1370.00 - O.K -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 870 = 1740.0 < 5 \times b_{1x} = 3430.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1325 = 2650.0 < 5 \times b_{1y} = 3430.0$ mm

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

$= ¼ \times (1 - 686 / 1740) \times 3122292.8 / 180$

$= 2626.8$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 686 / 1740) \times 2787761.4 / 180$

$= 2345.4$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 686 / 2650) \times 2990462.7 / 180$

$= 3078.2$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 686 / 2650) \times 2892455.281 / 180$

$= 2977.3$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

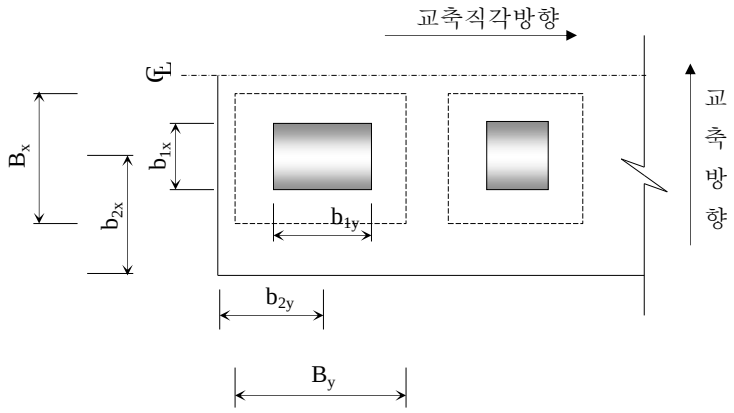
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 40795 / 180 = 226.6$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 359885 / 180 = 1999.4$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 686 + 1325 = 2011.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 870.0 mm 가 $B_x/2$ = 1005.5 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 870 + (686 + 1325) / 2 = 1875.5 mm

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 686 + 870 = 1556.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 3078.200 + 226.639 = 3304.839 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 2977.300 + 1999.362 = 4976.662 ㎟

B_y = 1556.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 19 - 12 EA × 2 단 = 6876.000 ㎟ > 4976.662 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

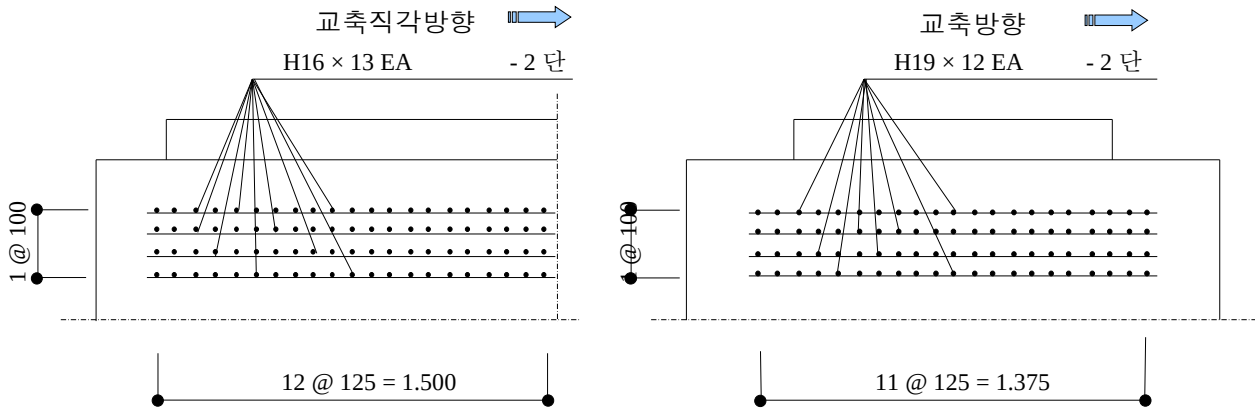
$A_{sx(상시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 2626.800 + 0.000 = 2626.800 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 2345.400 + 0.000 = 2345.400 ㎟

B_x = 1875.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 13 EA × 2 단 = 5163.600 ㎟ > 2626.800 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{359885.1}{180} = 1999.36 \ ㎟$$

Use A_{sy} = H 16 - 13 EA × 2 ea = 5163.600 ㎟ > 1999.362 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

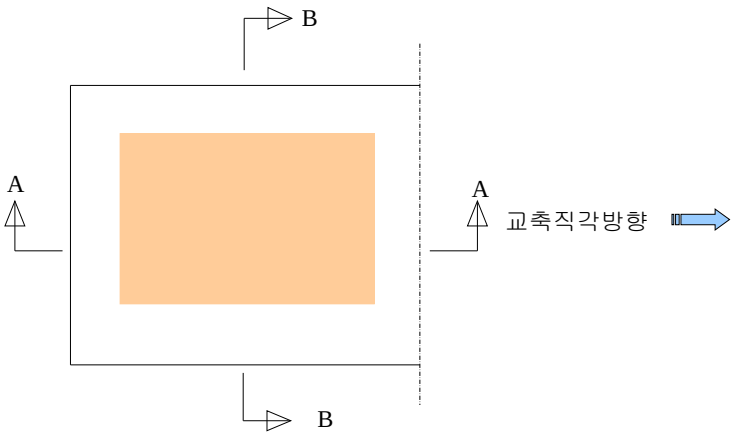
나) 교축방향

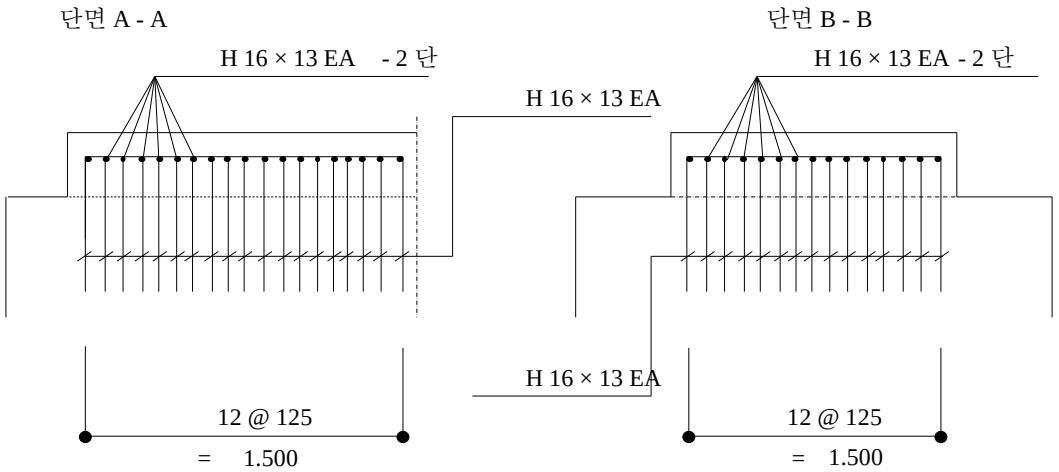
$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.00 \ ㎟$$

Use A_{sx} = H 16 - 13 EA × 2 ea = 5163.600 ㎟ > 0.000 ㎟ **- O.K -**

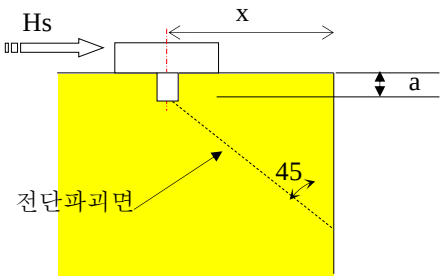
(CTC 125)

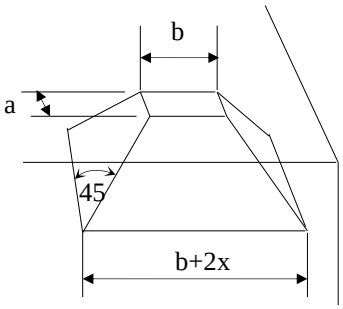
다) 철근배치도





6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{359885}{6251107} = 0.058 \text{ MPa} \le 0.70 \text{ MPa} \quad \text{----} \quad \textbf{- O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 6251107 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 359885 N

X : 1325 mm

a : 0 mm

b : 686 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2984867} = 0.69 \text{ MPa} \le 0.70 \text{ MPa} \quad \text{----} \quad \textbf{- O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 2984867 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

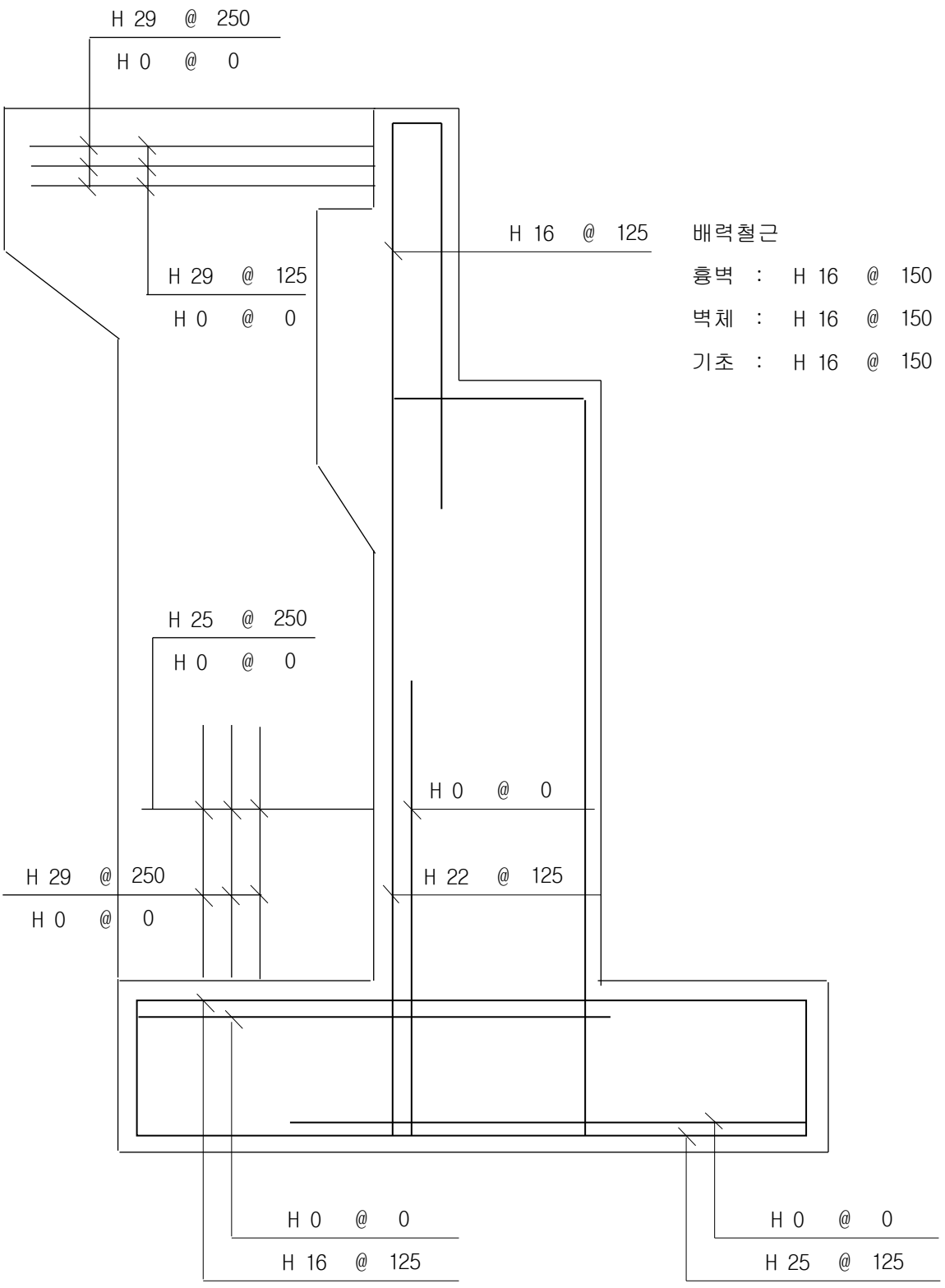
X : 870 mm

a : 0 mm

b : 686 mm

8.주철근 조립도

탑리제4교 교대 A2



4.3 옹벽공

4.3.1 A1,A2(H=4.0m)

▶ 옹벽 4.0M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 4.000 M
옹 벽 저 판 : B = 2.800 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

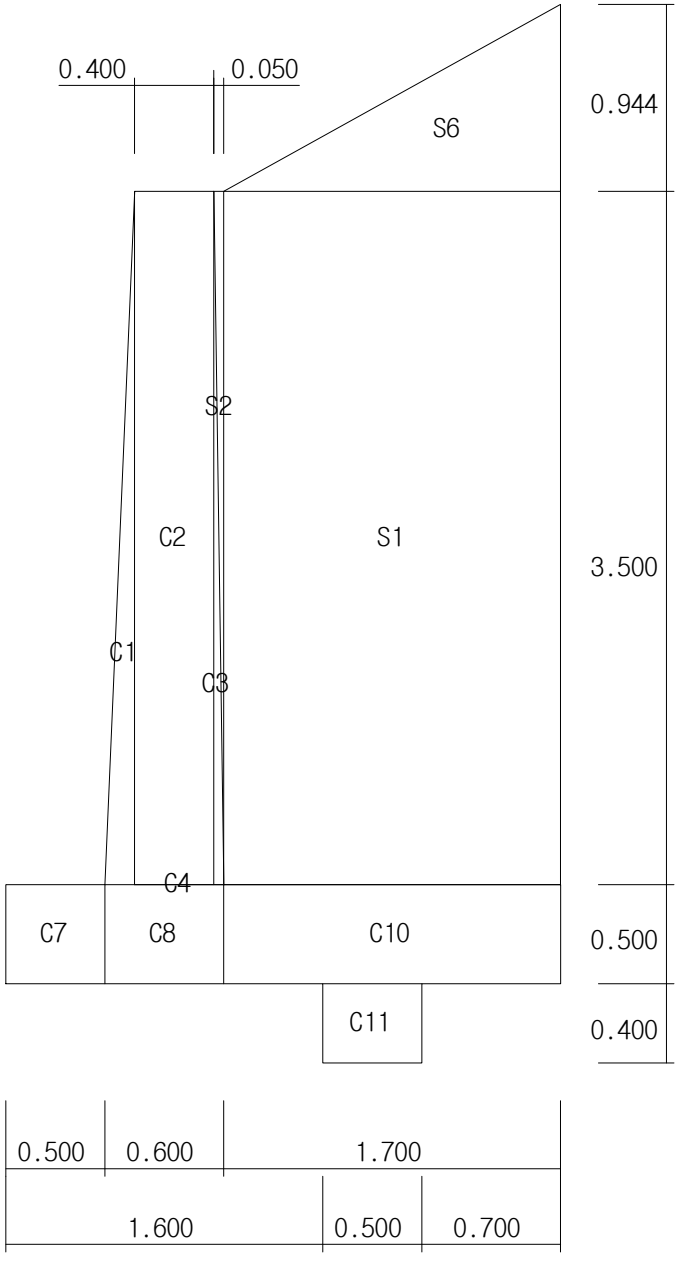
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : qℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 4.000 M B = 2.800 M α = 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	ɣ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.263	24.5	6.43	0.077	0.50	0.600	1.667	3.86	0.83
C2	1.400	24.5	34.30	0.077	2.64	0.850	2.250	29.16	5.94
C3	0.088	24.5	2.14	0.077	0.17	1.067	1.667	2.29	0.275
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.875	0.500	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.100	0.500	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.333	0.500	0.00	0.00
C7	0.250	24.5	6.13	0.077	0.47	0.250	0.250	1.53	0.12
C8	0.300	24.5	7.35	0.077	0.57	0.800	0.250	5.88	0.14
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.667	0.500	0.00	0.00
C10	0.850	24.5	20.83	0.077	1.60	1.950	0.250	40.61	0.40
C11	0.200	24.5	4.90	0.077	0.38	1.850	-0.200	9.07	-0.08
소계	3.350		82.08		6.32			92.39	7.63
S1	5.950	19.0	113.05	0.077	8.70	1.950	2.250	220.45	19.59
S2	0.088	19.0	1.66	0.077	0.13	1.083	2.833	1.80	0.36
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.100	0.500	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.950	0.500	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	2.233	0.500	0.00	0.00
S6	0.803	19.0	15.25	0.077	1.17	2.233	4.315	34.06	5.07
소계	6.840		129.96		10.01			256.31	25.02
총계			212.04		16.33			348.69	32.64

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 28.111 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 42.00 °일때..Ka = 0.6304
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6350
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6395
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6470
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6598
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6693
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6754

▷ α= 38.50 °일때..Ka = 0.6778 최대값

α= 38.00 °일때..Ka = 0.6765
α= 37.50 °일때..Ka = 0.6713
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6620
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6486
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6308
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6085
α= 35.00 °일때..Ka = 0.5814

∴ Ka = 0.678 (쐐기중량 W = 1003.131 KN)
Kah = 0.678 ×cos 28.111° = 0.598
Kav = 0.678 ×sin 28.111° = 0.319

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.598 ×19.0 ×4.944²
= 138.835 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.319 ×19.0 ×4.944²
= 74.166 KN/m

y = H / 3 = 4.944 / 3 = 1.648 m
χ = 2.800 m

Mo = Pah ×y = 138.835 ×1.648
= 228.812 KN.m

Mr = Pav × χ= 74.166 ×2.800
= 207.664 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 °일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 °일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 °일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 °일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 °일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 °일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 °일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 °일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 °일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 °일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 379.932 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×4.944²
= 108.061 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×4.944²

= 62.389 KN/m

y = H / 2 = 4.944 / 2 = 2.472 m
χ = 2.800 m

Mo = Paeh × y = 108.061 × 2.472
= 267.141 KN.m

Mr = Paev × χ = 62.389 × 2.800
= 174.690 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	82.075	0.000	92.385	0.000
재하토사 자중	129.962	0.000	256.307	0.000
토 압	74.166	138.835	207.664	228.812
∑	286.203	138.835	556.356	228.812

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	82.075	6.320	92.385	7.628
재하토사 자중	129.962	10.007	256.307	25.015
토 압	62.389	108.061	174.690	267.141
∑	274.427	124.388	523.382	299.784

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 286.203 KN
∑Mr = 556.356 KN.m
∑Mo = 228.812 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.800 / 2 - (556.356 - 228.812) / 286.203
= 0.256 m ≤ B/6 = 0.467 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.256 m ≤ B/6 = 0.467 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 556.356 / 228.812
= 2.431 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 274.427 KN
∑Mr = 523.382 KN.m
∑Mo = 299.784 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.800 / 2 - (523.382 - 299.784) / 274.427
= 0.585 m > B/6 = 0.467 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.585 m ≤ B/3 = 0.933 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.800 - 2 ×0.256 = 2.289m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 855.866 KN/㎡
∴ qa = 285.289 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 158.190 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 46.241 KN/㎡

q_max = 158.190 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.800 - 2 ×0.585 = 1.630m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 732.472 KN/㎡
∴ qae = 366.236 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 224.540 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.444 m

q_max = 224.540 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 286.203 KN
∑H = 138.835 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 129.683 + 73.355 + 48.657
= 251.695 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 2.289 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 251.695 / 138.835
= 1.813 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 274.427 KN
∑H = 124.388 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 125.286 + 95.782 + 18.905
= 239.973 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.630 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 239.973 / 124.388
= 1.929 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 404.916 KN
∑Mr = 802.997 KN.m
∑Mo = 366.099 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.800 / 2 - (802.997 - 366.099) / 404.916
  = 0.321 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 244.091 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 45.135 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 457.925 KN
∑Mr = 890.170 KN.m
∑Mo = 366.099 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.800 / 2 - (890.170 - 366.099) / 457.925
  = 0.256 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 253.104 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 73.985 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 404.916 KN
∑Mr = 802.997 KN.m
∑Mo = 366.099 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.800 / 2 - (802.997 - 366.099) / 404.916
  = 0.321 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 244.091 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 45.135 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 274.427 KN
∑Mr = 523.382 KN.m
∑Mo = 299.784 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.800 / 2 - (523.382 - 299.784) / 274.427
  = 0.585 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 ·∑V) / (L ·x) = 224.540 KN/㎡
  여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.444 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-8.269	113.163	104.895
	모멘트	-2.067	29.031	26.964
LCB2	전단력	-9.800	118.556	108.756
	모멘트	-2.450	30.305	27.855
LCB3	전단력	-8.269	113.163	104.895
	모멘트	-2.067	29.031	26.964
LCB4	전단력	-6.125	100.788	94.662
	모멘트	-1.531	26.154	24.623
LCB5	전단력	-6.125	74.097	67.972
	모멘트	-1.531	18.941	17.410

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	34.729	173.205	0.000	-179.405	118.665	147.194
	모멘트	28.858	153.057	0.000	-123.403	201.731	260.244
LCB2	전단력	41.160	205.280	0.000	-218.213	118.665	146.892
	모멘트	34.202	181.401	0.000	-159.290	201.731	258.044
LCB3	전단력	34.729	173.205	0.000	-179.405	118.665	147.194
	모멘트	28.858	153.057	0.000	-123.403	201.731	260.244
LCB4	전단력	25.725	128.300	0.000	-83.008	62.389	133.406
	모멘트	21.376	113.376	0.000	-37.197	106.062	203.616
LCB5	전단력	25.725	128.300	0.000	-136.383	74.166	91.808
	모멘트	21.376	113.376	0.000	-99.556	126.082	161.277

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 0.818 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6084
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6107
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6129
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6147
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6163
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6176
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6185

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6190 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6190
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6183
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6274
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6339
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6326
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6232
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6054

∴ Ka = 0.619 (쐐기중량 W = 516.972 KN)
Kah = 0.619 ×cos 10.818° = 0.608
Kav = 0.619 ×sin 10.818° = 0.116

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5414
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5427
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5438
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5447
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5454
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5460
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5463

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5465 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5464
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5461
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5456
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5449
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5439
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5427
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5412

∴ Kae = 0.546 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 152.121 KN)
Kaeh = 0.546 ×cos 0.818° = 0.546
Kaev = 0.546 ×sin 0.818° = 0.008

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma_t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.608 \times 19.0 \times 3.500^2 = 70.755$ KN/m

$y = H / 3 = 3.500 / 3 = 1.167$ m

$Mo = Pah \times y = 70.755 \times 1.167 = 82.548$ KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.546 ×19.0 ×3.500² = 63.591 KN/m

y = H / 2 = 3.500 / 2 = 1.750 m

Mo = Pah ×y = 63.591 ×1.750 = 111.284 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.263	24.5	6.431	0.077	0.495	1.167	0.578
C2	1.400	24.5	34.300	0.077	2.641	1.750	4.622
C3	0.088	24.5	2.144	0.077	0.165	1.167	0.193
합 계 (벽체 하부)			42.875		3.301		5.392

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	113.209	0.000	0.000	113.209
	모멘트	132.077	0.000	0.000	132.077
LCB2	전단력	113.209	0.000	0.000	113.209
	모멘트	132.077	0.000	0.000	132.077
LCB3	전단력	113.209	0.000	0.000	113.209
	모멘트	132.077	0.000	0.000	132.077
LCB4	전단력	63.591	0.000	3.301	66.892
	모멘트	111.284	0.000	5.392	116.676
LCB5	전단력	70.755	0.000	0.000	70.755
	모멘트	82.548	0.000	0.000	82.548

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ= 0.577 (상 시)
Kpe = 2.863 μ= 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	186.019	32.516	218.535
	모멘트	37.204	6.503	43.707
LCB2	전단력	207.493	38.901	246.394
	모멘트	41.499	7.780	49.279
LCB3	전단력	186.019	32.516	218.535
	모멘트	37.204	6.503	43.707
LCB4	전단력	125.286	15.761	141.047
	모멘트	25.057	3.152	28.209
LCB5	전단력	129.683	24.313	153.996
	모멘트	25.937	4.863	30.799

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	27.855	17.410	108.756
뒷 굽 판 (B-B)	132.077	82.548	147.194
벽 체 하 부 (C-C)	132.077	82.548	113.209
활동 방지벽 (E-E)	49.279	30.799	246.394

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 27.855 KN.m　　계수 전단력 Vu = 108.756 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 27.855 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 3.046 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 194.179 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 3.046 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00049 ⇒ 4/3 Preq = 0.00065
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 17.410 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210　　j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.116 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 29.452 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 29.452 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 2139.05 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 2139.05 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 132.077 KN.m 계수 전단력 Vu = 147.194 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 132.077 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 14.656 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 934.316 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 14.656 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00234 ⇒ 4/3 Preq = 0.00311
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 82.548 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210 j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 5.292 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 139.649 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 139.649 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 333.91 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 333.91 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 132.077 KN.m 계수 전단력 Vu = 113.209 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 500.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00318
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04732 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 263364600.000 N.mm
= 263.365 KN.m ≥ Mu = 132.077 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 11.646 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 742.406 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 11.646 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00148 ⇒ 4/3 Preq = 0.00198
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 KN
Φv · Vc = 387.970 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 82.548 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00318
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.190 j = 0.937
x = k · d = 94.922 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 3.714 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 110.932 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 110.932 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 479.89 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 479.89 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 49.279 KN.m 계수 전단력 Vu = 246.394 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00199
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07751 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 106355500.000 N.mm
= 106.356 KN.m ≥ Mu = 49.279 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.405 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 344.542 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.405 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00086 ⇒ 4/3 Preq = 0.00115
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 30.799 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00199
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.153 j = 0.949
x = k · d = 61.369 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.645 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 102.150 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 102.150 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 540.92 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 540.92 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 993.000 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.331 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.256	0.467	O.K	1.813	1.500	O.K	158.190	285.289	O.K
지진시	0.585	0.933	O.K	1.929	1.200	O.K	224.540	366.236	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약 (단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	27.86	209.35	O.K	108.76	310.38	O.K	2139.0	125.0	O.K
뒷 굽 판	132.08	209.35	O.K	147.19	310.38	O.K	333.9	125.0	O.K
벽체 하부	132.08	263.36	O.K	113.21	387.97	O.K	479.9	125.0	O.K
활동방지벽	49.28	106.36	O.K	246.39	310.38	O.K	540.9	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

▶ 옹벽 3.0M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 3.000 M
옹 벽 저 판 : B = 2.200 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

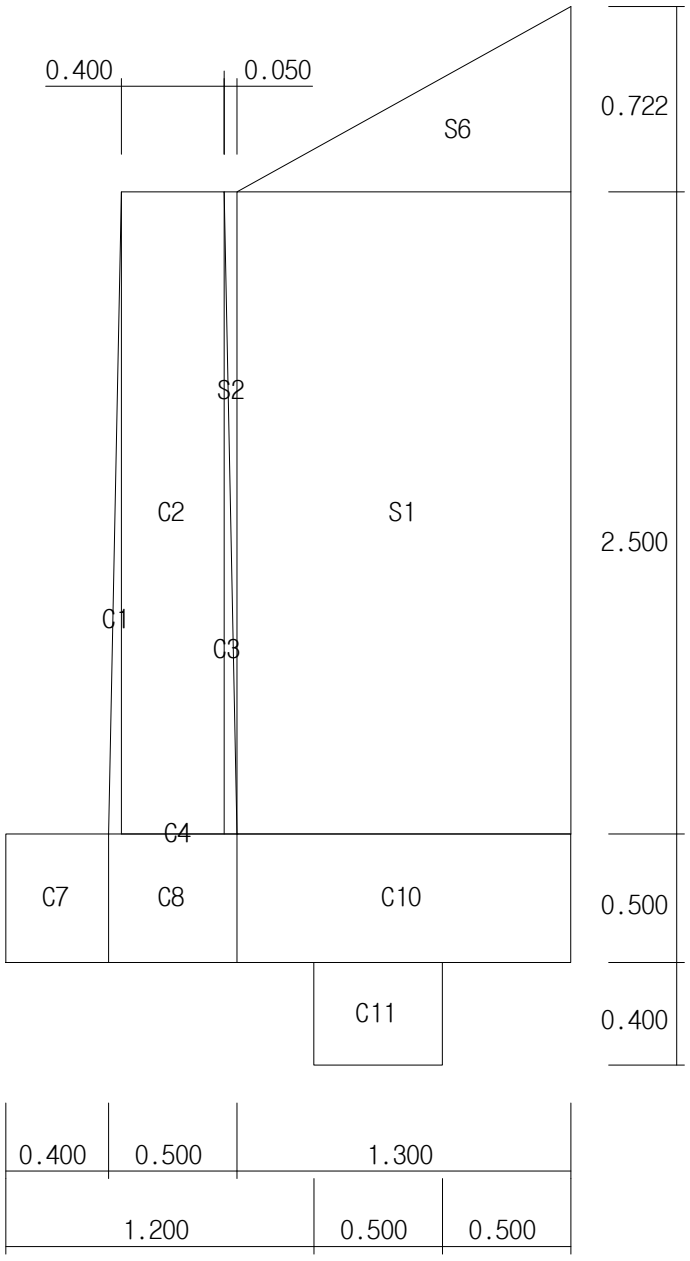
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : qℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 3.000 M B = 2.200 M α = 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	ɣ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.062	24.5	1.53	0.077	0.12	0.433	1.333	0.66	0.16
C2	1.000	24.5	24.50	0.077	1.89	0.650	1.750	15.93	3.30
C3	0.063	24.5	1.53	0.077	0.12	0.867	1.333	1.33	0.157
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.675	0.500	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.900	0.500	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.267	0.500	0.00	0.00
C7	0.200	24.5	4.90	0.077	0.38	0.200	0.250	0.98	0.09
C8	0.250	24.5	6.13	0.077	0.47	0.650	0.250	3.98	0.12
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.333	0.500	0.00	0.00
C10	0.650	24.5	15.93	0.077	1.23	1.550	0.250	24.68	0.31
C11	0.200	24.5	4.90	0.077	0.38	1.450	-0.200	7.11	-0.08
소계	2.425		59.41		4.57			54.67	4.06
S1	3.250	19.0	61.75	0.077	4.75	1.550	1.750	95.71	8.32
S2	0.063	19.0	1.19	0.077	0.09	0.883	2.167	1.05	0.20
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	0.900	0.500	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.550	0.500	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.767	0.500	0.00	0.00
S6	0.469	19.0	8.92	0.077	0.69	1.767	3.241	15.75	2.23
소계	3.782		71.86		5.53			112.52	10.74
총계			131.27		10.11			167.18	14.80

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 28.432 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6477
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6514
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6548
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6578
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6603
α= 37.50 °일때..Ka = 0.6731
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6832

▷ α= 36.50 °일때..Ka = 0.6868 최대값

α= 36.00 °일때..Ka = 0.6837
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6736
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6562
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6311
α= 34.00 °일때..Ka = 0.5981
α= 33.50 °일때..Ka = 0.5567
α= 33.00 °일때..Ka = 0.5067

∴ Ka = 0.687 (쐐기중량 W = 740.721 KN)
Kah = 0.687 ×cos 28.432 ° = 0.604
Kav = 0.687 ×sin 28.432 ° = 0.327

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.604 ×19.0 ×3.722²
= 79.491 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.327 ×19.0 ×3.722²
= 43.039 KN/m

y = H / 3 = 3.722 / 3 = 1.241 m
χ = 2.200 m

Mo = Pah ×y = 79.491 ×1.241
= 98.624 KN.m

Mr = Pav × χ= 43.039 ×2.200
= 94.685 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 °일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 °일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 °일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 °일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 °일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 °일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 °일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 °일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 °일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 °일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 215.315 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×3.722²
= 61.240 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×3.722²

= 35.357 KN/m

y = H / 2 = 3.722 / 2 = 1.861 m
χ = 2.200 m

Mo = Paeh × y = 61.240 × 1.861
= 113.971 KN.m

Mr = Paev × χ = 35.357 × 2.200
= 77.786 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	59.413	0.000	54.666	0.000
재하토사 자중	71.855	0.000	112.516	0.000
토 압	43.039	79.491	94.685	98.624
∑	174.307	79.491	261.867	98.624

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	59.413	4.575	54.666	4.059
재하토사 자중	71.855	5.533	112.516	10.744
토 압	35.357	61.240	77.786	113.971
∑	166.625	71.348	244.968	128.774

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 174.307 KN
∑Mr = 261.867 KN.m
∑Mo = 98.624 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.200 / 2 - (261.867 - 98.624) / 174.307
= 0.163 m ≤ B/6 = 0.367 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.163 m ≤ B/6 = 0.367 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 261.867 / 98.624
= 2.655 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 166.625 KN
∑Mr = 244.968 KN.m
∑Mo = 128.774 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.200 / 2 - (244.968 - 128.774) / 166.625
= 0.403 m > B/6 = 0.367 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.403 m ≤ B/3 = 0.733 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.200 - 2 ×0.163 = 1.873m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 778.043 KN/㎡
∴ qa = 259.348 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 114.554 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 43.907 KN/㎡

q_max = 114.554 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.200 - 2 ×0.403 = 1.395m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 688.512 KN/㎡
∴ qae = 344.256 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 159.297 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.092 m

q_max = 159.297 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 174.307 KN
∑H = 79.491 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 104.572 + 31.159 + 34.620
= 170.350 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.873 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 170.350 / 79.491
= 2.143 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 166.625 KN
∑H = 71.348 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 108.009 + 40.991 + 17.490
= 166.490 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.395 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 166.490 / 71.348
= 2.333 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 246.074 KN
∑Mr = 377.192 KN.m
∑Mo = 157.798 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.200 / 2 - (377.192 - 157.798) / 246.074
  = 0.208 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 175.431 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 48.272 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 278.890 KN
∑Mr = 418.987 KN.m
∑Mo = 157.798 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.200 / 2 - (418.987 - 157.798) / 278.890
  = 0.163 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 183.286 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 70.251 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 246.074 KN
∑Mr = 377.192 KN.m
∑Mo = 157.798 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.200 / 2 - (377.192 - 157.798) / 246.074
  = 0.208 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 175.431 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 48.272 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 166.625 KN
∑Mr = 244.968 KN.m
∑Mo = 128.774 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.200 / 2 - (244.968 - 128.774) / 166.625
  = 0.403 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 ·∑V) / (L ·x) = 159.297 KN/㎡
  여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.092 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-6.615	65.548	58.933
	모멘트	-1.323	13.418	12.095
LCB2	전단력	-7.840	69.204	61.364
	모멘트	-1.568	14.115	12.547
LCB3	전단력	-6.615	65.548	58.933
	모멘트	-1.323	13.418	12.095
LCB4	전단력	-4.900	57.627	52.727
	모멘트	-0.980	11.932	10.952
LCB5	전단력	-4.900	43.252	38.352
	모멘트	-0.980	8.822	7.842

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	28.114	95.401	0.000	-111.594	68.862	80.783
	모멘트	17.612	64.619	0.000	-61.954	89.521	109.798
LCB2	전단력	33.320	113.068	0.000	-134.742	68.862	80.508
	모멘트	20.874	76.586	0.000	-78.176	89.521	108.805
LCB3	전단력	28.114	95.401	0.000	-111.594	68.862	80.783
	모멘트	17.612	64.619	0.000	-61.954	89.521	109.798
LCB4	전단력	20.825	70.668	0.000	-54.097	35.357	72.753
	모멘트	13.046	47.866	0.000	-21.494	45.964	85.382
LCB5	전단력	20.825	70.668	0.000	-84.214	43.039	50.318
	모멘트	13.046	47.866	0.000	-48.860	55.950	68.003

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 1.146 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6095
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6118
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6139
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6158
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6174
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6186
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6195

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6200 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6199
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6192
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6178
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6155
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6121
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6073
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6118

∴ Ka = 0.620 (쐐기중량 W = 264.100 KN)
Kah = 0.620 ×cos 11.146° = 0.608
Kav = 0.620 ×sin 11.146° = 0.120

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5430
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5442
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5453
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5462
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5469
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5474
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5477

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5479 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5478
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5475
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5469
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5462
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5452
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5439
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5424

∴ Kae = 0.548 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 77.953 KN)
Kaeh = 0.548 ×cos 1.146° = 0.548
Kaev = 0.548 ×sin 1.146° = 0.011

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.608 \times 19.0 \times 2.500^2 = 36.117$ KN/m

$y = H / 3 = 2.500 / 3 = 0.833$ m

$Mo = Pah \times y = 36.117 \times 0.833 = 30.097$ KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kaeh \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.548 \times 19.0 \times 2.500^2 = 32.523$ KN/m

$y = H / 2 = 2.500 / 2 = 1.250$ m

$Mo = Pah \times y = 32.523 \times 1.250 = 40.654$ KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

$q = 35.00 + 15.00 + 50.00$ KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.062	24.5	1.531	0.077	0.118	0.833	0.098
C2	1.000	24.5	24.500	0.077	1.887	1.250	2.358
C3	0.063	24.5	1.531	0.077	0.118	0.833	0.098
합 계 (벽체 하부)			27.563		2.122		2.555

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	57.787	0.000	0.000	57.787
	모멘트	48.156	0.000	0.000	48.156
LCB2	전단력	57.787	0.000	0.000	57.787
	모멘트	48.156	0.000	0.000	48.156
LCB3	전단력	57.787	0.000	0.000	57.787
	모멘트	48.156	0.000	0.000	48.156
LCB4	전단력	32.523	0.000	2.122	34.645
	모멘트	40.654	0.000	2.555	43.208
LCB5	전단력	36.117	0.000	0.000	36.117
	모멘트	30.097	0.000	0.000	30.097

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ= 0.577 (상 시)
Kpe = 2.863 μ= 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	151.313	26.449	177.762
	모멘트	30.263	5.290	35.552
LCB2	전단력	167.315	31.404	198.718
	모멘트	33.463	6.281	39.744
LCB3	전단력	151.313	26.449	177.762
	모멘트	30.263	5.290	35.552
LCB4	전단력	108.009	14.112	122.121
	모멘트	21.602	2.822	24.424
LCB5	전단력	104.572	19.627	124.199
	모멘트	20.914	3.925	24.840

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	12.547	7.842	61.364
뒷 굽 판 (B-B)	48.156	30.097	80.783
벽 체 하 부 (C-C)	48.156	30.097	57.787
활동 방지벽 (E-E)	39.744	24.840	198.718

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 12.547 KN.m 계수 전단력 Vu = 61.364 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 12.547 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.369 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 87.280 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.369 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00022 ⇒ 4/3 Preq = 0.00029
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 7.842 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210 j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.503 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 13.266 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 13.266 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 4748.93 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 4748.93 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 48.156 KN.m 계수 전단력 Vu = 80.783 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 48.156 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.281 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 336.637 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.281 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00084 ⇒ 4/3 Preq = 0.00112
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 30.097 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210 j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.929 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 50.917 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 50.917 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1237.31 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1237.31 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 48.156 KN.m 계수 전단력 Vu = 57.787 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 48.156 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.281 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 336.637 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.281 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00084 ⇒ 4/3 Preq = 0.00112
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 30.097 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210 j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.929 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 50.917 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 50.917 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1237.31 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1237.31 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 39.744 KN.m 계수 전단력 Vu = 198.718 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00199
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07751 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 106355500.000 N.mm
= 106.356 KN.m ≥ Mu = 39.744 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 4.353 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 277.508 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 4.353 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00069 ⇒ 4/3 Preq = 0.00093
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 24.840 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00199
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.153 j = 0.949
x = k · d = 61.369 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.133 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 82.385 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 82.385 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 725.88 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 725.88 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.163	0.367	O.K	2.143	1.500	O.K	114.554	259.348	O.K
지진시	0.403	0.733	O.K	2.333	1.200	O.K	159.297	344.256	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약 (단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	12.55	209.35	O.K	61.36	310.38	O.K	4748.9	125.0	O.K
뒷 굽 판	48.16	209.35	O.K	80.78	310.38	O.K	1237.3	125.0	O.K
벽체 하부	48.16	209.35	O.K	57.79	310.38	O.K	1237.3	125.0	O.K
활동방지벽	39.74	106.36	O.K	198.72	310.38	O.K	725.9	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

▶ 옹벽 2.8M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 2.800 M
옹 벽 저 판 : B = 1.900 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

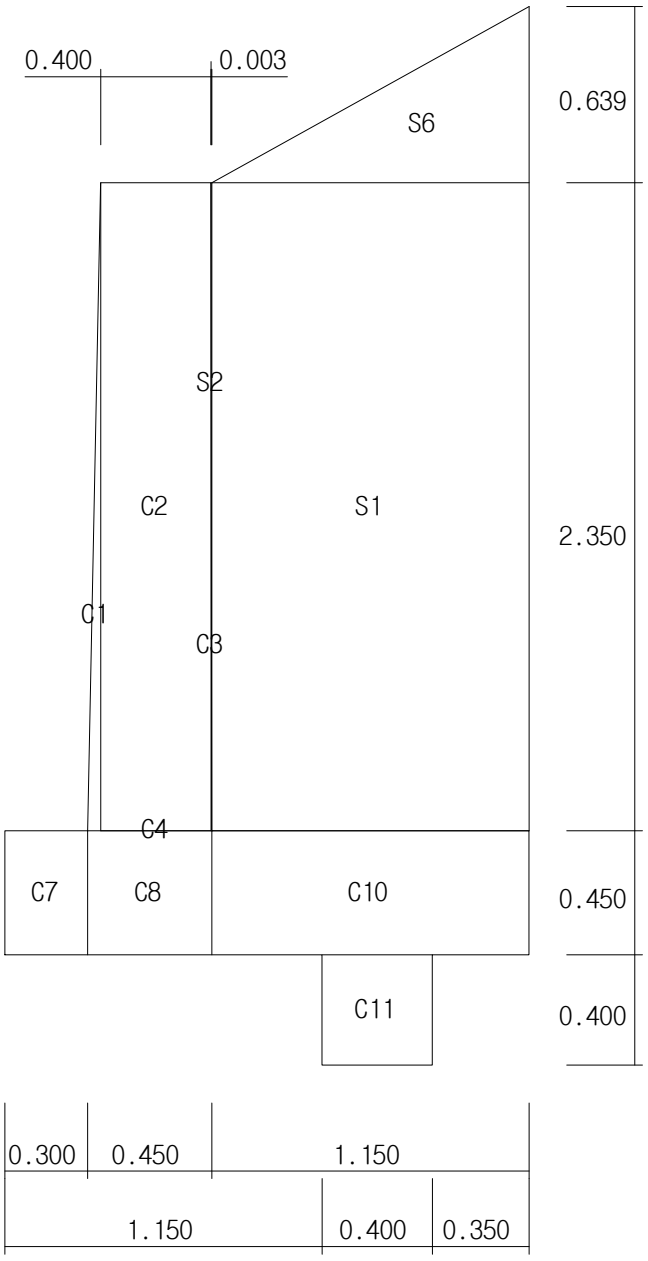
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : qℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 2.800 M B = 1.900 M α = 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	ɣ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.055	24.5	1.35	0.077	0.10	0.331	1.233	0.45	0.13
C2	0.940	24.5	23.03	0.077	1.77	0.547	1.625	12.60	2.88
C3	0.004	24.5	0.09	0.077	0.01	0.748	1.233	0.06	0.008
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.549	0.450	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.750	0.450	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.200	0.450	0.00	0.00
C7	0.135	24.5	3.31	0.077	0.25	0.150	0.225	0.50	0.06
C8	0.203	24.5	4.96	0.077	0.38	0.525	0.225	2.60	0.09
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.133	0.450	0.00	0.00
C10	0.518	24.5	12.68	0.077	0.98	1.325	0.225	16.80	0.22
C11	0.160	24.5	3.92	0.077	0.30	1.350	-0.200	5.29	-0.06
소계	2.014		49.34		3.80			38.30	3.32
S1	2.703	19.0	51.35	0.077	3.95	1.325	1.625	68.04	6.42
S2	0.004	19.0	0.07	0.077	0.01	0.749	2.017	0.05	0.01
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	0.750	0.450	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.325	0.450	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.517	0.450	0.00	0.00
S6	0.367	19.0	6.98	0.077	0.54	1.517	3.013	10.58	1.62
소계	3.073		58.39		4.50			78.67	8.05
총계			107.73		8.30			116.97	11.38

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 28.508 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6514
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6548
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6578
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6603
α= 37.50 °일때..Ka = 0.6623
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6706
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6825

▷ α= 36.00 °일때..Ka = 0.6866 최대값

α= 35.50 °일때..Ka = 0.6828
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6707
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6498
α= 34.00 °일때..Ka = 0.6199
α= 33.50 °일때..Ka = 0.5805
α= 33.00 °일때..Ka = 0.5313
α= 32.50 °일때..Ka = 0.4716

∴ Ka = 0.687 (쐐기중량 W = 681.723 KN)
Kah = 0.687 ×cos 28.508° = 0.603
Kav = 0.687 ×sin 28.508° = 0.328

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.603 ×19.0 ×3.439²
= 67.783 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.328 ×19.0 ×3.439²
= 36.815 KN/m

y = H / 3 = 3.439 / 3 = 1.146 m
χ = 1.900 m

Mo = Pah ×y = 67.783 ×1.146
= 77.696 KN.m

Mr = Pav × χ= 36.815 ×1.900
= 69.949 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 °일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 °일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 °일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 °일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 °일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 °일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 °일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 °일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 °일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 °일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 183.784 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×3.439²
= 52.272 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×3.439²

= 30.179 KN/m

y = H / 2 = 3.439 / 2 = 1.719 m
χ = 1.900 m

Mo = Paeh × y = 52.272 × 1.719
= 89.876 KN.m

Mr = Paev × χ = 30.179 × 1.900
= 57.341 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	49.337	0.000	38.302	0.000
재하토사 자중	58.393	0.000	78.670	0.000
토 압	36.815	67.783	69.949	77.696
∑	144.545	67.783	186.921	77.696

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	49.337	3.799	38.302	3.321
재하토사 자중	58.393	4.496	78.670	8.054
토 압	30.179	52.272	57.341	89.876
∑	137.909	60.567	174.313	101.251

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 144.545 KN
∑Mr = 186.921 KN.m
∑Mo = 77.696 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 1.900 / 2 - (186.921 - 77.696) / 144.545
= 0.194 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.194 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 186.921 / 77.696
= 2.406 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 137.909 KN
∑Mr = 174.313 KN.m
∑Mo = 101.251 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 1.900 / 2 - (174.313 - 101.251) / 137.909
= 0.420 m > B/6 = 0.317 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.420 m ≤ B/3 = 0.633 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 1.900 - 2 ×0.194 = 1.511m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 710.338 KN/㎡
∴ qa = 236.779 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 122.768 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 29.384 KN/㎡

q_max = 122.768 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 1.900 - 2 ×0.420 = 1.060m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 625.797 KN/㎡
∴ qae = 312.899 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 173.542 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 1.589 m

q_max = 173.542 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 144.545 KN
∑H = 67.783 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 99.927 + 29.440 + 20.705
= 150.071 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.511 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 150.071 / 67.783
= 2.214 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 137.909 KN
∑H = 60.567 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 98.271 + 39.219 + 6.084
= 143.574 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.060 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 143.574 / 60.567
= 2.370 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 204.340 KN
∑Mr = 269.830 KN.m
∑Mo = 124.314 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (269.830 - 124.314) / 204.340
  = 0.238 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 188.333 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 26.761 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 231.272 KN
∑Mr = 299.073 KN.m
∑Mo = 124.314 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (299.073 - 124.314) / 231.272
  = 0.194 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 196.429 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 47.015 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 204.340 KN
∑Mr = 269.830 KN.m
∑Mo = 124.314 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (269.830 - 124.314) / 204.340
  = 0.238 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 188.333 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 26.761 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 137.909 KN
∑Mr = 174.313 KN.m
∑Mo = 101.251 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (174.313 - 101.251) / 137.909
  = 0.420 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 173.542 KN/㎡
  여기서 x = 3 (B/2 - e) = 1.589 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-4.465	52.673	48.208
	모멘트	-0.670	8.092	7.423
LCB2	전단력	-5.292	55.390	50.098
	모멘트	-0.794	8.485	7.692
LCB3	전단력	-4.465	52.673	48.208
	모멘트	-0.670	8.092	7.423
LCB4	전단력	-3.308	47.149	43.842
	모멘트	-0.496	7.318	6.822
LCB5	전단력	-3.308	34.619	31.311
	모멘트	-0.496	5.303	4.807

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	22.408	78.740	0.000	-87.007	58.904	73.046
	모멘트	13.017	47.081	0.000	-39.251	67.740	88.587
LCB2	전단력	26.558	93.322	0.000	-106.067	58.904	72.717
	모멘트	15.428	55.800	0.000	-51.022	67.740	87.945
LCB3	전단력	22.408	78.740	0.000	-87.007	58.904	73.046
	모멘트	13.017	47.081	0.000	-39.251	67.740	88.587
LCB4	전단력	16.599	58.326	0.000	-38.463	30.179	66.642
	모멘트	9.642	34.875	0.000	-10.761	34.706	68.463
LCB5	전단력	16.599	58.326	0.000	-66.292	36.815	45.448
	모멘트	9.642	34.875	0.000	-31.889	42.337	54.966

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 0.073 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6059
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6083
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6105
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6124
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6141
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6154
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6163

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6168 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6168
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6162
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6149
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6126
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6093
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6046
α= 34.50 °일때..Ka = 0.5981

∴ Ka = 0.617 (쐐기중량 W = 232.377 KN)
Kah = 0.617 ×cos 10.073° = 0.607
Kav = 0.617 ×sin 10.073° = 0.108

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5379
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5392
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5404
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5414
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5422
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5428
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5432

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5434 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5434
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5432
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5427
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5420
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5411
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5399
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5385

∴ Kae = 0.543 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 67.894 KN)
Kaeh = 0.543 ×cos 0.073° = 0.543
Kaev = 0.543 ×sin 0.073° = 0.001

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.607 \times 19.0 \times 2.350^2 = 31.863$ KN/m

$y = H / 3 = 2.350 / 3 = 0.783$ m

$Mo = Pah \times y = 31.863 \times 0.783 = 24.959$ KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.543 ×19.0 ×2.350² = 28.509 KN/m

y = H / 2 = 2.350 / 2 = 1.175 m

Mo = Pah ×y = 28.509 ×1.175 = 33.498 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.055	24.5	1.353	0.077	0.104	0.783	0.082
C2	0.940	24.5	23.030	0.077	1.773	1.175	2.084
C3	0.004	24.5	0.086	0.077	0.007	0.783	0.005
합 계 (벽체 하부)			24.469		1.884		2.170

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	50.981	0.000	0.000	50.981
	모멘트	39.935	0.000	0.000	39.935
LCB2	전단력	50.981	0.000	0.000	50.981
	모멘트	39.935	0.000	0.000	39.935
LCB3	전단력	50.981	0.000	0.000	50.981
	모멘트	39.935	0.000	0.000	39.935
LCB4	전단력	28.509	0.000	1.884	30.393
	모멘트	33.498	0.000	2.170	35.668
LCB5	전단력	31.863	0.000	0.000	31.863
	모멘트	24.959	0.000	0.000	24.959

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ= 0.577 (상 시)
Kpe = 2.863 μ= 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	143.997	16.982	160.979
	모멘트	28.799	3.396	32.196
LCB2	전단력	159.883	20.846	180.729
	모멘트	31.977	4.169	36.146
LCB3	전단력	143.997	16.982	160.979
	모멘트	28.799	3.396	32.196
LCB4	전단력	98.271	6.035	104.306
	모멘트	19.654	1.207	20.861
LCB5	전단력	99.927	13.029	112.956
	모멘트	19.985	2.606	22.591

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	7.692	4.807	50.098
뒷 굽 판 (B-B)	39.935	24.959	73.046
벽 체 하 부 (C-C)	39.935	24.959	50.981
활동 방지벽 (E-E)	36.146	22.591	180.729

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 7.692 KN.m 계수 전단력 Vu = 50.098 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00454
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 182335800.000 N.mm
= 182.336 KN.m ≥ Mu = 7.692 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 0.959 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 61.129 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 0.959 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00017 ⇒ 4/3 Preq = 0.00023
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 4.807 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00454
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.222 j = 0.926
x = k · d = 77.810 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.381 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 9.337 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 9.337 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 6747.46 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 6747.46 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 39.935 KN.m 계수 전단력 Vu = 73.046 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00454
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 182335800.000 N.mm
= 182.336 KN.m ≥ Mu = 39.935 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.007 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 319.227 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.007 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00091 ⇒ 4/3 Preq = 0.00122
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 24.959 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00454
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.222 j = 0.926
x = k · d = 77.810 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.980 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 48.477 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 48.477 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1299.59 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1299.59 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 39.935 KN.m 계수 전단력 Vu = 50.981 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00454
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 182335800.000 N.mm
= 182.336 KN.m ≥ Mu = 39.935 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.007 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 319.227 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.007 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00091 ⇒ 4/3 Preq = 0.00122
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 24.959 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00454
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.222 j = 0.926
x = k · d = 77.810 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.980 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 48.477 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 48.477 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1299.59 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1299.59 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 36.146 KN.m 계수 전단력 Vu = 180.729 KN
단면의 두께 H = 400.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 300.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00265
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05738 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 79345940.000 N.mm
= 79.346 KN.m ≥ Mu = 36.146 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.297 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 337.664 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.297 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00113 ⇒ 4/3 Preq = 0.00150
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 KN
Φv · Vc = 232.782 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 22.591 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00265
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.175 j = 0.942
x = k · d = 52.469 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 3.048 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 100.662 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 100.662 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 552.32 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 552.32 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.282 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.282 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.194	0.317	O.K	2.214	1.500	O.K	122.768	236.779	O.K
지진시	0.420	0.633	O.K	2.370	1.200	O.K	173.542	312.899	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	7.69	182.34	O.K	50.10	271.58	O.K	6747.5	125.0	O.K
뒷 굽 판	39.93	182.34	O.K	73.05	271.58	O.K	1299.6	125.0	O.K
벽체 하부	39.93	182.34	O.K	50.98	271.58	O.K	1299.6	125.0	O.K
활동방지벽	36.15	79.35	O.K	180.73	232.78	O.K	552.3	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

9. 파전제2교

증앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

9.1 상부공

9.2 교대공

9.3 교각공

9.4 내진해석

9.5 가시설공

9. 파전제2교

9.1 상부공

9.1.1 PSC

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 바닥판 설계

4. 주거더 설계

4.1 단면 제원
4.2 하중 산정
4.3 구조 해석
4.4 단면력 집계
4.5 PS강재의 긴장력 손실량
4.6 거더 응력 검토
4.7 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산
4.8 휨강도 설계
4.9 전단 설계
4.1 사용성 검토
4.11 강선 신장량
4.12 정착부 설계

5. 가로보 설계

6. 신축이음 설계

1. 설계조건

1.1 교량 제원

(1) 교량형식 : 단순 PSC 합성 거더교

(2) 거더 제작 공법 : 포스트텐션방식(Post-tensioning)

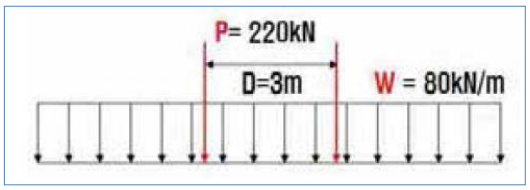
(3) 경간 및 주거더 높이 :

거더 전체 길이	l_t	=	24.900	m		
지 간	l	=	24.000	m	x 1	경간
거더 높이	h_t	=	2.350	m		
평면 사각	Θ	=	90.0	°		

(4) 교량 폭 : B = 10.900 m

1.2 설계 하중

(1) 표준 활하중 : KRL2012 표준(KL 여객, 화물 혼용선)



(2) 궤도 중심 간격 : s_{tcl} = 4.30 m

(3) 충격 계수 : 철근 콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교

[철도설계기준(노반편) 8.2.16]

$$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 \qquad (0 < i_m \le 0.67)$$

$$i_m = \left(1.44 / \sqrt{24.00} - 0.2 \right) - 0.18$$

$$= 0.126$$

(4) 궤도의 단위중량 : w_t = 3.00 kN/m (1궤도당 1.5kN/m)

(5) 도상의 단위중량 : w_b = 19.00 kN/m^3 (보선하중 30% 할증)

(6) 방수 및 방진재 : w_m = 11.00 kN/m^3

(7) PSC, RC 단위중량 : w_c = 24.50 kN/m^3

(8) 보도 적재 하중 : w_w = 2.00 kN/m^3 (주거더 설계시)

w_w = 5.00 kN/m^3 (바닥판 설계시)

(9) 난간, 방음벽 형태

난간 (우) : w_{h1} = 1.00 kN/m

방음벽(좌) : w_{h2} = 2.00 kN/m

1.3 사용 재료

(1) PS 강재, 규격

SWPC 7B　　7 - 12.7 mm - 10　　(저릴랙세이션 강재 사용)

A_p = 987.10 mm^2

① 인장강도 : f_{pu} = 1,900.00 MPa

② 항복강도 : f_{py} = 1,600.00 MPa

③ 허용 인장응력

- 초기 인장응력 : f_{pia} = 0.9 x f_{py} = 1,440.00 Mpa
- 도입 인장응력 : f_{pta} = 0.7 x f_{pu} = 1,330.00 MPa
- 사용하중 작용시 : f_{pa} = 0.8 x f_{py} = 1,280.00 MPa

④ 탄성계수 : E_p = 200,000.00 MPa

(2) PS 강재의 곡선 배치 자료

① 마찰계수

- 정착장치의 활동량 : ζ = 6.000 mm
- 케이블의 마찰계수 : μ = 0.250 / rad
- 쉬스관의 마찰계수 : κ = 0.0050

② PS 강선 케이블 정착구의 치수 (mm)

- 원형의 경우에는, α = 8.8 D (지름) 로 함.
- 일변의 폭 : A = 21.5
- 거동 방향 길이 : l = 22.0

③ PS 강선 케이블의 곡선 종류

- 곡선 종류 : 포물선

④ PS 강선 케이블의 기본 배치수 : 케이블 개수, N_n = 5 다발

No.	s (m)	e (m)	f (m)	α (도,분)
5	0.325	0.35	0.1	16° 05'
4	0.225	0.55	0.1	15° 05'
3	0.125	1	0.1	12° 13'
2	0.125	1.45	0.1	08° 09'
1	0.125	1.9	0.1	04° 01'

(3) 프리스트레스트 콘크리트

① 설계기준강도	:	f_{ck}				=	40.00	MPa
② PS도입시 압축강도	:	f_{ci}	=	0.80	x f_{ck}	=	32.00	MPa
③ 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 항복응력								
- 허용 휨압축응력	:	f_{cai}	=	0.55	x f_{ci}	=	17.60	MPa
- 허용 휨인장응력								
부착된 철근이 없는 인장구역								
	:	f_{tai}	=	0.25	x√(f_{ci})	=	-1.41	MPa
부착된 철근이 있는 인장구역								
	:	f_{ta}	=	0.50	x√(f_{ci})	=	-2.83	MPa
④ 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력								
- 허용 휨압축응력	:	f_{ca}	=	0.40	x f_{ck}	=	16.00	MPa
- 허용 휨인장응력	:	f_{ta}	=			=	0.00	MPa
⑤ 탄성계수								
- PS도입직후	:	E_{ci}	=	8,500	× $\sqrt[3]{(f_{ci}+4)}$	=	28,066	MPa
- 사용하중 작용시	:	E_{pc}	=	8,500	× $\sqrt[3]{(f_{ck}+4)}$	=	30,008	MPa
⑥ 탄성계수비								
- PS도입직후	:	n_p'	=	E_p / E_{ci}		=	7.13	
- 사용하중 작용시	:	n_p	=	E_p / E_{pc}		=	6.66	
⑦ 크리프 계수								
- 초기 (28일)	:	Φ_c	=	3.0				
- 최종 (90일)	:	Φ_c'	=	2.2				
⑧ 건조수축률								
- 초기 (28일)	:	ε	=	0.00020				
- 최종 (90일)	:	ε	=	0.00014				

(4) 현장타설 콘크리트

① 설계기준강도	:	$f_{ck(slab)}$				=	30.00	MPa
② 탄성계수	:	E_{ci}	=	8,500	× $\sqrt[3]{(f_{ck(slab)}+4)}$	=	27,537	MPa
③ 허용 휨압축응력	:	f_{ca}	=	0.40	x $f_{ck(slab)}$	=	12.00	MPa
④ 허용 휨인장응력	:	f_{ta}	=			=	0.00	MPa
⑤ 허용 전단응력 (1)	:	v_{cad1}	=	0.08	x√($f_{ck(slab)}$)	=	0.44	MPa
⑥ 허용 전단응력 (2)	:	v_{cad2}	=	0.4	x√($f_{ck(slab)}$)	=	2.19	MPa
⑦ 탄성계수비(철근)	:	n_c	=	E_s / $E_{c(slab)}$		=	7.26	

(5) 철근 (바닥판용) SD 400

① 항복응력	:	f_{sy}				=	400.00	MPa
② 허용 인장응력	:	f_{sa}				=	180.00	MPa
③ 탄성계수	:	E_s				=	200,000.00	MPa

(6) 철근 (PSC거더 및 가로보용) SD 300

① 항복응력	:	f_{sy}	= 300.00	MPa
② 허용 인장응력	:	f_{sa}	= 150.00	MPa
③ 탄성계수	:	E_s	= 200,000.00	MPa

1.4 사용성의 한계

(1) 활하중 처짐의 허용값

① 주행안전성에 대한 검토

$\delta_L \leq \delta_{La} = L / 600$

여기서, δ_L = 충격계수가 고려된 표준열차하중이 가장 불리하게 재하된 상태(복선재하 포함)의 처짐값

② 승차감 만족에 대한 검토

실 열차하중에 의한 속도별 동적해석 응답의 최대값과 충격계수를 고려한 표준열차하중 단선재하에 의한 최대값 중 불리한 값을 적용한다.

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L /1500	L /1500	L /1600	L /1750	L /1900	L /2100	L /2200	L /2350	L /2500	L /2200	L /1900
200<V≤270	L /1300	L /1400	L /1500	L /1600	L /1700	L /1900	L /2000	L /2100	L /2000	L /1700	L /1400
V≤200	L /1100	L /1200	L /1300	L /1500	L /1500	L /1400	L /1300	L /1200	L /1100	L /800	L /600

(2) 휨철근 간격의 허용값

콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격 s는 다음 식에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 해야 한다.

① $s = 375\,(210/f_s) - 2.5C_c$

② $s = 300\,(210/f_s)$

여기서, C_c = 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소두께. 철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을 s로 한다.

f_s = 사용하중 상태에서 인장연단에 가장 가까이에 위치한 철근의 응력 (근사값으로 f_y의 2/3를 사용할 수 있다.)

1.5 해석프로그램

Midas CIVIL 2009 V1.0.0 (마이다스 아이티)

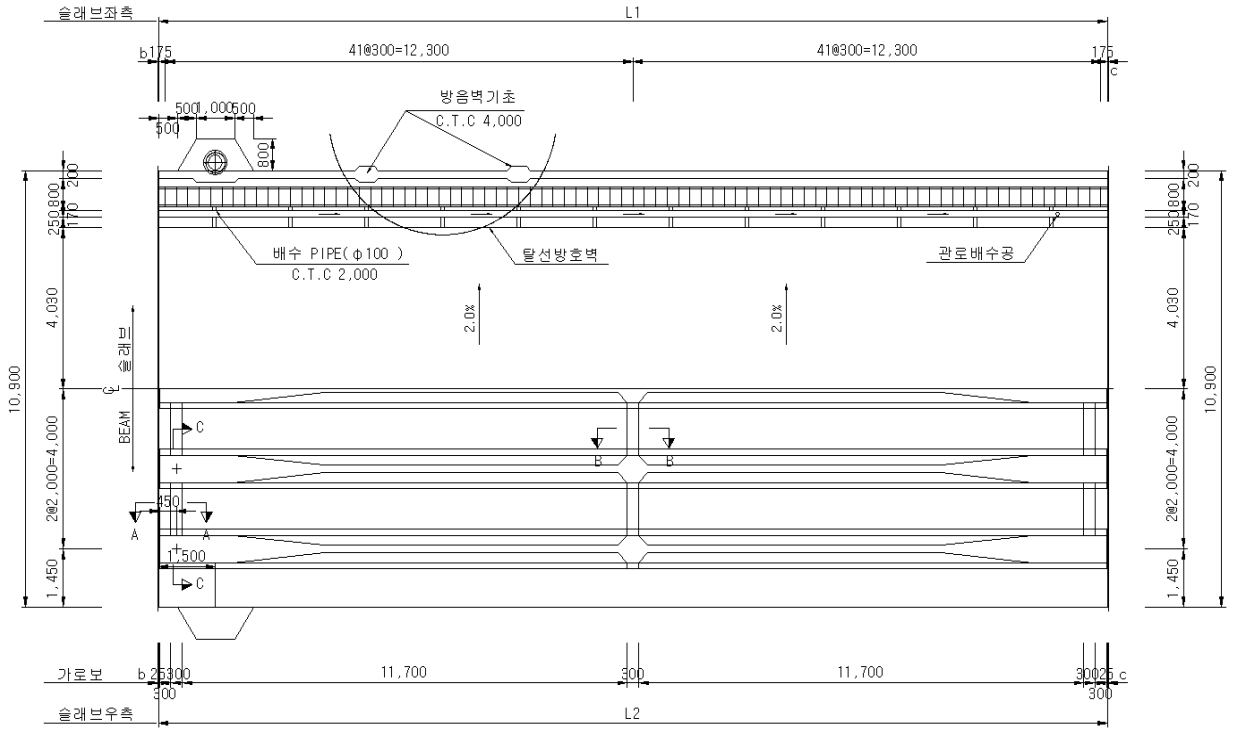
1.6 참고 문헌

1. 철도설계기준 (2013), 한국철도시설공단
2. 철도설계기준(노반편) (2011), 한국철도시설공단
3. 철도설계기준(철도교편) (2004), 대한토목학회
4. 콘크리트 구조 설계기준 (2012), 한국콘크리트학회
5. 철도설계편람(노반편-콘크리트 교) (2011), 한국철도시설공단
6. 철도설계편람(토목편-강철도 교량) (2004), 대한토목학회
7. 합성구조론 (2006), 장승필 저, 구미서관
8. 도로교 설계기준 및 해설 (2008), 대한토목학회
9. 도로설계편람(교량편) (2008), 국토해양부
10. 횡분배 실용 계산법 (1998), 원기술
11. 강도로교 상세부 설계지침 (2006), 건설교통부

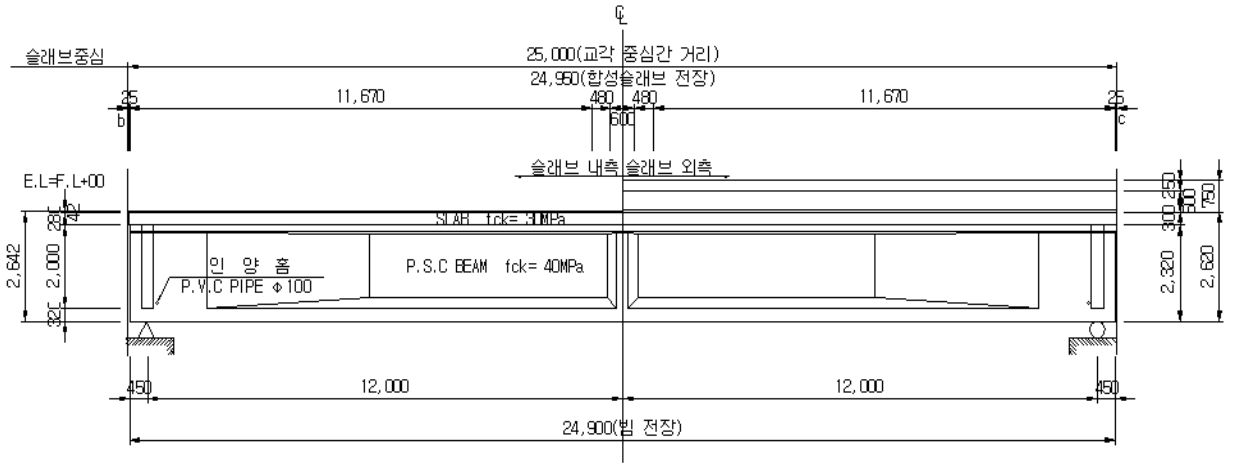
2. 단면가정

2.1 단면가정

(1) 평 면 도

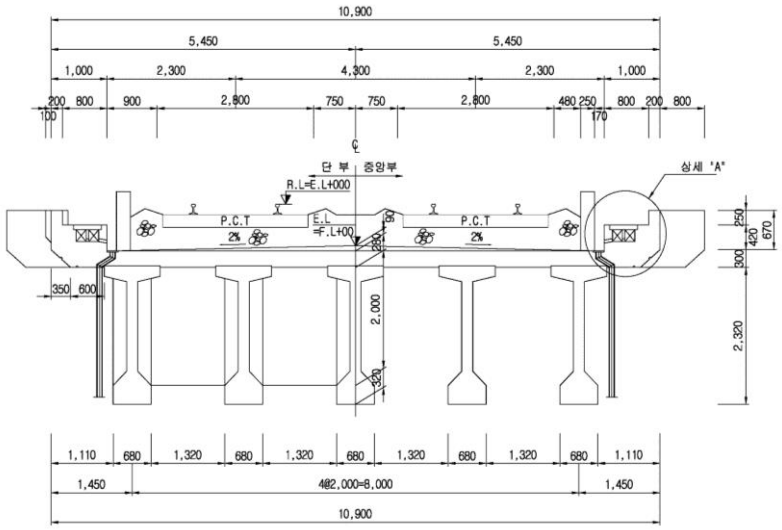


(2) 종 단 면



(3) 횡 단 면

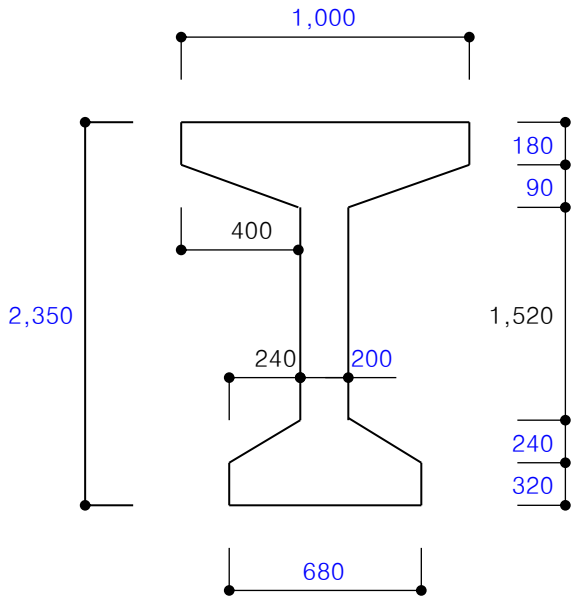
거더간격	=	2.000	m	좌측캔틸레버 길이	=	1.450	m
교량 폭	=	10.900	m	우측캔틸레버 길이	=	1.450	m
바닥판 두께	=	0.280	m				
도상	=	0.365	m				



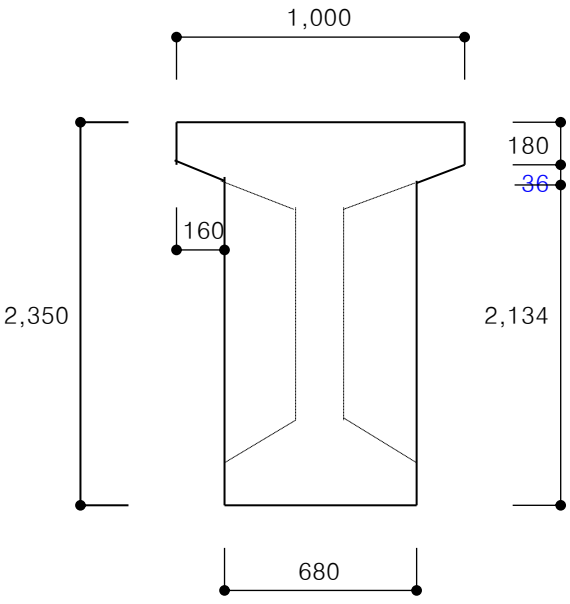
(4) 거더 단면

① 거더 횡단면도

중 앙 부



지 점 부



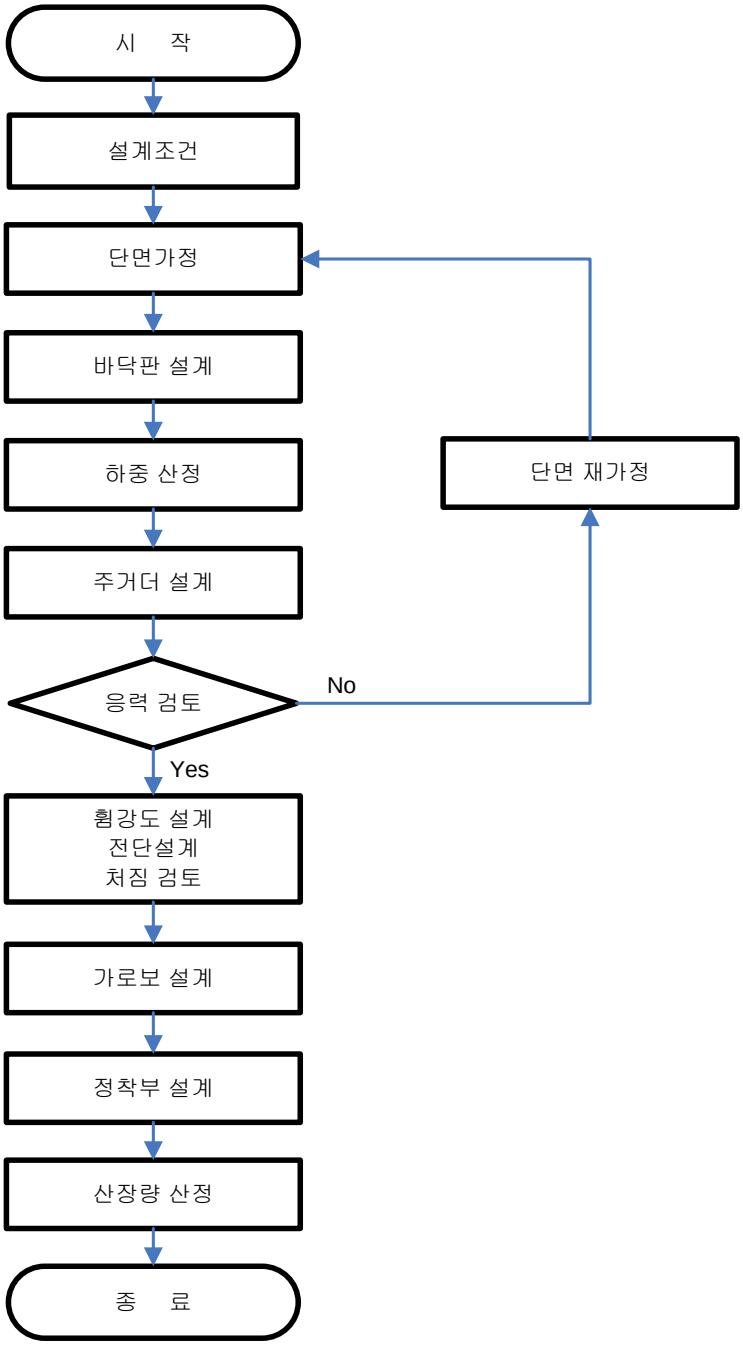
② 긴장재 위치도 : 하연에서 높이

강선번호	지점부	H 위치	L/4 위치	중앙부
1	320	137	125	125
2	695	297	130	125
3	1,077	526	208	125
4	1,465	815	401	225
5	1,849	1,070	564	325

2.2 거더 설계시 단계별 사용단면 제원

구 분	단면 계수	탄성 계수	비 고
자 중	순 단 면	프리스트레스 도입시	
프리스트레싱	순 단 면	프리스트레스 도입시	
합성전 고정하중	PS강선 환산단면	바닥판 타설시	비합성거더는 고정하중
합성후 고정하중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	비합성거더 해당없음
활 하 중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	

2.3 설계 흐름도



2.4 시공 순서도

1. 제작장에서 PSC Beam제작 및 1차 강선 긴장



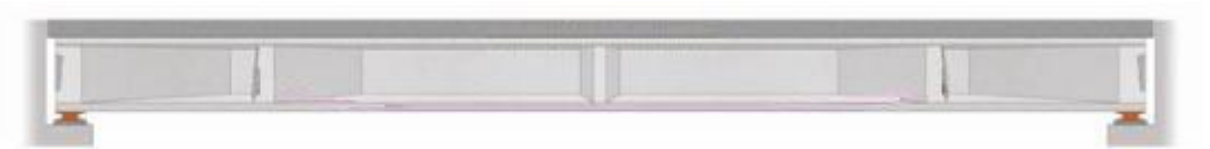
2. 크레인을 이용한 빔 거치



3. 가로보 철근 연결 및 바닥판 콘크리트 타설



4. 바닥판 콘크리트 경화



5. 방호벽 설치 및 도상, 레일 설치 (2차 고정하중 재하)



6. 완공후 열차하중 재하



3. 바닥판 설계

3.1 궤도부

3.1.1 바닥판 최소 두께 검토

[철도설계기준 (노반편) 10.10.4]

구 분			궤도진행 방향에 직각	궤도진행 방향에 평행
단 순 판			40 l + 110	65 l + 130
연 속 판			30 l + 110	50 l + 130
캔틸레버판	l	≤0.25	280 l + 160	240 l + 130
	l	> 0.25	80 l + 210	

여기서, l은 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간이다.

단순판 및 연속판의 지간은 순지간으로 한다.

궤도부분 바닥판의 최소두께는 200mm 또는 위의 표의 값 중 큰 값을 사용한다.

- 바닥판의 지간 l_s = 2.000 − 0.200 = 1.80 m
- 바닥판 최소두께 t_{min} = 30 l_s + 110 = 164.00 mm
  최소 200.00 mm 이상
- 바닥판 사용두께 t_{use} = 280 mm > 200 mm ∴ O.K

3.1.2 하중 계산

- PC 침목제원 = 0.240 × 0.200 × 2.60 m
- 도상두께 = 0.365 m
- 바닥판콘크리트 두께 = 0.280 m
- 분 포 폭 = 침목길이 + 1.5 × 자갈도상두께 + 바닥판 두께
  = 2.600 + 1.5 × 0.365 + 0.280 = 3.428 m

(1) 고정하중

슬 래 브	:	w_s	=	0.28	×	24.50	=	6.860	kN/m^2
구 배	:	w_s	=	0.090	/ 2 ×	24.50	=	1.103	kN/m^2
도 상	:	w_g	=	0.565	× 19.00 ×	1.30	=	13.956	kN/m^2
궤 도	:	w_r	=	3.00	× 1 /	3.428	=	0.875	kN/m^2
계	:	w_d	=				=	22.794	kN/m^2

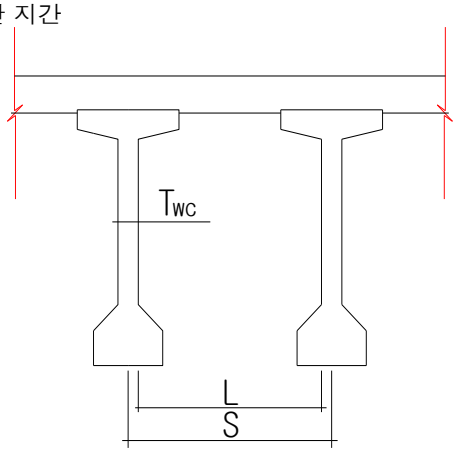
도상의 중량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할증된 값을 사용한다. [철도설계기준(노반편) 8.2.2]
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만
설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다.

[철도설계기준(노반편) 표10.10.3]

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	+ w l_d^2 / 8
캔틸레버판	지점 휨모멘트	− w l_d^2 / 2
연속판	지간 휨모멘트	+ w l_d^2 / 10
	지점 휨모멘트	− w l_d^2 / 10

- 바닥판 지간 L = S − Twc = 1.800 m

[철도설계기준(노반편) 10.10.3



- 고정하중에 의한 휨모멘트

$$M_d = \frac{w\ l_d^2}{10} = \frac{22.794 \times 1.800^2}{10} = 7.385\ kN\text{-}m$$

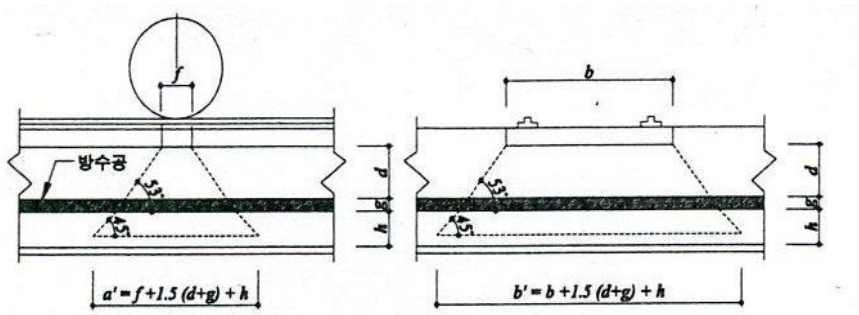
(2) 활하중 (L)

① 하중 분포폭 산정 철도설계기준(노반편) 10.10.5

주거더에 지지된 바닥판을 설계할 경우, 즉 도상궤도 및 슬래브궤도를 지지하는 1방향 슬래브 또는 2방향 슬래브 바닥판의 궤도상 윤하중에 의한 휨모멘트는 다음식으로 주어지는 환산등분포 하중 w로 계산한다.

$$w = P / a\ b'$$

여기서, P는 축중(軸重) [kN]이고, a 는 축거, b`는 등분포 하중이 분포되는 분포폭으로 다음과 같이 계산된다.



여기서, f : 침목폭 = 0.240 m

b : 침목길이 = 2.600 m

d : 자갈도상깊이 = 0.365 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

- 도상에서 열차하중의 분포폭

a = 동륜하중 축거 = 3.00 m (KRL2012하중)

객차하중 축거 = 1.00 m (객차 하중)

- 횡방향 분포폭(b')

b = 2.60 m

$b' = b + 2\ (d+g) + h$

$2.6 + 1.5 \times (0.365 + 0) + 0.28 =$ 3.4275 m

② 충격 계수

$Im = 1.44 / (\sqrt{Lc} - 0.2) - 0.18$

$= 1.44 / (\sqrt{1.80} - 0.2) - 0.18 = 1.081$

따라서, Im = 0.670 (여기서, $0 < Im \leq 0.67$)

③ 활하중(충격포함)

- 동륜 하중의 경우

w(1+i) = 220 × (1 + 0.67) × 1ea / (3 × 3.4275) = 35.731 kN/m^2

- 등분포 하중의 경우

w(1+i) = 80 × (1 + 0.67) × 1ea / (1 × 3.4275) = 38.979 kN/m^2

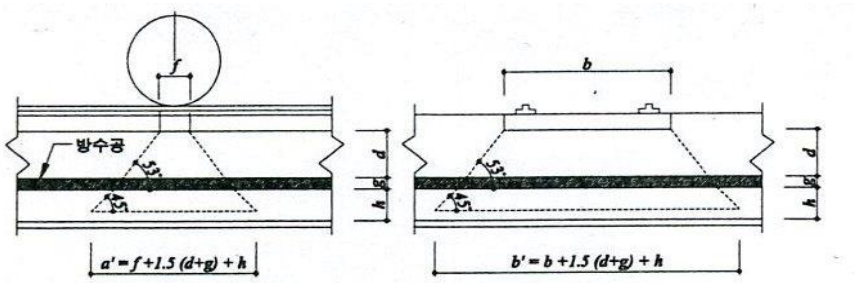
-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

wl(1+i) = 74.709 kN/m^2

$$ML(1+i) = \frac{wl(1+i)\times L^2}{10} = 24.206 \text{ kN·m/m}$$

(3) 탈선하중에 의한 단면력

1) 활하중 분포폭 산정 (철도설계기준(노반편) 10.10.5)



여기서, f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리 = 0.000 m

b : 도상 길이 = 0.000 m

d : 자갈도상의 깊이 = 0.565 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 종방향 분포폭(a')

f = 0.00 m

a' = f + 2 (d + g) + h

0 + 1.5 × (0.565 + 0) + 0.28 = 1.128 m

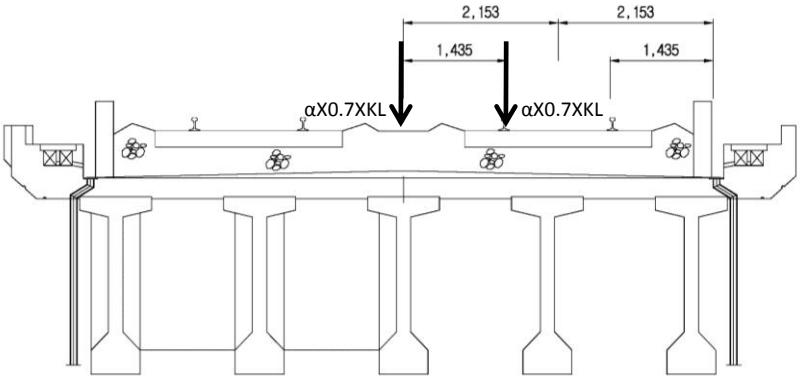
- 횡방향 분포폭(b')

b = 0.00 m

b' = b + 2 (d + g) + h

0 + 1.5 × (0.565 + 0)+0.28 = 1.128 m

2) 탈선활하중



① 동륜 하중의 경우

w = 0.7× 220 / (1.1275 × 1.1275) = 121.140 kN/m^2

② 객차 하중의 경우

w = 0.7×80 / (1.000 × 1.1275) = 49.667 kN/m^2

-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

w_{dr} = 170.807 kN/m^2

$$M_{dr} = \frac{w_{dr} \times L^2}{10} = 55.342 \quad kN \cdot m/m$$

3.1.3 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 (L + I)

= 1.35 × 7.385 + 1.85 × 24.206 = 54.751 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + (L + I))

= 1.6 × (7.385 + 24.206) = 50.545 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 D + 1.35 (L_{DR})

= 1.35 × 7.385 + 1.35 × 55.342 = 84.681 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + (L + I))

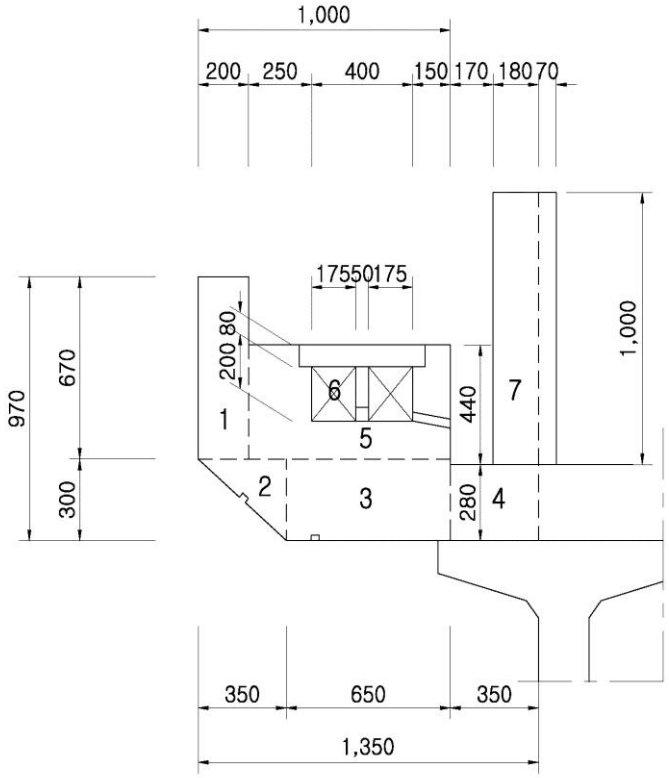
= 1.0 × (7.385 + 24.206) = 31.591 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L_{DR})

= 1.0 × (7.385 + 55.342) = 62.727 kN-m

3.2 캔틸레버부

3.2.1 하중 계산



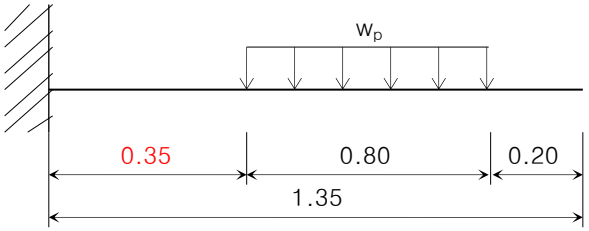
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.450 − 0.100 = 1.350 m

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)					거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.200 × 0.670 × 24.5			=	3.283	1.250	4.104
(2)	0.350 × 0.300 × 24.5	× 1/2		=	1.286	1.117	1.436
(3)	0.650 × 0.300 × 24.5			=	4.778	0.675	3.225
(4)	0.350 × 0.280 × 24.5			=	2.401	0.175	0.420
(5)	0.800 × 0.440 × 24.5			=	8.624	0.750	6.468
(6)	0.350 × 0.200 × 24.5			=	-1.715	0.750	-1.286
(7)	0.180 × 1.000 × 24.5			=	4.410	0.090	0.397
CABLE				=	1.000	0.750	0.750
방음벽				=	2.000	1.250	2.500
방음벽기초				=	2.328	1.250	2.909
TOTAL				=	28.395		20.923

(2) 군집하중 (L)

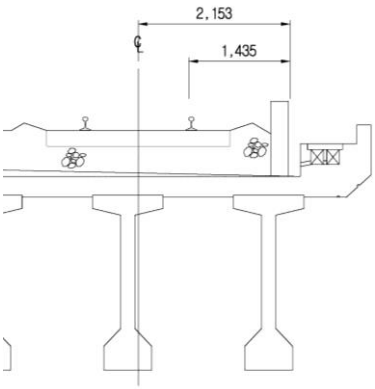
w_p = 5.000 kN/m^2



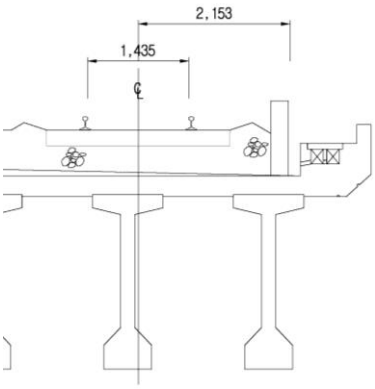
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.800 × 0.750 = 3.000 kN-m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m **– 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용**

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128) × 0.7 = 170.807 KN/m

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128) × 1.4 = 99.335 KN/m

M_{LR1} = 170.81 × 0.000 = 0.000 kN-m/m

M_{LR2} = 99.34 × 0.000 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (0.670 + 2.000) × 3.000 kN/m^2 = 8.010 kN/m

M_W = 8.01 × (0.670 + 2.000) / 2 = 10.693 kN-m/m

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 20.92 + 1.85 × 3.00

= 33.796 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + (Ll)) = 1.60 × (20.92 + 3.00) = 38.277 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W) = 1.35 × (20.92 + 10.69) = 42.682 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W) = 1.35 × (20.92 + 3.00 + 0.5 × 10.69)

= 39.514 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR} = 1.35 × 20.92 + 1.35 × 0.00 = 28.246 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L) = 1.0 × (20.92 + 3.00) = 23.923 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W) = 1.35 × (20.92 + 3.00 + 0.5 × 10.69)

= 39.514 kN-m

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

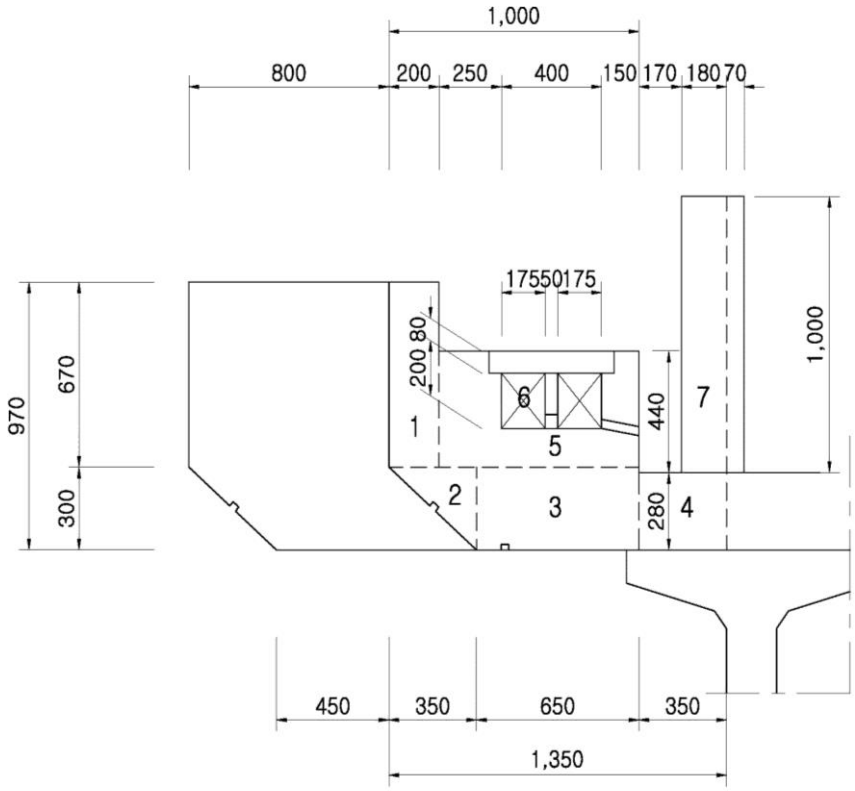
3.2.3 처짐 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.3 전철주기초부

3.3.1 하중 계산



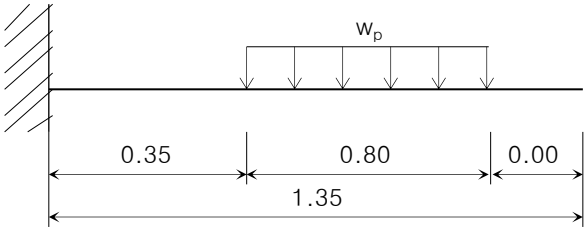
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.450 − 0.100 = 1.350 m

(1) 고정하중(D)

구 분	단위폭당 작용하중(kN/m)					거리(m)	M(kN · m/m)
(1)	0.200 × 0.670 × 24.5			=	3.283	1.250	4.104
(2)	0.350 × 0.300 × 24.5	× 1/2		=	1.286	1.117	1.436
(3)	0.650 × 0.300 × 24.5			=	4.778	0.675	3.225
(4)	0.350 × 0.280 × 24.5			=	2.401	0.175	0.420
(5)	0.800 × 0.440 × 24.5			=	8.624	0.750	6.468
(6)	0.350 × 0.200 × 24.5			=	−1.715	0.750	−1.286
(7)	0.180 × 1.000 × 24.5			=	4.410	0.090	0.397
CABLE				=	1.000	0.750	0.750
방음벽				=	2.000	1.250	2.500
전철주	20.000 / (2 × 1.550)			=	6.452	1.550	10.000
전철주기초	0.800 × 0.670 × 24.5	/ 4.200		=	3.127	1.750	5.472
전철주기초	0.800 × 0.300 × 24.5	/ 4.200		=	1.400	1.750	2.450
합 계				=	37.045		35.936

(2) 군집하중 (L)

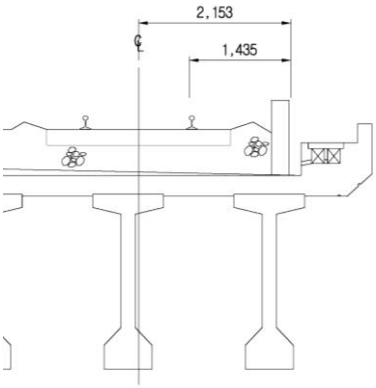
w_p = 5.000 kN/m^2



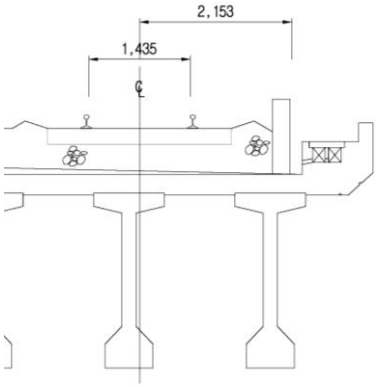
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.800 × 0.750 = 3.00 kN-m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m **– 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용**

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128) × 0.7 = 170.807 KN/m

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128) × 1.4 = 99.335 KN/m

M_{LR1} = 170.81 × 0.000 = 0.000 kN-m/m

M_{LR2} = 99.34 × 0.000 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (0.670 + 2.000) × 3.000 kN/m^2 = 8.010 kN/m

M_W = 8.01 × (0.670 + 2.000) / 2 = 10.693 kN-m/m

3.3.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 35.94 + 1.85 × 3.00

= 54.064 kN-m

Load case 2 : U = 1.6(D + L)

= 1.6 × (35.94 + 3.00) = 62.298 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W)

= 1.35 × (35.94 + 10.69) = 62.949 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (35.94 + 3.00 + 0.5 × 10.69)

= 59.78 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 35.94 + 1.35 × 0.00

= 48.514 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L)

= 1.0 × (35.94 + 3.00) = 38.936 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.00 × (35.94 + 3.00 + 0.5 × 10.69)

= 44.28 kN-m

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

3.3.3 처짐 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.4 바닥판 설계

3.4.1 궤도부

(1) 설계조건

f_{ck} = 30.00 MPa
f_y = 400.00 MPa
M_u = 84.68 kN-m
b = 1,000.00 mm h = 280.00 mm
d' = 60.00 mm d = 220.00 mm
ϕ_f = 0.90 k_1 = 0.85

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 94{,}090{,}000.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 1,111.31 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,
최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1{,}111.31 = 1{,}481.75\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25\ \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$

압축(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × 1,000 / 150 = **1,324.00** mm^2

인장(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × 1,000 / 150 = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{20.77}{2})$

= 99,910,894 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 84.68 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.714 \times p$ = 2.321 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6				=	1,324.00	/	6	=	220.67	mm^2
압축측-상면	H	13	@	200	= 126.7	×	1,000/200	=	**633.50**	mm^2
인장측-하면	H	13	@	200	= 126.7	×	1,000/200	=	**633.50**	mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

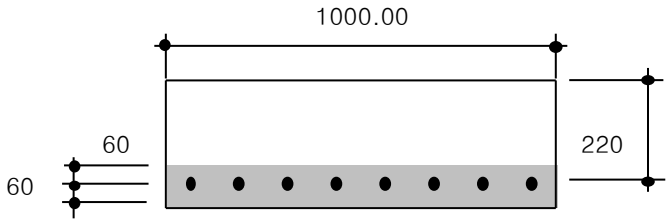
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	×	220	= 440.00 mm^2
사용 배력 철근 단면적							= 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 31.591 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n	=	E_s	/	E_c							=	7.26
ρ	=	A_s	/ (	b	×	d	) =	1324.00	/ (1000.00 × 220.00)	=	0.00602
n ρ	=	n	×	ρ	=	7.26	x	0.00602		=	0.04371
k	=	−	n	ρ	+ √ ((	n	ρ	$)^2$	+ 2 n ρ)	=	0.255
j	=	1	−	k	/	3	=	1	− 0.255 / 3	=	0.915

$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2)$

= 31,591,000 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ^{2})

= 118.50 MPa

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.000 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [534.557 , 531.646] = 531.646 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 531.646 mm ∴ O.K

3.4.2 캔틸레버부

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	42.68	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000\ A_s + 47{,}424{,}444 = 0$

필요 철근량 A_s = 549.20 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,
최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 549.20$ = 732.27 mm^2

$A_{s,\min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25\ \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 753.12 mm^2

$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 770.00 mm^2

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = $198.6 \times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = $198.6 \times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.0 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000}$ = 20.77 mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2})$

= 99,910,894 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 42.68 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.714 \times p$ = 2.321 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6				=	1,324.0	/	6	=	220.67	mm^2
인장측-상면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2
압축측-하면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

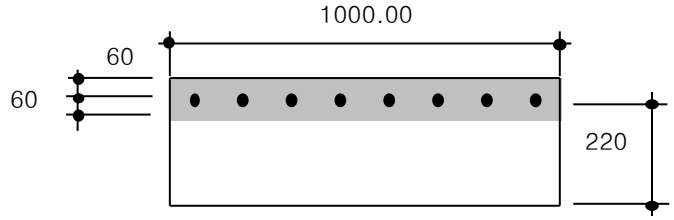
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	×	220	=	440.00 mm^2
사용 배력 철근 단면적							=	1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

M_{max} = M_d + M_l + M_i = 23.923 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n	=	E_s	/	E_c						=	7.26
ρ	=	A_s	/ (	b	×	d	) =	1324.00 / (1000.00 × 220.00)		=	0.00602
nρ	=	n	×	ρ	=	7.26	x	0.00602		=	0.04371
k	=	−	n	ρ	+ √ ((	n	ρ	$)^2$ + 2 n ρ)		=	0.255
j	=	1	−	k	/	3	=	1 − 0.255 / 3		=	0.915

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 23,923,000.00 /(0.00602 × 0.915 × 1000.00 × 220.00^2)

= 89.73 MPa

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.00 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [747.633 , 702.106] = 702.106 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 702.106 mm ∴ O.K

3.4.4 전철주기초부

(1) 설계조건

f_{ck} = 30.00 MPa
f_y = 400.00 MPa
M_u = 62.949 kN-m
b = 1000.00 mm　　h = 280.00 mm
d' = 60.00 mm　　d = 220.00 mm
ϕ_f = 0.90　　k_1 = 0.85

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 69{,}943{,}333.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 817.60 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,
최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 817.60 = 1{,}090.13\ mm^2$

$A_{s,\min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000 \times 220 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400} \times 1000 \times 220 = 770.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 19 @ 150 = 286.5 × $\frac{1{,}000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 19 @ 150 = 286.5 × $\frac{1{,}000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}910 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 29.96$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}910.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{29.96}{2})$

= 140,971,752 N-mm

= **140.97** kN-m > M_u = 62.95 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(ρ_b) = $0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$\rho = A_s/(b \times d)$ = 0.868 % < $\rho_{max} = 0.714 \times \rho$ = 2.321 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6				=	1,910.00	/	6	=	318.33	mm^2
인장측-상면	H	13	@	200	= 126.7	×	1,000 / 200	=	**633.50**	mm^2
압축측-하면	H	13	@	200	= 126.7	×	1,000 / 200	=	**633.50**	mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

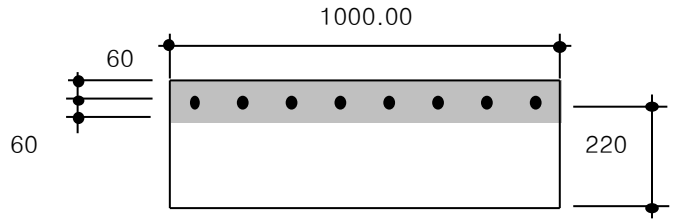
0.2%의 철근비	=	0.002	× 1,000	× 220	=	440.00 mm^2
사용 배력 철근 단면적					=	1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 44.280 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n	=	E_s	/	E_c							=	8.19
ρ	=	A_s	/ (	b	×	d	) =	1910.00	/ (1000.00	× 220.00)	=	0.00868
n ρ	=	n	×	ρ	=	8.19	x	0.00868			=	0.07109
k	=	−	n	ρ	+ √ ((	n	ρ	)²	+ 2	n ρ)	=	0.313
j	=	1	−	k	/	3	=	1	− 0.313	/ 3	=	0.896

$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2)$

= 44,280,000.00 /(0.00868 x 0.896 x 1000.00 x 220.00 ^{2})

= 117.63 MPa

- 균열폭 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 19.00 / 2 = 50.50 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [543.222 , 535.578] = 535.578 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 535.578 mm ∴ O.K

3.4.5 캔틸레버판 단부 검토

(1) 좌측

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 549.20 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 2 × 549.20 = 1,098.40 mm^2

- 사용철근

  인장철근-상면 H 19 @ 150 = 286.5 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

  압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 보강범위

  단부에서 1.35 m 까지

(2) 우측

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 549.20 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 2 × 549.20 = 1,098.40 mm^2

- 사용철근

  인장철근-상면 H 19 @ 150 = 286.5 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

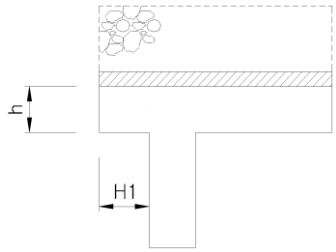
  압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 보강범위

  단부에서 1.35 m 까지

3.5 슬래브 단부 설계

3.5.1 단면치수



h: 0.28 m

H1: 0.35 m

3.5.2 설계하중에 의한 단면력

1) 고정하중에 의한 단면력

w_d = 22.794 kN/m^2

$M_d = w_d \times H_1^2 / 2$ = 1.396 KN·m/m

2) 활하중에 의한 단면력

w_L = 74.709 kN/m^2

$M_L = w_L \times H_1^2 / 2$ = 4.576 KN·m/m

3) 하중조합

- 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 1.40 + 1.85 × 4.58 = 10.350 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + L)

= 1.6 × (1.40 + 4.58) = 9.555 kN-m

3. 설계하중

구 분	Mu	비 고
KRL-2012	10.350	
적 용	10.350	MAX

3.5.3 철근량 산정

1. 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	10.350	kN-m				
b	=	1000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2. 휨검토

1) 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 11{,}500{,}327.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 131.27 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2011) p10-57]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 131.27$ = 175.03 mm^2

$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{(f_{ck})}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(30.00)}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 753.12 mm^2

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 770.00 mm^2

인장(상면)	A_s	=	H	13	@	200	=	126.7	×	5	= **633.50** mm^2
			H	16	@	200	=	198.6	×	5	= **993.00** mm^2
											= **1,626.50** mm^2

2) 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}626.50 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00}$ = 25.51 mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}626.50 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{25.51}{2})$

= 121,350,237.30 N-mm

= **121.35** kN-m > M_u = 10.35 kN-m (사용률: 11.724)

O.K.!!

3) 철근비검토

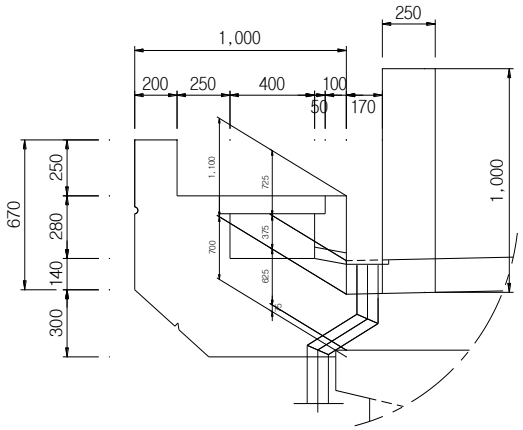
균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.739 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3.6 탈선방호벽 설계

3.6.1 단면치수



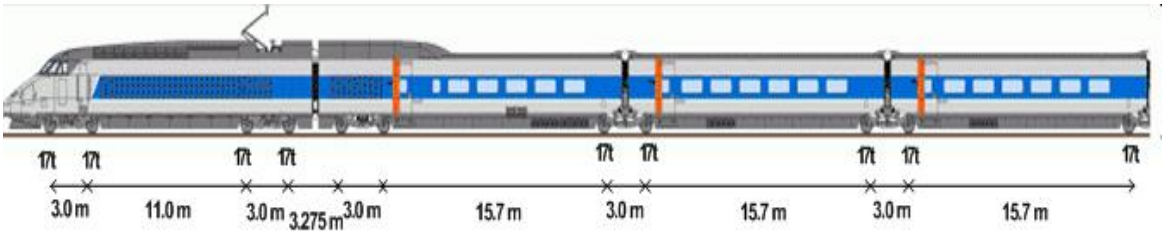
h: 1.000 m

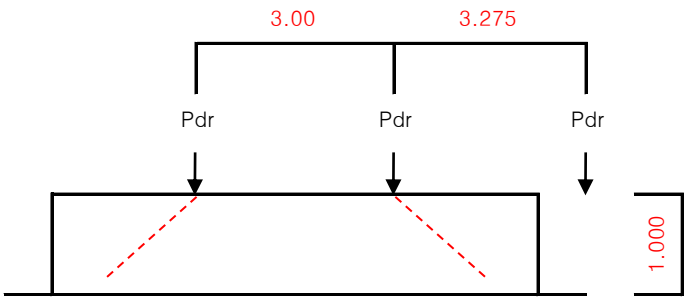
t: 0.250 m

3.6.2 설계하중에 의한 단면력

[철도설계기준(2011) p8-52]

1. 탈선하중 재하폭 산정





P_{dr} = 150.0 × 2 ea / 5.00

= 60.0 kN/m

2. 전단력 산정

Sr = 60.0 kN

3. 휨모멘트 산정

Mr = 60.0 × 1.000 = 60.0 kN·m

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 아니하였음

4. 철근량 산정

1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	60.00	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	250.00	mm
d'	=	50.00	mm	d	=	200.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2) 휨검토

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 80{,}000.00\ A_s + 66{,}666{,}667.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 861.14 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2011) p10-57]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 861.14 = 1{,}148.19\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(f_{ck})}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(30.00)}}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 684.65\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 700.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = $198.6 \times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (200.00 - \frac{20.77}{2})$

= 90,378,093.60 N-mm

= **90.38** kN-m > M_u = 60.00 kN-m (사용률: 1.506)

O.K.!!

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.662 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 1000.0 \times 200.00 / 1000$ = 155.19 kN

ΦVc = 155.19 > Vu = 60.000 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

3.7 바닥판 설계 요약

3.7.1 횡방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm^2
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	

(2) 바닥판 하면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	

3.7.2 종방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	

(2) 바닥판 하면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	

(3) 슬래브단부

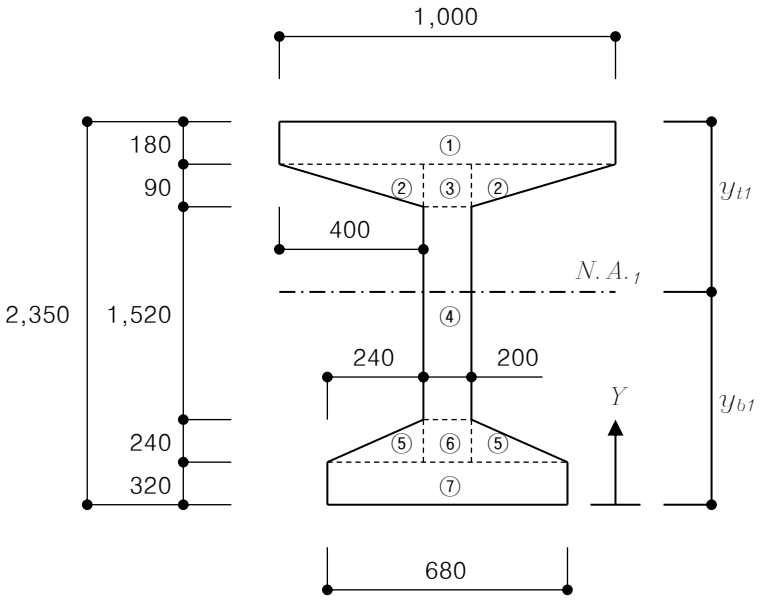
	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 13,16 @ 200 = 1,626.50 mm^2		
궤도부	H 13,16 @ 200 = 1,626.50 mm^2		

4. 주거더 설계

4.1 단면제원

4.1.1 내측 단면(G2,G3,G4)

(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	$A \times y$ (mm^3)	$A \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	800	90	36,000	2,140	77,040,000	164,865,600,000	16,200,000
3	200	90	18,000	2,125	38,250,000	81,281,250,000	12,150,000
4	200	1,520	304,000	1,320	401,280,000	529,689,600,000	58,530,133,333
5	480	240	57,600	400	23,040,000	9,216,000,000	184,320,000
6	200	240	48,000	440	21,120,000	9,292,800,000	230,400,000
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			861,200		1,002,346,000	1,719,283,810,000	61,316,056,666

y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + −1,163.89 = 1,186.11 mm

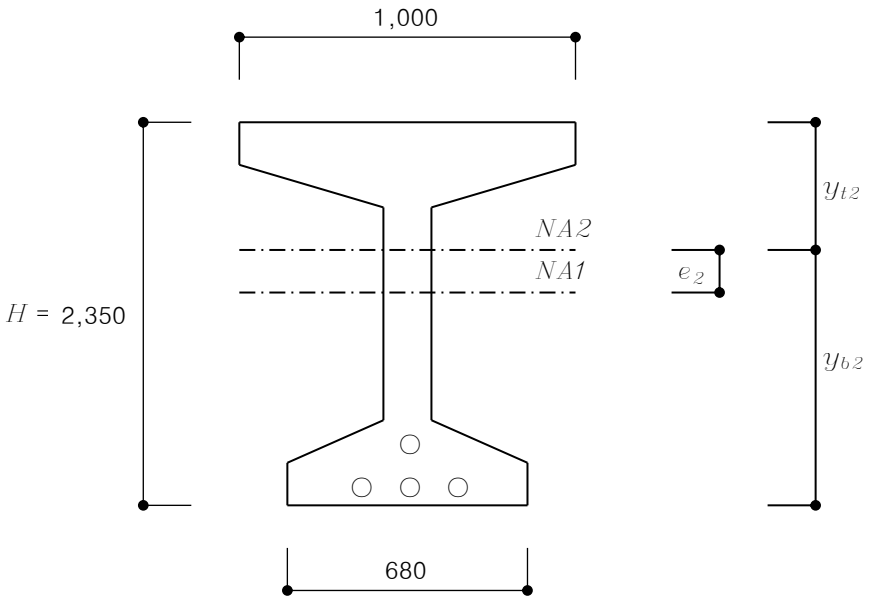
y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 1,002,346,000 / 861,200 = −1,163.89 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 1,780,599,866,666 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 1,780,599,866,666 − 861,200 x −1,163.89 ^{2}

= 613,983,957,141 mm^4

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm^2)	개수	총단면적 (mm^2)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm^2)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
2	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
3	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
4	12.7	98.7	10	987	65	3,318	225	
5	12.7	98.7	10	987	65	3,318	325	

강선 중심 거리 (하연부터) = 925 / 5 = 185.00 mm

구 분	A_2 (mm^2)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm^3)	$A_2 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
전체단면적	861,200	0.00	0	0	613,983,957,141
쉬스관	-16,590	-978.89	16,239,785	-15,896,963,237	-4,381,203
합 계	844,610		16,239,785	-15,896,963,237	613,979,575,938

e_2 = $\Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2$ = 16,239,785 / 844,610 = 19.23 mm

(+ : ↑, - : ↓)

y_{t2} = $y_{t1} - e_2$ = 1,186.11 - 19.23 = 1,166.88 mm

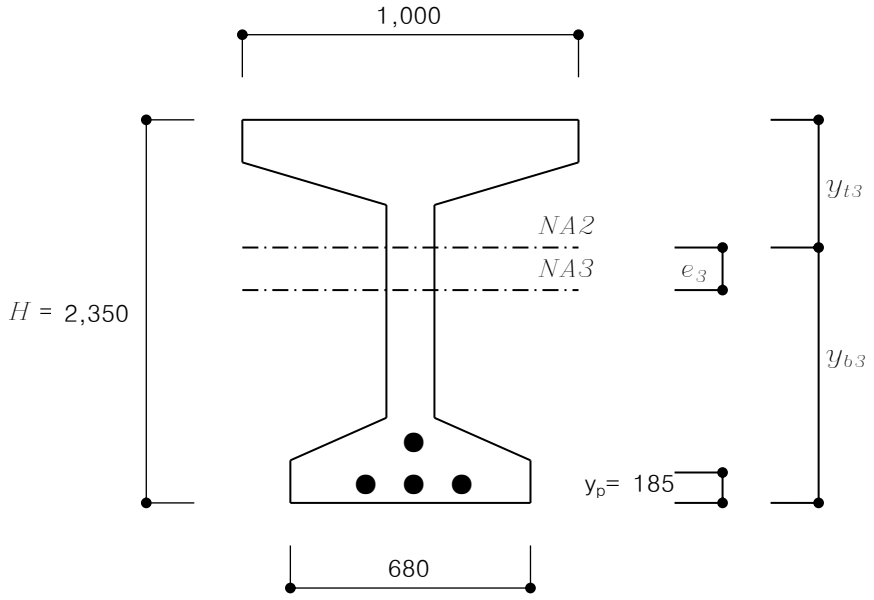
y_{b2} = $y_{b1} - e_2$ = -1,163.89 - 19.23 = -1,183.12 mm

I_{NA2} = $\Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$

= 613,979,575,938 + -15,896,963,237 - 312,330,781

= 597,770,281,920 mm^4

(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm^2)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm^3)	$A_3 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
순단면적	844,610	0.00	0	0	597,770,281,920
PS 강선	32,867	-998	-32,805,310	32,743,635,869	425,235
합 계	877,477		-32,805,310	32,743,635,869	597,770,707,155

n_3 = E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66

e_3 = $\Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3$ = -32,805,310 / 877,477 = -37.39 mm

(+ : ↑, - : ↓)

y_{t3} = $y_{t2} - e_3$ = 1,166.88 - -37.39 = 1,204.27 mm

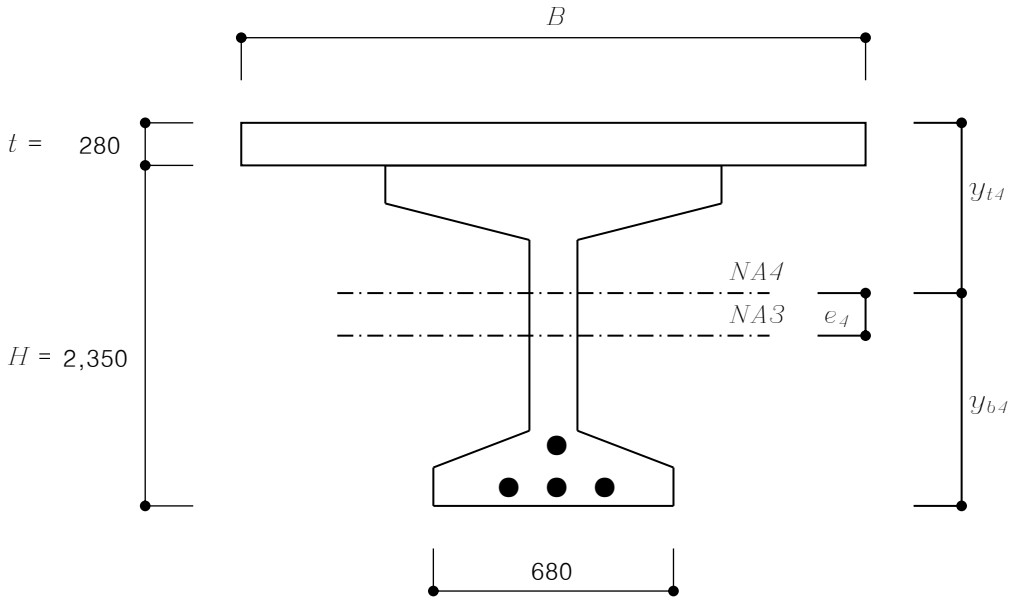
y_{b3} = $y_{b2} - e_3$ = -1,183.12 - -37.39 = -1,145.73 mm

I_{NA3} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2$

= 597,770,707,155 + 32,743,635,869 - 1,226,723,603

= 629,287,619,421 mm^4

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2,G3,G4)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4	=	24,900	/	4		=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\,h_f$	=	200	+	12 x	280	=	3,560	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	2,000				=	2,000	mm
					∴ B	=	2,000	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	515,200	1,344.27	692,567,904	930,998,256,310	3,365,973,333
합 계	1,392,677		692,567,904	930,998,256,310	632,653,592,754

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 692,567,904 / 1,392,677 = 497.29 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.27 − 497.29 = 986.98 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1145.73 − 497.29 = −1,643.02 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 632,653,592,754 + 930,998,256,310 − 344,405,348,019

= 1,219,246,501,045 mm^4

② 내측거더(G2,G3,G4)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4	=	24,900	/	4			=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\,h_f$	=	200	+	12	x	280	=	3,560	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	2,000					=	2,000	mm
						∴ B	=	2,000	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	515,200	1,344.27	692,567,904	930,998,256,310	3,365,973,333
합 계	1,392,677		692,567,904	930,998,256,310	632,653,592,754

e_4 = Σ (A_4 x y) / Σ A_4 = 692,567,904 / 1,392,677 = 497.29 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = ($y_{t3} + t$) – e_4 = 1484.27 – 497.29 = 986.98 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1145.73 – 497.29 = –1,643.02 mm

I_{NA4} = Σ I_o + Σ (A_4 x y^2) – A_4 x e_4^2

= 632,653,592,754 + 930,998,256,310 – 344,405,348,019

= 1,219,246,501,045 mm^4

③ 외측거더(G1,G5)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12	=	1,550	+	24,900	/	12	=	3,625	mm
(ii) $b_l + 6\,h_f$	=	1,550	+	6	x	280	=	4,910	mm
(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2	=	1,550	+	1,800	/	2	=	2,450	mm
						∴ B	=	2,450	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	631,120	1,344.27	848,395,682	1,140,472,863,980	4,123,317,333
합 계	1,508,597		848,395,682	1,140,472,863,980	633,410,936,754

e_4 = Σ (A_4 x y) / Σ A_4 = 848,395,682 / 1,508,597 = 562.37 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = ($y_{t3} + t$) – e_4 = 1484.27 – 562.37 = 921.90 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1145.73 – 562.37 = –1,708.10 mm

I_{NA4} = Σ I_o + Σ (A_4 x y^2) – A_4 x e_4^2

= 633,410,936,754 + 1,140,472,863,980 – 477,108,944,341

= 1,296,774,856,393 mm^4

(6) 단면 제원 집계표

① 중앙 거더(G3)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	844,610	877,477	1,392,677
바닥판 상연	(mm)	-	-	986.98
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	706.98
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,643.02
단면2차모멘트	(mm^4)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,219,246,501,045
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,235,330,504
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	1,724,584,148
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-742,076,482

② 내측거더(G2,G4)

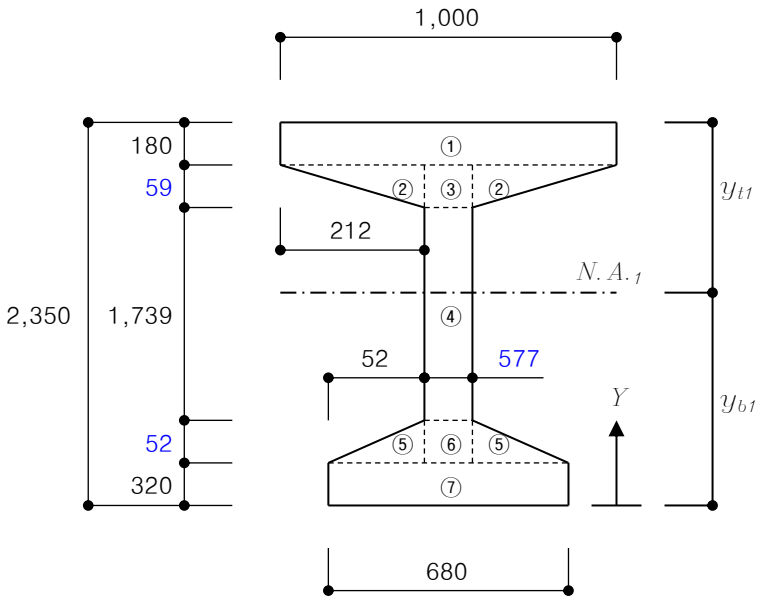
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	844,610	877,477	1,392,677
바닥판 상연	(mm)	-	-	986.98
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	706.98
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,643.02
단면2차모멘트	(mm^4)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,219,246,501,045
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,235,330,504
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	1,724,584,148
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-742,076,482

③ 외측거더(G1,G5)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	844,610	877,477	1,508,597
바닥판 상연	(mm)	-	-	921.90
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	641.90
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,708.10
단면2차모멘트	(mm^4)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,296,774,856,393
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,406,632,885
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	2,020,213,205
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-759,191,415

4.1.2 H 지점 단면 (지점에서 2.350 m)

(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	$A \times y$ (mm^3)	$A \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	423	59	12,479	2,150	26,829,850	57,684,177,500	2,413,203
3	577	59	34,043	2,141	72,886,063	156,049,060,883	9,875,307
4	577	1,739	1,003,403	1,242	1,246,226,526	1,547,813,345,292	252,867,673,647
5	103	52	2,678	337	902,486	304,137,782	402,295
6	577	52	30,004	346	10,381,384	3,591,958,864	6,760,901
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			1,480,207		1,798,842,309	2,690,381,240,321	255,229,978,686

y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + −1,215.26 = 1,134.74 mm

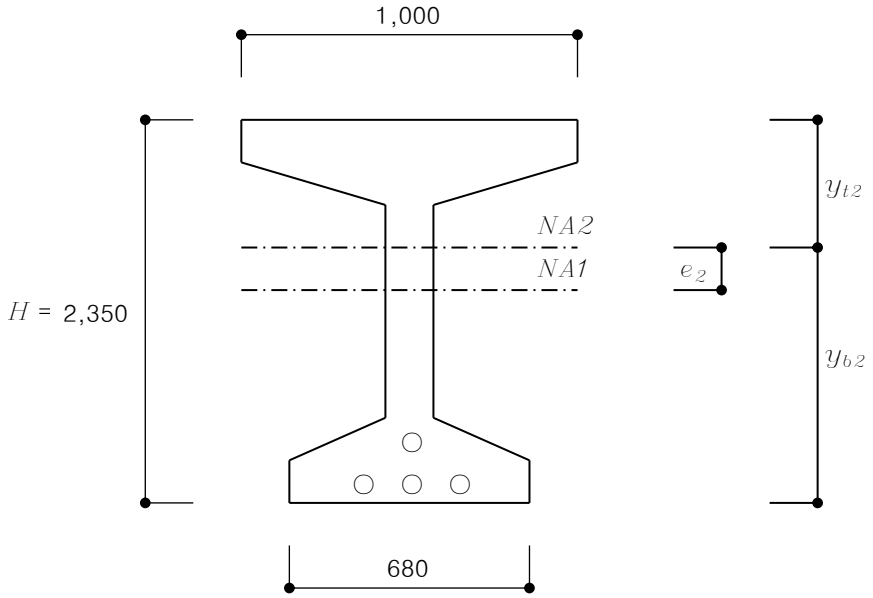
y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 1,798,842,309 / 1,480,207 = −1,215.26 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 2,945,611,219,007 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 2,945,611,219,007 − 1,480,207 x −1,215.26 ^{2}

= 759,557,345,587 mm^4

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm^2)	개수	총단면적 (mm^2)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm^2)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	10	987	65	3,318	137	
2	12.7	98.7	10	987	65	3,318	297	
3	12.7	98.7	10	987	65	3,318	526	
4	12.7	98.7	10	987	65	3,318	815	
5	12.7	98.7	10	987	65	3,318	1070	

강선 중심 거리 (하연부터) = 2845 / 5 = 569.00 mm

구 분	A_2 (mm^2)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm^3)	$A_2 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
전체단면적	1,480,207	0.00	0	0	759,557,345,587
쉬스관	-16,590	-646.26	10,721,453	-6,928,846,474	-4,381,203
합 계	1,463,617		10,721,453	-6,928,846,474	759,552,964,384

e_2 = $\Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2$ = 10,721,453 / 1,463,617 = 7.33 mm

(+ : ↑, - : ↓)

y_{t2} = $y_{t1} - e_2$ = 1,134.74 - 7.33 = 1,127.41 mm

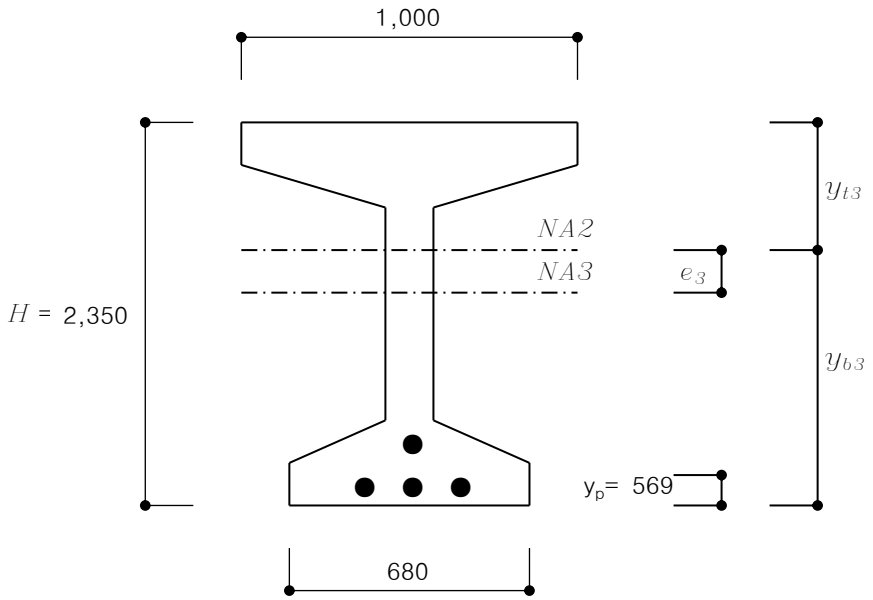
y_{b2} = $y_{b1} - e_2$ = -1,215.26 - 7.33 = -1,222.59 mm

I_{NA2} = $\Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$

= 759,552,964,384 + -6,928,846,474 - 78,638,531

= 752,545,479,379 mm^4

(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm^2)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm^3)	$A_3 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
순단면적	1,463,617	0.00	0	0	752,545,479,379
PS 강선	32,867	-653.59	-21,481,608	14,040,164,100	425,235
합 계	1,496,484		-21,481,608	14,040,164,100	752,545,904,614

n_3 = E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66

e_3 = $\Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3$ = -21,481,608 / 1,496,484 = -14.35 mm

(+ : ↑, - : ↓)

y_{t3} = $y_{t2} - e_3$ = 1,127.41 - -14.35 = 1,141.76 mm

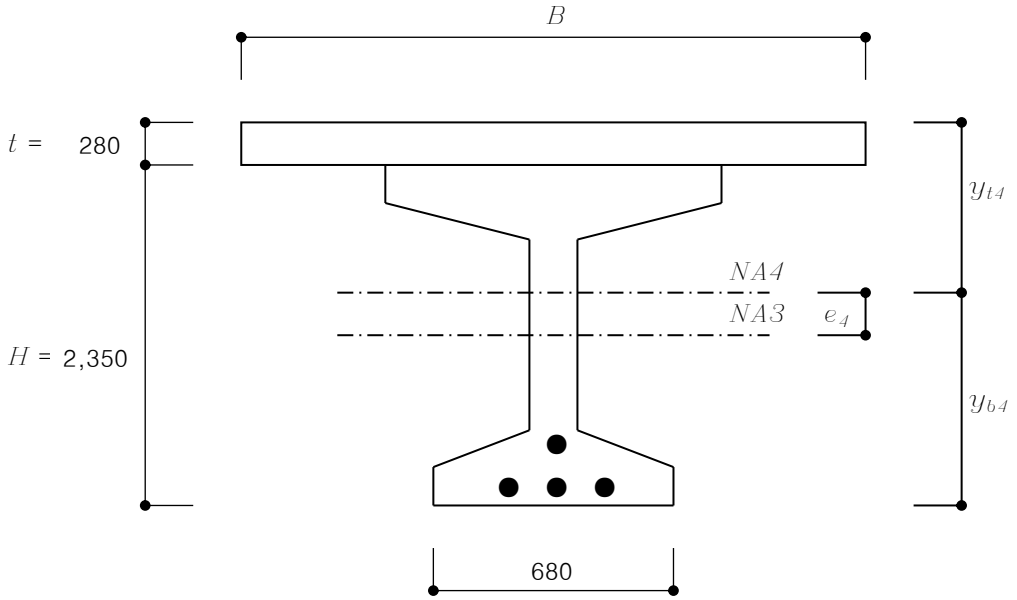
y_{b3} = $y_{b2} - e_3$ = -1,222.59 - -14.35 = -1,208.24 mm

I_{NA3} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2$

= 752,545,904,614 + 14,040,164,100 - 308,159,747

= 766,277,908,967 mm^4

(4) 바닥판 합성 단면



① 중앙 거더(G3)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4	=	24,900	/	4			=	6,225	mm
(ii) b_w + 12 h_f	=	577	+	12	x	280	=	3,937	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	2,000					=	2,000	mm
						∴ B	=	2,000	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	515,200	1,281.76	660,362,752	846,426,561,004	3,365,973,333
합 계	2,011,684		660,362,752	846,426,561,004	769,643,882,300

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = Σ (A_4 x y) / Σ A_4 = 660,362,752 / 2,011,684 = 328.26 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = (y_{t3} + t) – e_4 = 1484.27 – 328.26 = 1,156.01 mm

y_{b4} = y_{b3} + e_4 = –1145.73 – 328.26 = –1,473.99 mm

I_{NA4} = Σ I_o + Σ (A_4 x y^2) – A_4 x e_4^2

= 769,643,882,300 + 846,426,561,004 – 216,768,271,044

= 1,399,302,172,260 mm^4

② 내측거더(G2,G4)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4 = 24,900 / 4 = 6,225 mm

(ii) $b_w + 12\,h_f$ = 577 + 12 x 280 = 3,937 mm

(iii) 거더의 중심간 거리 = 2,000 = 2,000 mm

∴ B = 2,000 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	515,200	1,281.76	660,362,752	846,426,561,004	3,365,973,333
합 계	2,011,684		660,362,752	846,426,561,004	769,643,882,300

e_4 = Σ (A_4 x y) / Σ A_4 = 660,362,752 / 2,011,684 = 328.26 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = ($y_{t3} + t$) – e_4 = 1484.27 – 328.26 = 1,156.01 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1145.73 – 328.26 = –1,473.99 mm

I_{NA4} = Σ I_o + Σ (A_4 x y^2) – A_4 x e_4^2

= 769,643,882,300 + 846,426,561,004 – 216,768,271,044

= 1,399,302,172,260 mm^4

③ 외측거더(G3)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12 = 1,550 + 24,900 / 12 = 3,625 mm

(ii) $b_l + 6\,h_f$ = 1,550 + 6 x 280 = 4,910 mm

(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,550 + 1,800 / 2 = 2,450 mm

∴ B = 2,450 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	631,120	1,281.76	808,944,371	1,036,872,537,229	4,123,317,333
합 계	2,127,604		808,944,371	1,036,872,537,229	770,401,226,300

e_4 = Σ (A_4 x y) / Σ A_4 = 808,944,371 / 2,127,604 = 380.21 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = ($y_{t3} + t$) – e_4 = 1484.27 – 380.21 = 1,104.06 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1145.73 – 380.21 = –1,525.94 mm

I_{NA4} = Σ I_o + Σ (A_4 x y^2) – A_4 x e_4^2

= 770,401,226,300 + 1,036,872,537,229 – 307,565,691,482

= 1,499,708,072,047 mm^4

(6) 단면 제원 집계표

① 중앙 거더(G3)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,463,617	1,496,484	2,011,684
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,156.01
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	876.01
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,473.99
단면2차모멘트	(mm^4)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,399,302,172,260
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,210,458,536
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,597,358,674
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-949,329,488

② 내측거더(G2,G4)

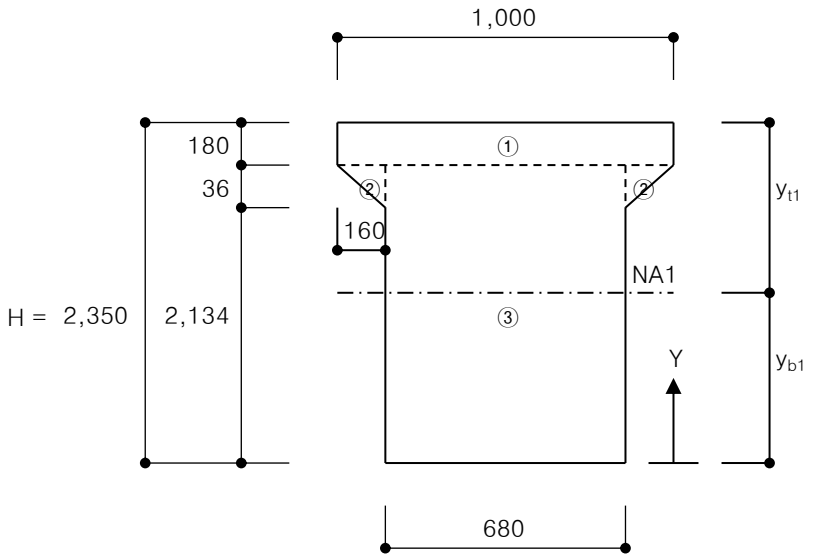
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,463,617	1,496,484	2,011,684
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,156.01
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	876.01
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,473.99
단면2차모멘트	(mm^4)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,399,302,172,260
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,210,458,536
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,597,358,674
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-949,329,488

③ 외측거더(G1,G5)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,463,617	1,496,484	2,127,604
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,104.06
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	824.06
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,525.94
단면2차모멘트	(mm^4)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,499,708,072,047
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,358,357,401
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,819,901,551
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-982,809,332

4.1.3 단부 지점부 단면

(1) 전 단면적



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	$A \times y$ (mm^3)	$A \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	320	36	5,760	2,158	12,430,080	26,824,112,640	414,720
3	680	2,170	1,475,600	1,085	1,601,026,000	1,737,113,210,000	579,037,736,667
계			1,661,360		2,020,256,080	2,683,305,322,640	579,524,151,387

y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 2,020,256,080 / 1,661,360 = −1,216.0 mm

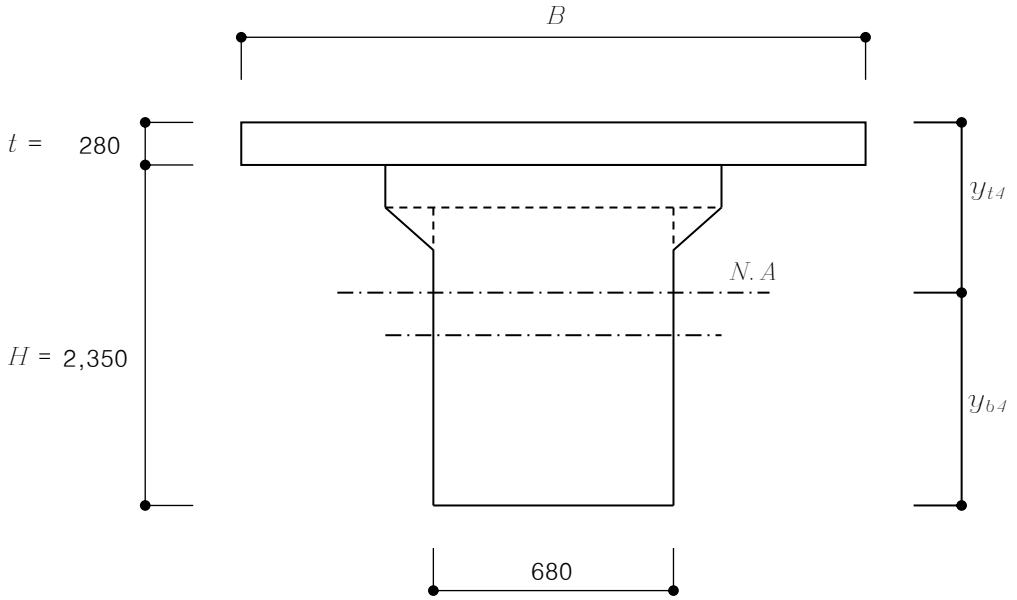
y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + −1216.0 = 1,134.0 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 3,262,829,474,027 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 3,262,829,474,027 − 1,661,360 x −1,216.00 ^{2}

= 806,249,541,867 mm^4

(2) 바닥판 합성 단면



① 중앙 거더(G3)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 거더 경간의 1/4	=	24,900	/	4	=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\ h_f$	=	680	+	12 x 280	=	4,040	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	2,000			=	2,000	mm
					=	2,000	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	515,200	1,274.0	656,364,800	836,208,755,200	3,365,973,333
합 계	2,176,560		656,364,800	836,208,755,200	809,615,515,200

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 656,364,800 / 2,176,560 = 301.56 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 – 301.56 = 1112.44 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1216.00 + 301.56 = –914.44 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 809,615,515,200 + 836,208,755,200 – 197,932,957,036

= 1,447,891,313,364 mm^4

② 내측거더(G2,G4)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 거더 경간의 1/4 = 24,900 / 4 = 6,225 mm

(ii) $b_w + 12\ h_f$ = 680 + 12 x 280 = 4,040 mm

(iii) 거더의 중심간 거리 = 2,000 = 2,000 mm

= 2,000 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	515,200	1,274.0	656,364,800	836,208,755,200	3,365,973,333
합 계	2,176,560		656,364,800	836,208,755,200	809,615,515,200

e_4 = $\Sigma (A_4 \text{ x } y) / \Sigma A_4$ = 656,364,800 / 2,176,560 = 301.56 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 – 301.56 = 1112.44 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1216.00 + 301.56 = –914.44 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \text{ x } y^2) - A_4 \text{ x } e_4^2$

= 809,615,515,200 + 836,208,755,200 – 197,932,957,036

= 1,447,891,313,364 mm^4

③ 외측거더(G1,G5)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12 = 1,550 + 24,900 / 12 = 3,625 mm

(ii) $b_l + 6\ h_f$ = 1,550 + 6 x 280 = 4,910 mm

(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,550 + 1,800 / 2 = 2,450 mm

∴ B = 2,450 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	631,120	1,274.0	804,046,880	1,024,355,725,120	4,123,317,333
합 계	2,292,480		804,046,880	1,024,355,725,120	810,372,859,200

e_4 = $\Sigma (A_4 \text{ x } y) / \Sigma A_4$ = 804,046,880 / 2,292,480 = 350.73 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 – 350.73 = 1063.27 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1216.00 + 350.73 = –865.27 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \text{ x } y^2) - A_4 \text{ x } e_4^2$

= 810,372,859,200 + 1,024,355,725,120 – 282,001,478,943

= 1,552,727,105,377 mm^4

(3) 단면 제원 집계표

구 분	단위	중 앙 거 더(G3)		내 측 거 더(G2,G4)	
		전단면(A_1)	합성단면(A_4)	전단면(A_1)	합성단면(A_4)
단면적	(mm^2)	1,661,360	2,176,560	1,661,360	2,176,560
바닥판 상연	(mm)	-	1,112.44	-	1,112.44
거더 상연	(mm)	1,134.00	832.44	1,134.00	832.44
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-914.44	-1,216.00	-914.44
단면2차모멘트	(mm^4)	806,249,541,867	1,447,891,313,364	806,249,541,867	1,447,891,313,364
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	1,301,545,534	-	1,301,545,534
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,739,334,142	710,978,432	1,739,334,142
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,583,363,931	-663,034,163	-1,583,363,931

구 분	단위	외 측 거 더(G1,G5)	
		전단면(A_1)	합성단면(A_4)
단면적	(mm^2)	1,661,360	2,292,480
바닥판 상연	(mm)	-	1,063.27
거더 상연	(mm)	1,134.00	783.27
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-865.27
단면2차모멘트	(mm^4)	806,249,541,867	1,552,727,105,377
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	1,460,331,906
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,982,365,092
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,794,500,104

4.2 하 중 산 정

4.2.1 고정하중 (DL)

(1) 빔 자중 (d_o) → (주거더 당)

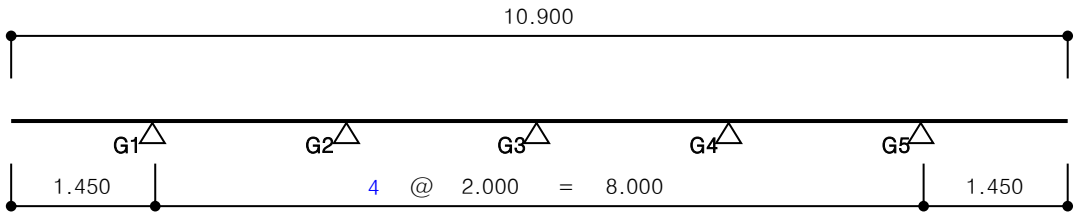
① 중앙부 단면

w_{c1} = 단면적 × 단위중량 = 0.861 × 24.50 = 21.095 kN/m

② 지점 단면

w_{c2} = 단면적 × 단위중량 = 1.661 × 24.50 = 40.695 kN/m

(2) 합성전 고정하중 (d_1) → (주거더 당)



① 외측거더(G1,G5)

- 바닥판 $w_{slab,o}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 2.450 × 24.50 = 16.807 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab,o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.019 × 1.900 × 24.50 = 0.884 kN/m
- 가로보 $P_{slab,o}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 0.660 × 24.50 = 9.848 kN

② 내측거더(G2,G4)

- 바닥판 $w_{slab,o}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 2.000 × 24.50 = 13.720 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab,o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.020 × 2.000 × 24.50 = 0.980 kN/m
- 가로보 $P_{slab,o}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 1.320 × 24.50 = 19.695 kN

③ 중앙거더(G3)

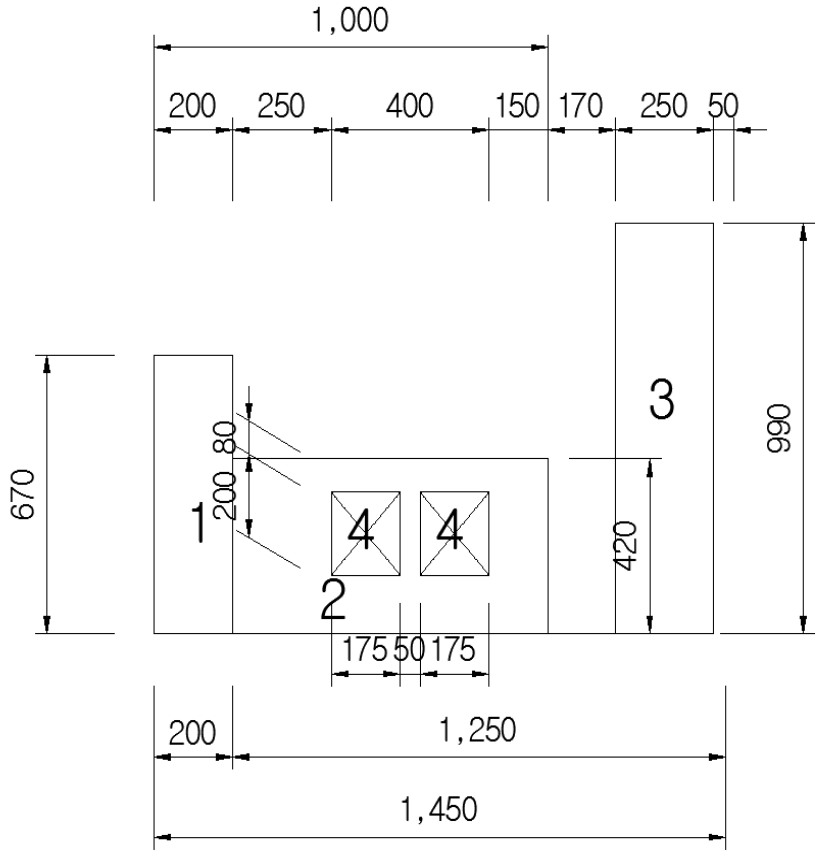
- 바닥판 $w_{slab,i}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 2.000 × 24.50 = 13.720 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab,o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.020 × 2.000 × 24.50 = 0.980 kN/m

- 가로보 $P_{slab,i}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 1.320 × 24.50 = 19.695 kN

(3) 합성후 고정하중 (d_2)

① 방호벽 및 방음벽 (격자모델 종방향부재에 재하)

- 방호벽



						(면적)	(팔길이:좌측기준)	
①	0.200	×	0.670	=	0.134	0.100		
②	0.800	×	0.420	=	0.336	0.600		
③	0.250	×	0.990	=	0.248	1.295		
④	−0.350	×	0.200	=	−0.070	0.825		
계					0.648	0.738	=> 좌측거더에서	0.712 m 이격

하중(P1) = 0.648 × 24.500 = 15.864 kN/m

M1 = 15.864 × 0.712 = 11.295 kN.m

- 난간기초 = 1.000 kN/m

우측 난간 재하위치 : G5 거더에서 1.350 m 이격

- 방음벽기초 = 2.000 kN/m

(0.400 + 0.600) × 0.100 / 2.000 × 24.50 = 1.225 kN/m

좌측 방음벽 재하위치 : G1거더에서 1.350 m 이격

② 도상하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)

(도상 깊이) × 단위중량

= (0.200 + 0.365) × 19.0 × 1.3

= 13.956 kN/m^2

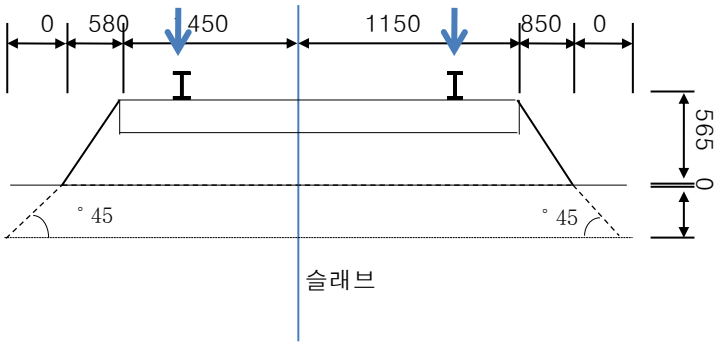
재하범위 : G1거더에서 외측으로 0.450 m 부터

G5 거더에서 외측으로 0.450 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.450 m) = 20.236 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 27.912 kN/m

③ 레일하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)



하중 분포폭

침목길이 + 1.5 x 도상 깊이 + 바닥판 두께

= 2.600 + 1.5 × 0.565 + 0.280

= 3.728 m

레일 침목 하중

= 6.500 / 3.728

= 1.744 kN/m^2

재하범위 : G2,G4거더 외측으로 2.030 m 부터

G2,G4거더 내측으로 2.000 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.450 m) = 2.529 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 3.488 kN/m

④ 케이블 (격자모델 종방향부재에 재하) = 1.000 kN/m

재하위치 : G1거더에서 외측으로 0.800 m 이격

G5 거더에서 외측으로 0.800 m 이격

4.2.2 활하중 (격자모델 종방향부재에 재하)

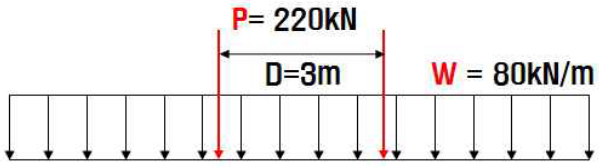
(1) 보도적재하중

w_w = 2.000 × 0.800 = 1.600 kN/m

재하위치 : 외측거더에서 0.800 m 이격

(2) 표준활하중

KL2012하중



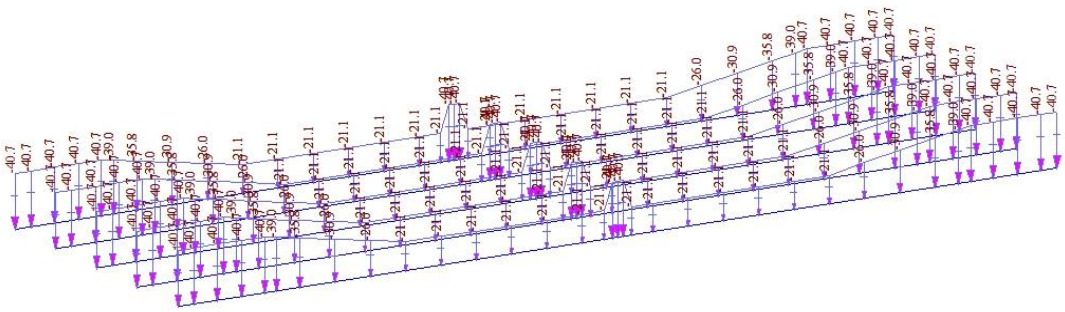
(3) 충격하중

충격계수 i (%); $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = 0.126 = 112.645$ %

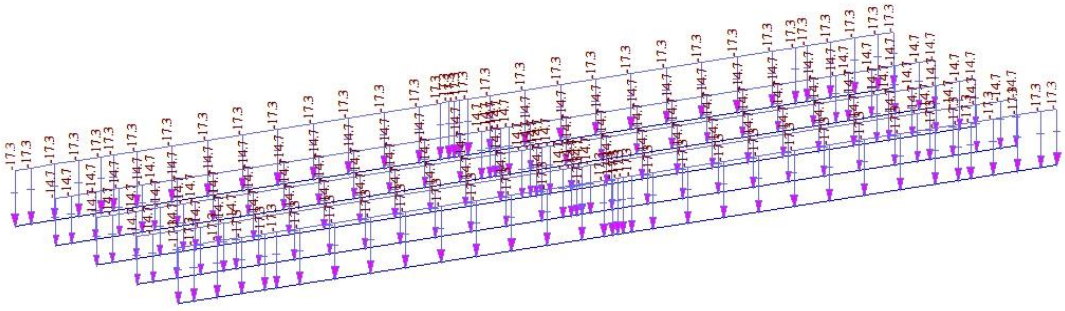
4.3 구조해석

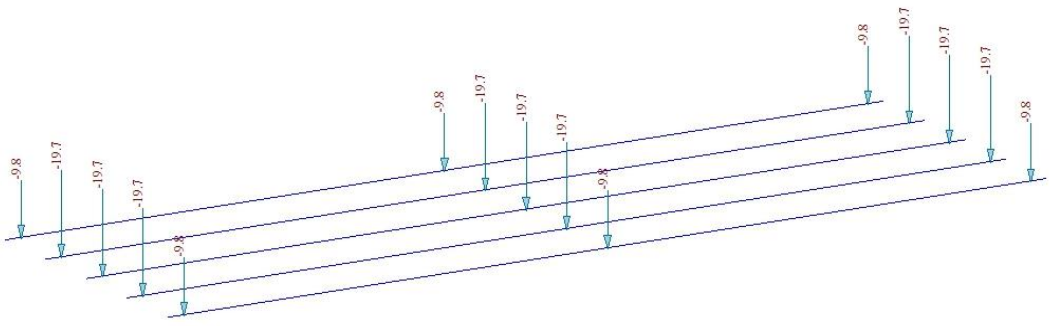
4.3.1 하중재하도

(1) 빔 자중



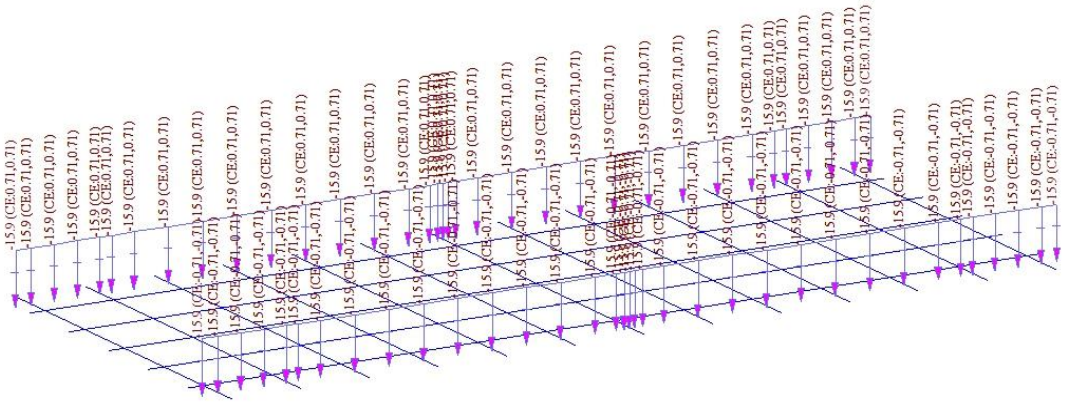
(2) 합성전 고정하중



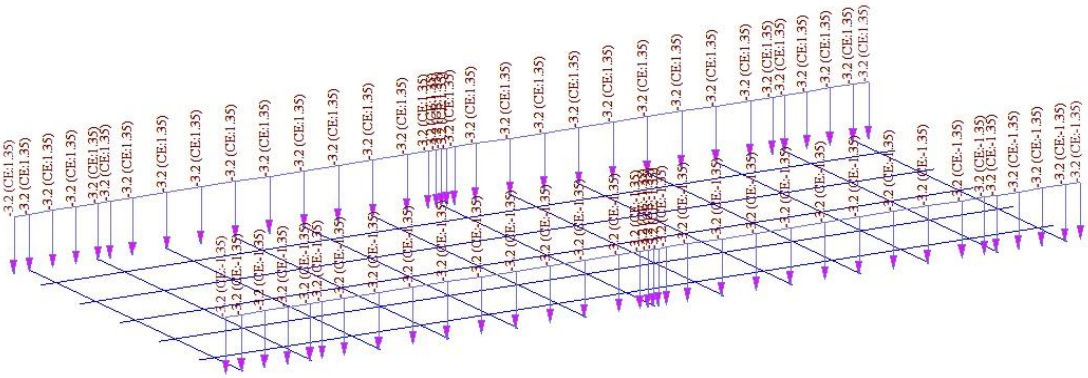


(3) 합성후 고정하중

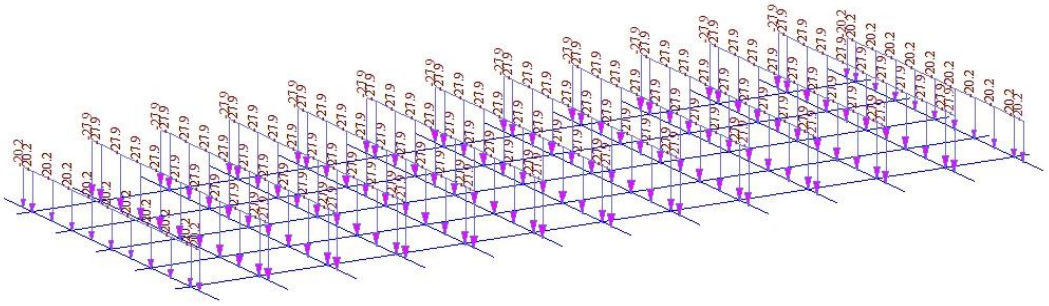
- 방호벽



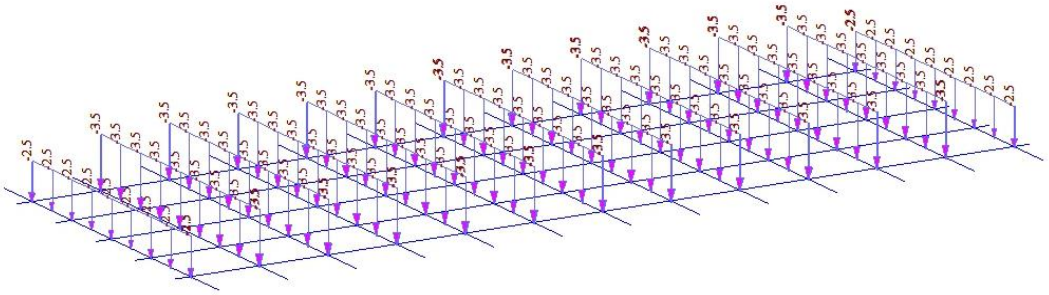
- 난간



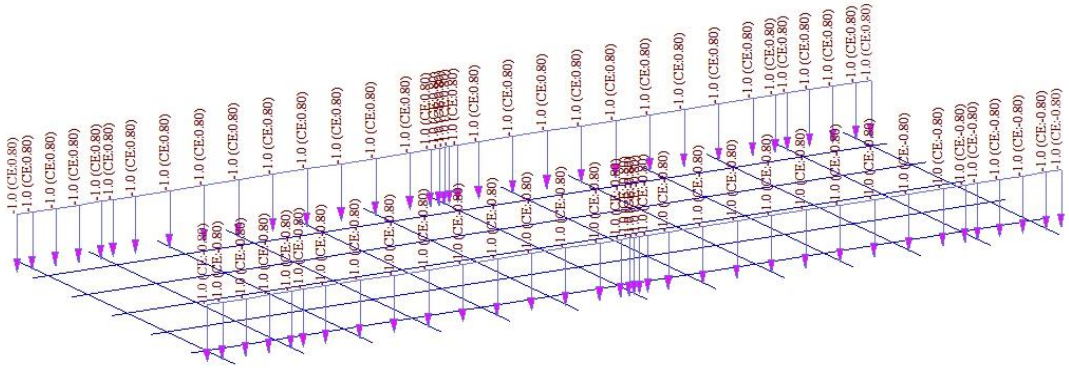
- 도상



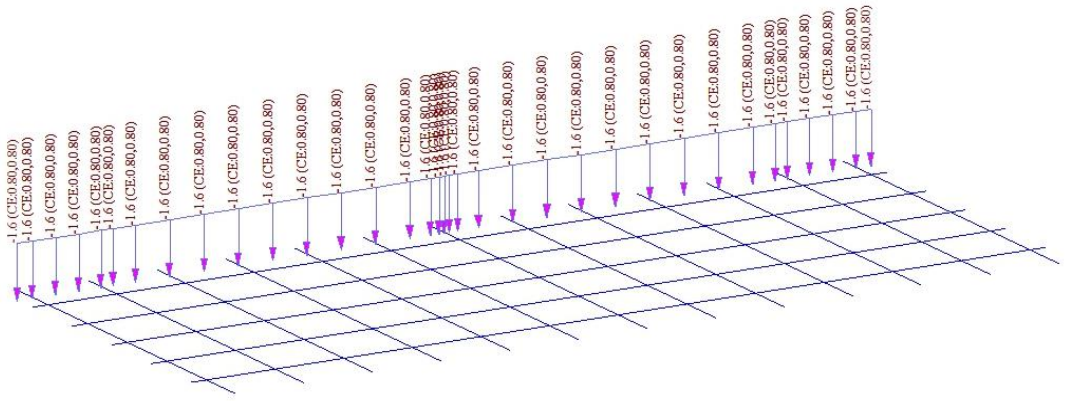
- 레일

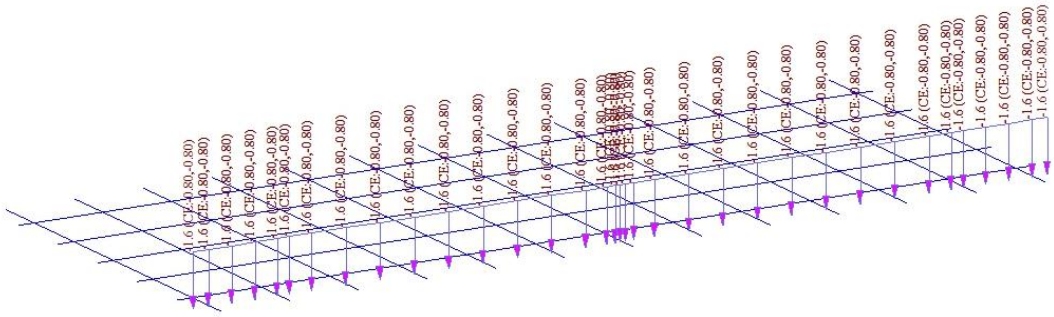


- 케이블

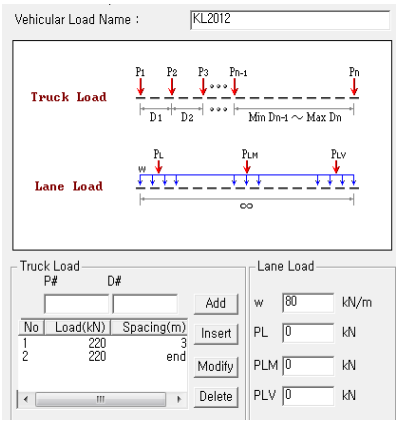


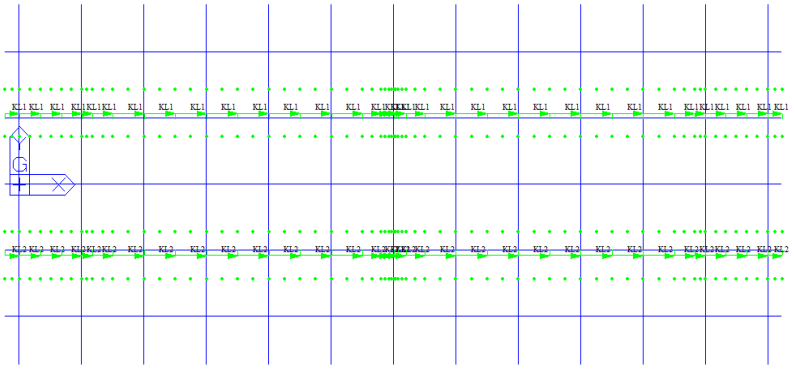
- 보도적재하중





- KL2012

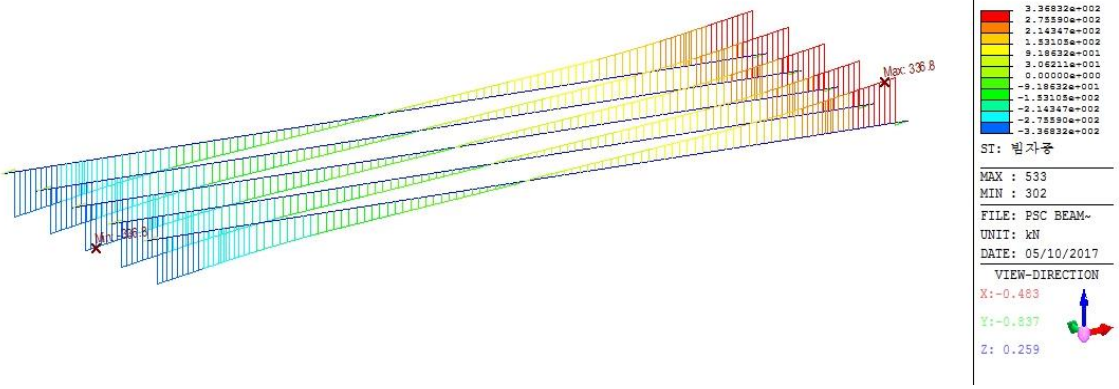




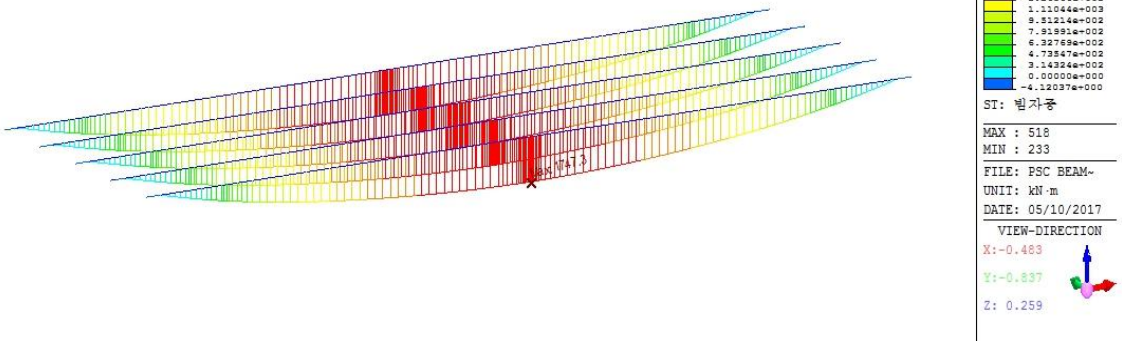
4.3.2 단면력도

(1) 빔 자중

- 전단력도

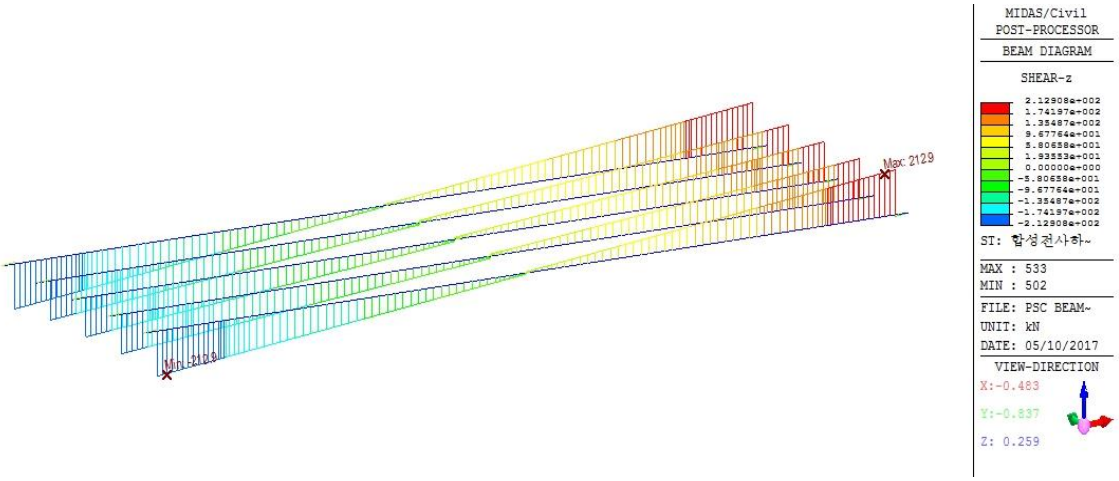


- 모멘트도

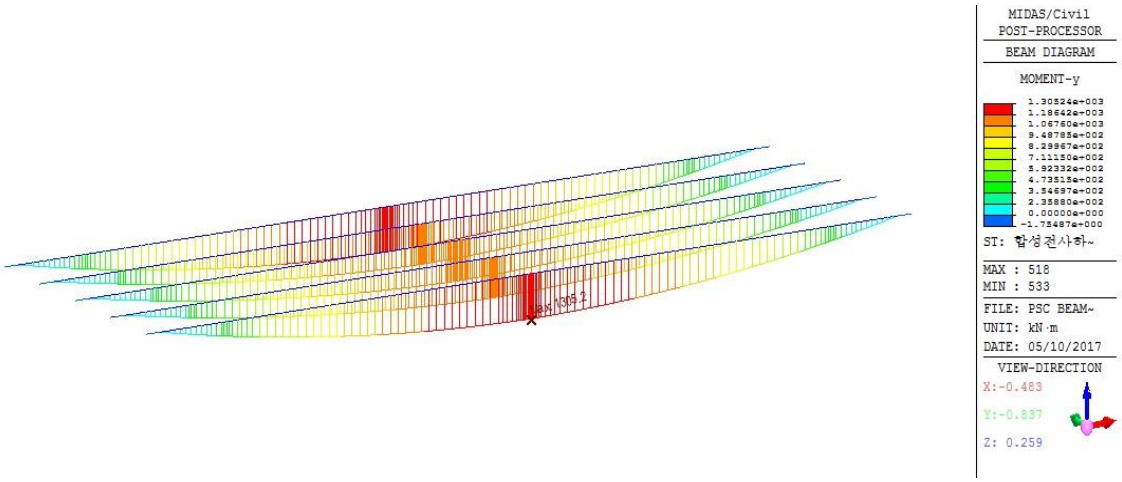


(2) 합성전 고정하중

- 전단력도

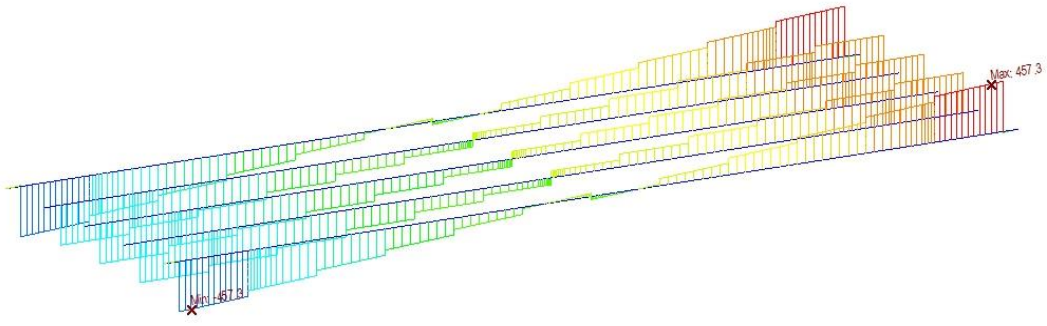


- 모멘트도

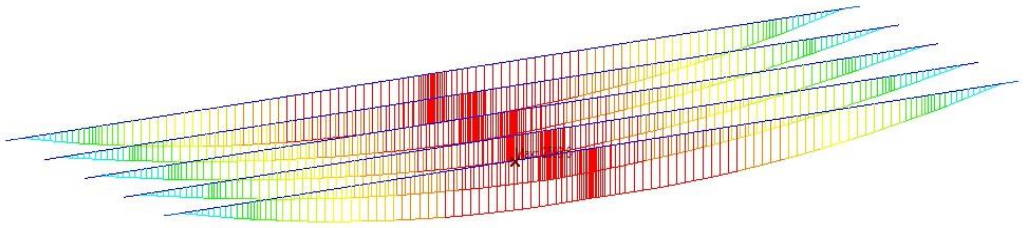


(3) 합성후 고정하중

- 전단력도

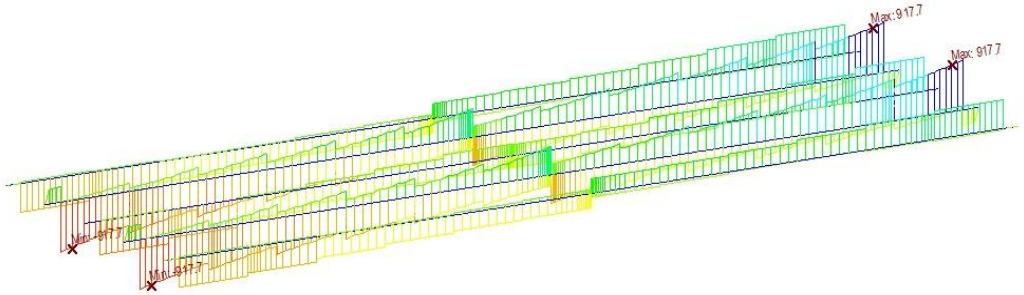


– 모멘트도

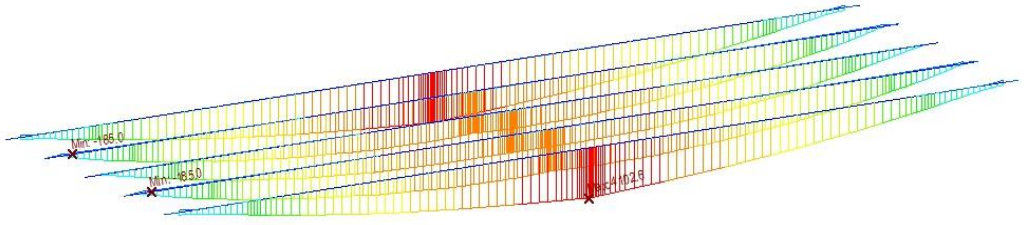


(4) 합성후 활하중

– 전단력도



– 모멘트도



4.4 단면력 집계

4.4.1 단면력 집계

(1) 합성전 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		빔 자중	슬래브하중	계	빔 자중	슬래브하중	계
0.450	G1,G5	-336.83	-212.91	-549.74	-4.12	-1.76	-5.88
	G2,G4	-336.83	-186.25	-523.08	-4.12	-1.49	-5.61
	G3	-336.83	-186.25	-523.08	-4.12	-1.49	-5.61
2.800	G1,G5	-241.50	-172.18	-413.68	675.10	450.72	1,125.82
	G2,G4	-241.50	-151.70	-393.20	675.10	395.60	1,070.70
	G3	-241.50	-151.70	-393.20	675.10	395.60	1,070.70
6.450	G1,G5	-131.86	-108.92	-240.78	1,336.63	963.72	2,300.34
	G2,G4	-131.86	-98.05	-229.91	1,336.63	851.40	2,188.02
	G3	-131.86	-98.05	-229.91	1,336.63	851.40	2,188.02
12.450	G1,G5	0.00	4.92	4.92	1,747.33	1,305.24	3,052.56
	G2,G4	0.00	9.85	9.85	1,747.33	1,175.08	2,922.41
	G3	0.00	9.85	9.85	1,747.33	1,175.08	2,922.41

(2) 합성후 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		2차고정	활하중	계	2차고정	활하중	계
0.450	G1,G5	-457.280	-524.880	-982.160	-19.980	217.110	197.130
	G2,G4	-363.880	-917.68	-1,281.560	13.220	43.840	57.060
	G3	-360.650	-614.810	-975.460	9.460	17.040	26.500
2.800	G1,G5	-359.570	-465.670	-825.240	974.390	1,242.010	2,216.400
	G2,G4	-306.620	-710.580	########	853.570	1,480.220	2,333.790
	G3	-299.660	-510.010	-809.670	839.260	1,382.140	2,221.400
6.450	G1,G5	-192.740	-329.710	-522.450	2,054.400	2,729.210	4,783.610
	G2,G4	-179.730	-585.200	-764.930	1,850.260	2,863.410	4,713.670
	G3	-187.400	-302.050	-489.450	1,822.120	2,916.920	4,739.040
12.450	G1,G5	-27.600	268.520	240.920	2,559.400	4,102.610	6,662.010
	G2,G4	62.160	-525.190	-463.030	2,565.440	3,426.320	5,991.760
	G3	69.150	-217.890	-148.740	2,593.580	3,477.410	6,070.990

4.4.2 반력 집계

(1) 받침 및 하부구조의 구조검토용 (충격하중 포함)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.144	230.555	498.261	1,083.961	525.687	1,609.648
	A2	355.144	230.555	498.261	1,083.961	525.687	1,609.648
G2	A1	355.144	212.558	409.409	977.111	987.505	1,964.616
	A2	355.144	212.558	409.409	977.111	987.505	1,964.616
G3	A1	355.144	212.558	406.176	973.878	614.807	1,588.685
	A2	355.144	212.558	406.176	973.878	614.807	1,588.685
G4	A1	355.144	212.558	409.409	977.111	987.505	1,964.616
	A2	355.144	212.558	409.409	977.111	987.505	1,964.616
G5	A1	355.144	230.555	498.261	1,083.961	525.687	1,609.648
	A2	355.144	230.555	498.261	1,083.961	525.687	1,609.648

(2) 하부구조의 안정검토용 (충격하중 제외)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.144	230.555	498.261	1,083.961	466.862	1,550.823
	A2	355.144	230.555	498.261	1,083.961	466.862	1,550.823
G2	A1	355.144	212.558	409.409	977.111	877.003	1,854.114
	A2	355.144	212.558	409.409	977.111	877.003	1,854.114
G3	A1	355.144	212.558	406.176	973.878	546.010	1,519.888
	A2	355.144	212.558	406.176	973.878	546.010	1,519.888
G4	A1	355.144	212.558	409.409	977.111	877.003	1,854.114
	A2	355.144	212.558	409.409	977.111	877.003	1,854.114
G5	A1	355.144	230.555	498.261	1,083.961	466.862	1,550.823
	A2	355.144	230.555	498.261	1,083.961	466.862	1,550.823

(3) 횡분배계수

(단위 : kN)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	계
활하중(복선)	0.142	0.273	0.170	0.273	0.142	1.000
활하중(단선)	0.283	0.469	0.170	0.078	0.000	1.000
보도하중(복선)	0.353	0.106	0.083	0.106	0.352	1.000
보도하중(단선)	0.861	0.204	0.083	0.008	-0.156	1.000

4.5 PS강재의 긴장력 손실량

4.5.1 프리스트레스의 즉시 손실

(1) 긴장재와 쉬스관 사이의 마찰에 의한 손실량

① 탄성계수 E_p = 200,000 MPa

② Jacking Stress f_{pj} = 0.98 x f_{pia} = 0.98 x 1,440.00 = 1,411.20 MPa

③ 마찰에 의한 긴장재 인장응력 감소량

$\Delta f_{pf} = f_{p0}\left(1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa l x)}\right)$

쉬스관 종류	곡률마찰계수 μ (/rad)	파상마찰계수 κ (/m)
아연도금 금속쉬스	0.25	0.005

④ 빔 중앙부에서의 마찰 손실

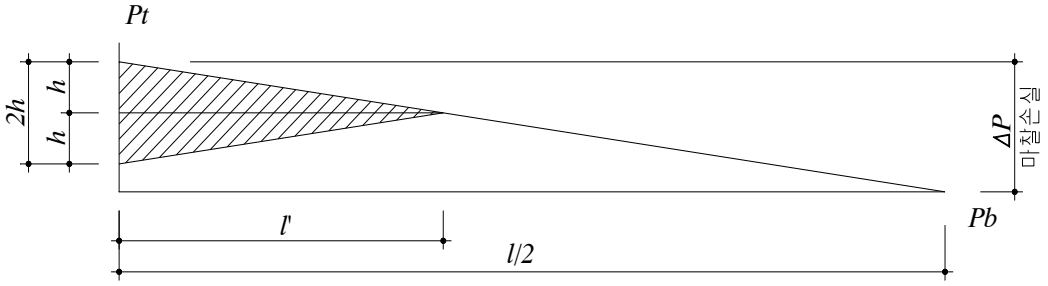
강선번호	각변화 (α)		강선길이 L(m)	$\mu\alpha + \kappa l$	$1-e^{-(\mu\alpha + \kappa l)}$	Δf_{pf} (MPa)	ΔP_{pf} (kN)
	DEG	rad					
1	04° 01'	0.070	12.359	0.079	0.076	107.25	105.86
2	08° 09'	0.142	12.390	0.097	0.092	129.83	128.14
3	12° 13'	0.213	12.432	0.115	0.109	153.82	151.82
4	15° 05'	0.263	12.319	0.127	0.119	167.93	165.75
5	16° 05'	0.281	12.519	0.133	0.125	176.40	174.11

(2) 정착장치의 활동에 의한 손실

- 긴장재와 쉬스 사이의 마찰이 있는 경우

슬립량 ΔL = 6 mm 긴장할 때의 마찰과 정착할 때의 마찰이 동일하다고 가정

마찰에 의한 손실이 직선적으로 변한다고 가정



(ㄱ) 정착구 손실에 의해 발생한 일

$$W = F \cdot s = \Delta f \cdot A_{ps} \cdot l' = \frac{\Delta l}{l'} \cdot E_{ps} \cdot A_{ps} \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad \text{-------- (1)}$$

(ㄴ) 정착구 손실에 의해 발생한 일은 그림에서의 면적

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' \quad \text{-------- (2)}$$

(1)식과 (2)식에서

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \qquad l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps}}{h} \quad \text{-------- (3)}$$

(ㄷ) 삼각형 비례

$$l' : h = l/2 : \Delta P$$

$$h = \frac{2 \cdot l' \cdot \Delta P}{l} \quad \text{-------- (4)}$$

(3)식과 (4)식에서

$$l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot l' \cdot \Delta P}$$

$$(l')^2 = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf} \cdot A_{ps}} = \frac{\Delta l \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf}}$$

(ㄹ) 정착구 슬립 손실량

$$\Delta f_{slip} = E_{ps} \times \frac{\Delta l}{l'}$$

(정착구 손실량은 단부에서 길이에 비례하여 감소함)

강선번호	f_{pj} (MPa)	P_j (kN)	Δf_{pf} (MPa)	P_i (N)	l'		$l/2$ (m)	Δf_{sl}
1	1,411.20	1,392.85	107.25	1,286.99	11.759	<	12.359	0.0
2	1,411.20	1,392.85	129.83	1,264.71	10.701	<	12.390	0.0
3	1,411.20	1,392.85	153.82	1,241.03	9.848	<	12.432	0.0
4	1,411.20	1,392.85	167.93	1,227.10	9.382	<	12.319	0.0
5	1,411.20	1,392.85	176.40	1,218.74	9.228	<	12.519	0.0
계		6,964.25		6,238.57				

∴ 정착장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음

(3) 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cir}$$

여기서, E_{ci} = 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 탄성계수 = 28,066 MPa

f_{cir} = 프리스트레스 도입직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력으로서 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

$$f_{cir} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e_p \cdot e_p}{I_c} - \frac{M_d \cdot e_p}{I_c}$$

M_d = 1,747.33 kN-m

$$f_{cir} = \frac{6{,}238{,}570}{844{,}610} + \frac{6{,}238{,}570 \text{ x } 960.73^2}{629{,}287{,}619{,}421} - \frac{1{,}747.33 \times 10^6 \times 960.73}{629{,}287{,}619{,}421}$$

= 13.87 MPa

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \text{ x } \frac{200{,}000}{28{,}066} \text{ x } 13.87 = 49.42 \text{ MPa}$$

(4) 즉시 손실 합계

강선번호	Δf_{pf} (MPa)	Δf_{sl} (MPa)	Δf_{pel} (MPa)	즉시손실량 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	초기긴장력 (kN)
1	107.25	0.00	49.42	156.67	1,254.53	1,238.22
2	129.83	0.00	49.42	179.25	1,231.95	1,215.93
3	153.82	0.00	49.42	203.24	1,207.96	1,192.26
4	167.93	0.00	49.42	217.35	1,193.85	1,178.33
5	176.40	0.00	49.42	225.82	1,185.38	1,169.97
계	735.23	0.00	247.10	982.33	6,073.67	5,994.71

4.5.2 프리스트레스의 시간적 손실

(1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

Δf_{pcr} = 12 f_{cir} − 7 f_{cds}

여기서, f_{cds} = 프리스트레스를 도입할 때 존재하던 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트의 응력

① 내측거더(G2)

M_{d1} = 1,175.08 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,565.44 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{\wedge 6} \times 960.73}{629{,}287{,}619{,}421} + \frac{2{,}565.44 \times 10^{\wedge 6} \times 1{,}458.02}{1{,}219{,}246{,}501{,}045} = 4.86 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} = 12 x 13.87 − 7 x 4.86 = 132.42 MPa

② 외측거더(G1)

M_{d1} = 1,305.24 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,559.40 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{1{,}305.24 \times 10^{\wedge 6} \times 960.73}{629{,}287{,}619{,}421} + \frac{2{,}559.40 \times 10^{\wedge 6} \times 1{,}458.02}{1{,}219{,}246{,}501{,}045} = 5.05 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} 12 x 13.87 − 7 x 5.05 = 131.09 MPa

③ 중앙거더(G3)

M_{d1} = 1,175.08 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,593.58 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{\wedge 6} \times 960.73}{629{,}287{,}619{,}421} + \frac{2{,}593.58 \times 10^{\wedge 6} \times 1{,}523.10}{1{,}296{,}774{,}856{,}393} = 4.84 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} 12 x 13.87 − 7 x 4.84 = 132.56 MPa

(2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

H_r (주위의 연간 평균 상대습도) = 70 %

Δf_{psh} = 0.8 x (119 − 1.05 x H_r)

= 0.8 x (119 − 1.05 x 70) = 36.40 MPa

(3) 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실량

$$\Delta f_r = 35 - 0.07\ \Delta f_{pf} - 0.1\ \Delta f_{pel} - 0.05\ (\ \Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}\ )$$

① 내측거더(G2)

Δf_r = 35 − 0.07 x 147.05 − 0.1 x 49.42
− 0.05 x (36.40 + 132.42) = 11.32 MPa

② 외측거더(G1)

Δf_r = 35 − 0.07 x 147.05 − 0.1 x 49.42
− 0.05 x (36.40 + 131.09) = 11.39 MPa

③ 중앙거더(G3)

Δf_r = 35 − 0.07 x 147.05 − 0.1 x 49.42
− 0.05 x (36.40 + 132.56) = 11.32 MPa

(4) 시간적 손실 집계

(단위 : MPa)

구 분		Δf_{pcr}	Δf_{psh}	Δf_r	합 계	비 고
PS 강선	내측거더(G2)	132.42	36.40	11.32	180.14	
	외측거더(G1)	131.09	36.40	11.39	178.88	
	중앙거더(G3)	132.56	36.40	11.32	180.28	

4.5.3 PS강재의 유효응력

(1) 내측거더(G2)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	156.67	1,254.53	180.14	1,074.39	1,060.42
2	1,411.20	179.25	1,231.95	180.14	1,051.81	1,038.14
3	1,411.20	203.24	1,207.96	180.14	1,027.82	1,014.46
4	1,411.20	217.35	1,193.85	180.14	1,013.71	1,000.53
5	1,411.20	225.82	1,185.38	180.14	1,005.24	992.17
계	7,056.00	982.33	6,073.67	900.70	5,172.97	5,105.72

(2) 외측거더(G1)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	156.67	1,254.53	178.88	1,075.65	1,061.67
2	1,411.20	179.25	1,231.95	178.88	1,053.07	1,039.38
3	1,411.20	203.24	1,207.96	178.88	1,029.08	1,015.70
4	1,411.20	217.35	1,193.85	178.88	1,014.97	1,001.78
5	1,411.20	225.82	1,185.38	178.88	1,006.50	993.42
계	7,056.00	982.33	6,073.67	894.40	5,179.27	5,111.95

(3) 중앙거더(G3)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	156.67	1,254.53	180.28	1,074.25	1,060.28
2	1,411.20	179.25	1,231.95	180.28	1,051.67	1,038.00
3	1,411.20	203.24	1,207.96	180.28	1,027.68	1,014.32
4	1,411.20	217.35	1,193.85	180.28	1,013.57	1,000.39
5	1,411.20	225.82	1,185.38	180.28	1,005.10	992.03
계	7,056.00	982.33	6,073.67	901.40	5,172.27	5,105.02

4.6 거더 응력 검토

4.6.1 거더 자중에 의한 응력

빔 자중에 의한 모멘트 (M_{d0}) = 1,747.33 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}747.33 \times 10^{6}}{522{,}546{,}953} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}747.33 \times 10^{6}}{-549{,}246{,}000} = -3.18 \text{ MPa}$$

4.6.2 PS강선 긴장에 의한 응력

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 5,994.71 = 5,994,710.00 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 5,994,710.00 x -960.73 = -5,759,297,738.30 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{5{,}994{,}710}{877{,}477} + \frac{-5{,}759{,}297{,}738}{522{,}546{,}953}$$

$$= 6.83 + -11.02 = -4.19 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{5{,}994{,}710}{877{,}477} + \frac{-5{,}759{,}297{,}738}{-549{,}246{,}000}$$

$$= 6.83 + 10.49 = 17.32 \text{ MPa}$$

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

① 내측거더(G2)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 5,105.72 = 5,105,720.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 5,105,720.00 x -960.73 = -4,905,218,375.60 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5{,}105{,}720}{877{,}477} + \frac{-4{,}905{,}218{,}376}{522{,}546{,}953}$$

$$= 5.82 + -9.39 = -3.57 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5{,}105{,}720}{877{,}477} + \frac{-4{,}905{,}218{,}376}{-549{,}246{,}000}$$

$$= 5.82 + 8.93 = 14.75 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 5,111.95 = 5,111,950.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 5,111,950.00 x −960.73

= −4,911,203,723.50 N−mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,111,950}{877,477} + \frac{-4,911,203,724}{522,546,953}$$

= 5.83 + −9.40 = −3.57 MPa

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,111,950}{877,477} + \frac{-4,911,203,724}{-549,246,000}$$

= 5.83 + 8.94 = 14.77 MPa

③ 중앙거더(G3)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 5,105.02 = 5,105,020.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 5,105,020.00 x −960.73

= −4,904,545,864.60 N−mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,105,020}{877,477} + \frac{-4,904,545,865}{522,546,953}$$

= 5.82 + −9.39 = −3.57 MPa

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,105,020}{877,477} + \frac{-4,904,545,865}{-549,246,000}$$

= 5.82 + 8.93 = 14.75 MPa

4.6.3 바닥판, 가로보 하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 1,175.08 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{6}}{522{,}546{,}953} = 2.25 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{6}}{-549{,}246{,}000} = -2.14 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 1,305.24 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}305.24 \times 10^{6}}{522{,}546{,}953} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}305.24 \times 10^{6}}{-549{,}246{,}000} = -2.38 \text{ MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 1,175.08 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{6}}{522{,}546{,}953} = 2.25 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{6}}{-549{,}246{,}000} = -2.14 \text{ MPa}$$

4.6.4 포장, 방호벽 등에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,565.44 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}565.44 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}235{,}330{,}504} = 1.91 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}565.44 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}565.44 \times 10^{6}}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}565.44 \times 10^{6}}{-742{,}076{,}482} = -3.46 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,559.40 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}559.40 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}235{,}330{,}504} = 1.91 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}559.40 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}559.40 \times 10^{6}}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.48 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}559.40 \times 10^{6}}{-742{,}076{,}482} = -3.45 \text{ MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,593.58 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}593.58 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}406{,}632{,}885} = 1.70 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}593.58 \times 10^{6} \times 0.92}{2{,}020{,}213{,}205} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}593.58 \times 10^{6}}{2{,}020{,}213{,}205} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}593.58 \times 10^{6}}{-759{,}191{,}415} = -3.42 \text{ MPa}$$

4.6.5 활하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 3,426.32 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{3{,}426.32 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{1{,}235{,}330{,}504} = 2.55 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{3{,}426.32 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3{,}426.32 \text{ x } 10^{6}}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.99 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3{,}426.32 \text{ x } 10^{6}}{-742{,}076{,}482} = -4.62 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 4,102.61 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{4{,}102.61 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{1{,}235{,}330{,}504} = 3.06 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{4{,}102.61 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{1{,}724{,}584{,}148} = 2.19 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{4{,}102.61 \text{ x } 10^{6}}{1{,}724{,}584{,}148} = 2.38 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{4{,}102.61 \text{ x } 10^{6}}{-742{,}076{,}482} = -5.53 \text{ MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 3,477.41 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{3{,}477.41 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{1{,}406{,}632{,}885} = 2.27 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{3{,}477.41 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{2{,}020{,}213{,}205} = 1.58 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3{,}477.41 \text{ x } 10^{6}}{2{,}020{,}213{,}205} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3{,}477.41 \text{ x } 10^{6}}{-759{,}191{,}415} = -4.58 \text{ MPa}$$

4.6.6 하중 단계별 응력 집계

(1) 내측거더(G2)

(+) 압축 / (–) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.19	17.32
	유효				-3.57	14.75
3. 바닥판		1175.08			2.25	-2.14
4. 포장, 방호벽		2565.44	1.91	1.37	1.49	-3.46
5. 활하중		3426.32	2.55	1.83	1.99	-4.62

(2) 외측거더(G1)

(+) 압축 / (–) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.19	17.32
	유효				-3.57	14.77
3. 바닥판		1,305.24			2.50	-2.38
4. 포장, 방호벽		2,559.40	1.91	1.37	1.48	-3.45
5. 활하중		4,102.61	3.06	2.19	2.38	-5.53

(3) 중앙거더(G3)

(+) 압축 / (–) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.19	17.32
	유효				-3.57	14.75
3. 바닥판		1,175.08			2.25	-2.14
4. 포장, 방호벽		2,593.58	1.70	1.18	1.28	-3.42
5. 활하중		3,477.41	2.27	1.58	1.72	-4.58

4.6.7 하중 단계별 응력 합성

(1) 내측거더(G2)

(+) 압축 / (−) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			−0.85	14.14
			O.K	O.K
1 + 2 유효			−0.23	11.57
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			2.02	9.43
			O.K	O.K
허 용 응 력			−1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.91	1.37	3.51	5.97
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.46	3.20	5.50	1.35
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(2) 외측거더(G1)

(+) 압축 / (−) 인장

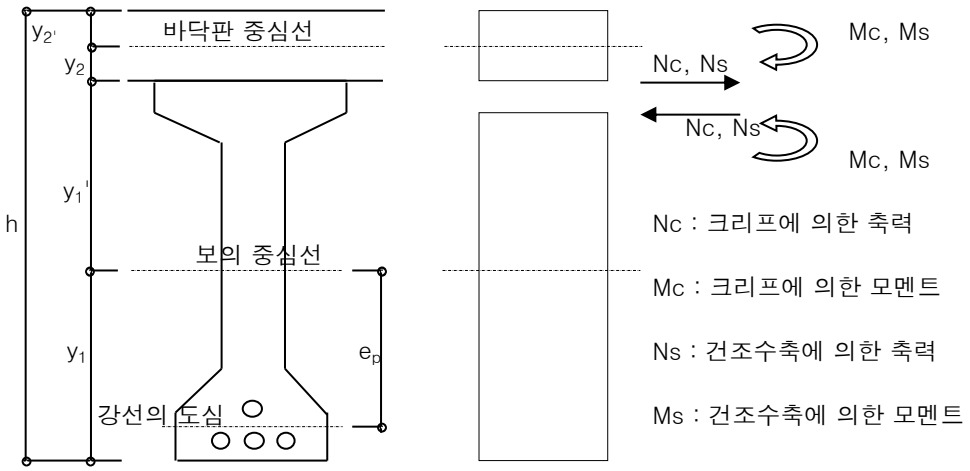
하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			−0.85	14.14
			O.K	O.K
1 + 2 유효			−0.23	11.59
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			2.27	9.21
			O.K	O.K
허 용 응 력			−1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.91	1.37	3.75	5.76
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.97	3.56	6.13	0.23
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(3) 중앙거더(G3)

(+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.85	14.14
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.23	11.57
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			2.02	9.43
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.70	1.18	3.30	6.01
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	3.97	2.76	5.02	1.43
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

4.7 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산



$m = E_{c1}\ I_{c1}\ /\ E_{c2}\ I_{c2}$, $B = 1 + m$, $C = y_1' - my_2$

$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + my_2^2$

$K = \phi^\infty / (1+\phi^\infty)$, $K' = \Phi_t / (1+\phi^\infty)$

Φ^∞ : 콘크리트 초기재령 으로부터 T = ∞ 까지의 크리프계수 3.000)

Φ_t : 바닥판을 합성한 후 부터 T = ∞ 까지의 크리프계수 2.200)

ε_s : 콘크리트의 건조수축 변형률(부정정력 계산시 0.00015) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

P : PS 강선의 긴장력 (N)
(단면력을 계산하는 시점에서의 크리프, 건조수축 및 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 감소량을 고려하며, 프리스트레스를 준후 부터 합성할때 까지가 3개월 이상 경과할 경우에는 릴랙세이션은 끝난 것으로 보아도 좋다.)

M_{d1} : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

M_{d2} : 현장치기 바닥판의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

A_{c1} : 보의 단면적 (mm^2) I_{c1} : 보의 단면 2차 모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1}$ E_{c1} : 보의 종탄성 계수 (MPa)

A_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면적 (mm^2) I_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면 2차모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2}$ E_{c2} : 현장치기 바닥판의 종탄성 계수 (MPa)

- 크리프에 의한 단면력

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1+\phi^\infty}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{C}{C^2 - BF} \frac{1}{1+\phi^\infty}$$

4.7.1 내측거더 (G2)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008 \times 629{,}287{,}619{,}421}{27{,}537 \times 3{,}365{,}973{,}333} = 203.732$$

$$B = 1 + m = 1 + 203.732 = 204.732$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.142 - 204.732 \times 0.140 = -27.521$$

$$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + m y_2^2$$

$$= 1.204^2 + 0.717 + 203.732 \times 0.007 + 203.732 \times 0.140^2$$

$$= 7.492$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$P = 5{,}105.720$ kN

$M_{d1} = 1{,}747.325$ kN-m

$M_{d2} = 1{,}175.082$ kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-27.521^2 - 204.732 \times 7.492} \times [5{,}105.720 \times \{204.732 \times (1.204 \times 0.639 - 0.717) - (-27.521) \times 0.639\} + 1{,}747.325 \times (-27.521 - 204.732 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-27.521^2 - 204.732 \times 7.492} \times 1{,}175.082 \times (-27.521 - 204.732 \times 1.204)$$

$$= -547.698 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^2} \times [5{,}105.720 \times \{-27.521 \times (1.204 \times 0.639 - 0.717) - 7.492 \times 0.639\} + 1{,}747.325 \times (7.492 - (-27.521) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^2} \times 1{,}175.082 \times (7.492 - (-27.521) \times 1.204)$$

$$= -73.855 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{204.732}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^2} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 186.72 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{-27.521}{-27.521^2 - 204.732 \times 7.492} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 25.1 \text{ kN-m}$$

4.7.2 외측거더 (G1)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008}{27{,}537} \times \frac{629{,}287{,}619{,}421}{3{,}365{,}973{,}333} = 203.732$$

$$B = 1 + m = 1 + 203.732 = 204.732$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.142 - 204.732 \times 0.140 = -27.521$$

$$F = y_1'^{2} + \gamma_{c1}^{2} + m\gamma_{c2}^{2} + m y_2^{2}$$

$$= 1.204^{2} + 0.717 + 203.732 \times 0.007 + 203.732 \times 0.140^{2}$$

$$= 7.492$$

$$K = \frac{\phi^{\infty}}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$P = 5{,}111.950$ kN

$M_{d1} = 1{,}747.325$ kN-m

$M_{d2} = 1{,}305.237$ kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-27.521^{2} - 204.732 \times 7.492} \times [5{,}111.950 \times \{204.732 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) - (-27.521) \times 1.208\} + 1{,}747.325 \times (-27.521 - 204.732 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-27.521^{2} - 204.732 \times 7.492} \times 1{,}305.237 \times (-27.521 - 204.732 \times 1.204)$$

$$= -17.331 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^{2}} \times [5{,}111.950 \times \{-27.521 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) - 7.492 \times 1.208\} + 1{,}747.325 \times (7.492 - (-27.521) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^{2}} \times 1{,}305.237 \times (7.492 - (-27.521) \times 1.204)$$

$$= 4.787 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{204.732}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^{2}} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 186.72 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{-27.521}{-27.521^{2} - 204.732 \times 7.492} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 25.1 \text{ kN-m}$$

4.7.3 중앙거더 (G3)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008 \times 629{,}287{,}619{,}421}{27{,}537 \times 4{,}123{,}317{,}333} = 166.312$$

$$B = 1 + m = 1 + 166.312 = 167.312$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.142 - 167.312 \times 0.140 = -22.282$$

$$F = y_1'^{2} + \gamma_{c1}^{2} + m\gamma_{c2}^{2} + m y_2^{2}$$

$$= 1.204^{2} + 0.717 + 166.312 \times 0.007 + 166.312 \times 0.140^{2}$$

$$= 6.514$$

$$K = \frac{\phi^{\infty}}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$P = 5{,}105.020$ kN

$M_{d1} = 1{,}747.325$ kN-m

$M_{d2} = 1{,}175.082$ kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-22.282^{2} - 167.312 \times 6.514} \times [5{,}105.020 \times \{167.312 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) - (-22.282) \times 1.208\} + 1{,}747.325 \times (-22.282 - 167.312 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-22.282^{2} - 167.312 \times 6.514} \times 1{,}175.082 \times (-22.282 - 167.312 \times 1.204)$$

$$= 16.801 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{167.312 \times 6.514 - (-22.282)^{2}} \times [5{,}105.020 \times \{-22.282 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) - 6.514 \times 1.208\} + 1{,}747.325 \times (6.514 - (-22.282) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{167.312 \times 6.514 - (-22.282)^{2}} \times 1{,}175.082 \times (6.514 - (-22.282) \times 1.204)$$

$$= 11.502 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{167.312}{167.312 \times 6.514 - (-22.282)^{2}} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 199.669 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{-22.282}{-22.282^{2} - 167.312 \times 6.514} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 26.591 \text{ kN-m}$$

4.8 휨강도 검토

4.8.1 내측 거더(G2)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 1,175.08 + 2,565.44 = 5,487.85 kN-m

M_L = 3,426.32 kN-m

M_u = $1.35\ M_D + 1.85\ M_L$ 또는 $1.6\ M_D + 1.6\ M_L$ 중에서 큰 값

= 1.35 x 5,487.85 + 1.85 x 3,426.32 = 13,747.00 kN-m

= 1.60 x 5,487.85 + 1.60 x 3,426.32 = 14,263.00 kN-m

∴ M_u = 14,263.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 2,000.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 − 185.00 = 2,445.00 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,935.00 mm^2

f_{pe} = 1,034.59 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,935.00}{2,000.00 \times 2,445.00} = 0.001009$

(3) γ_p , β_1 계산

$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

β_1 = $0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1}$: $f_{ck} \geq 28$ = 0.836

0.85 : $f_{ck} < 28$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1{,}900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.063903 \right] = 1{,}820.12 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times a \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4{,}935.00 \times 1{,}820.12}{0.85 \times 30.00 \times 2{,}000.00}$$

$$= 176.12 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{ 직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pu} = \rho_{pu} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}935.00}{2{,}000.00 \times 2{,}445.00} \times \frac{1{,}820.12}{30.00}$$

$$= 0.061 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d_p - a/2 \right)$$

$$= 0.9 \times 4{,}935.00 \times 1{,}820.12 \times \left(2{,}445.00 - 176.12/2 \right)$$

$$= 19{,}053.65 \text{ kN-m} > M_u = 14{,}263.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n / M_u = 19{,}053.65 / 14{,}263.00 = 1.34$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = \left(f_{pe} + f_{ru} \right) \times Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 14.75$ MPa

$Z_c = 742{,}076{,}482.00$ mm^3

$$M_{cr} = \left(14.75 + 3.98 \right) \times 742{,}076{,}482.00 = 13{,}899{,}092{,}507.86 \text{ N-mm}$$

$1.2 M_{cr} = 16{,}678.91$ kN-m $< \Phi M_n = 19{,}053.65$ kN-m $\therefore$ O.K.

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{cL} = (M_{cr} − M_D) / M_L

= (13,899.09 − 5,487.85) / 3,426.32 = 2.45 > 1.20 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)

= 13,899.09 / (5,487.85 + 3,426.32) = 1.56 > 1.00 ∴ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{bL} = (ΦM_n − M_D) / M_L

= (19,053.65 − 5,487.85) / 3,426.32 = 3.96 > 2.00 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / (M_D + M_L)

= 19,053.65 / (5,487.85 + 3,426.32) = 2.14 > 1.50 ∴ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_{cr}

= 19,053.65 / 13,899.09 = 1.37 > 1.20 ∴ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_u

= 19,053.65 / 14,263.00 = 1.34 > 1.00 ∴ O.K

4.8.2 외측 거더(G1)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 1,305.24 + 2,559.40 = 5,611.96 kN-m

M_L = 4,102.61 kN-m

M_u = $1.35\ M_D + 1.85\ M_L$ 또는 $1.6\ M_D + 1.6\ M_L$ 중에서 큰 값

= **1.35** x 5,611.96 + **1.85** x 4,102.61 = 15,166.00 kN-m

= **1.60** x 5,611.96 + **1.60** x 4,102.61 = 15,543.00 kN-m

$\therefore M_u$ = 15,543.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 2,000.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 − 185.00 = 2,445.00 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,935.00 mm^2

f_{pe} = 1,035.85 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4{,}935.00}{2{,}000.00 \times 2{,}445.00} = 0.001009$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1{,}600.00}{1{,}900.00} = 0.84$$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq$ 0.80 = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq$ 0.85

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq$ 0.90

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 = 0.836$$

0.85 : $f_{ck} < 28$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1{,}900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.063903 \right] = 1{,}820.12 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times a \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4{,}935.00 \times 1{,}820.12}{0.85 \times 30.00 \times 2{,}000.00}$$

$$= 176.12 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{ 직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pu} = \rho_{pu} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}935.00}{2{,}000.00 \times 2{,}445.00} \times \frac{1{,}820.12}{30.00}$$

$$= 0.061 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d_p - a/2 \right)$$

$$= 0.9 \times 4{,}935.00 \times 1{,}820.12 \times \left(2{,}445.00 - 176.12/2 \right)$$

$$= 19{,}053.65 \text{ kN-m} > M_u = 15{,}543.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n / M_u = 19{,}053.65 / 15{,}543.00 = 1.23$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = \left(f_{pe} + f_{ru} \right) \times Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 14.77$ MPa

$Z_c = 742{,}076{,}482.00$ mm^3

$$M_{cr} = \left(14.77 + 3.98 \right) \times 742{,}076{,}482.00 = 13{,}913{,}934{,}037.50 \text{ N-mm}$$

$$1.2 M_{cr} = 16{,}696.72 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 19{,}053.65 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{cL} = (M_{cr} − M_D) / M_L

= (13,913.93 − 5,611.96) / 4,102.61 = 2.02 > 1.20 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)

= 13,913.93 / (5,611.96 + 4,102.61) = 1.43 > 1.00 ∴ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{bL} = (ΦM_n − M_D) / M_L

= (19,053.65 − 5,611.96) / 4,102.61 = 3.28 > 2.00 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / (M_D + M_L)

= 19,053.65 / (5,611.96 + 4,102.61) = 1.96 > 1.50 ∴ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_{cr}

= 19,053.65 / 13,913.93 = 1.37 > 1.20 ∴ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_u

= 19,053.65 / 15,543.00 = 1.23 > 1.00 ∴ O.K

4.8.3 중앙 거더(G3)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 1,175.08 + 2,593.58 = 5,515.99 kN-m

M_L = 3,477.41 kN-m

M_u = $1.35\ M_D + 1.85\ M_L$ 또는 $1.6\ M_D + 1.6\ M_L$ 중에서 큰 값

= **1.35** x 5,515.99 + **1.85** x 3,477.41 = 13,880.00 kN-m

= **1.60** x 5,515.99 + **1.60** x 3,477.41 = 14,389.00 kN-m

$\therefore M_u$ = 14,389.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 2,450.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 − 185.00 = 2,445.00 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,935.00 mm^2

f_{pe} = 1,034.45 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4{,}935.00}{2{,}450.00 \times 2{,}445.00} = 0.000824$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1{,}600.00}{1{,}900.00} = 0.84$$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 = 0.836$$

0.85 : $f_{ck} < 28$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1{,}900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.052187 \right] = 1{,}834.77 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times a \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4{,}935.00 \times 1{,}834.77}{0.85 \times 30.00 \times 2{,}450.00}$$

$$= 144.93 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{ 직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pu} = \rho_{pu} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}935.00}{2{,}450.00 \times 2{,}445.00} \times \frac{1{,}834.77}{30.00}$$

$$= 0.05 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d_p - a/2 \right)$$

$$= 0.9 \times 4{,}935.00 \times 1{,}834.77 \times \left(2{,}445.00 - 144.93/2 \right)$$

$$= 19{,}334.10 \text{ kN-m} > M_u = 14{,}389.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n / M_u = 19{,}334.10 / 14{,}389.00 = 1.34$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = \left(f_{pe} + f_{ru} \right) \times Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 14.75$ MPa

$Z_c = 759{,}191{,}415.00$ mm^3

$$M_{cr} = \left(14.75 + 3.98 \right) \times 759{,}191{,}415.00 = 14{,}219{,}655{,}202.95 \text{ N-mm}$$

$1.2 M_{cr} = 17{,}063.59$ kN-m $< \Phi M_n = 19{,}334.10$ kN-m $\therefore$ O.K.

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{cL} = (M_{cr} − M_D) / M_L

= (14,219.66 − 5,515.99) / 3,477.41 = 2.50 > 1.20 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)

= 14,219.66 / (5,515.99 + 3,477.41) = 1.58 > 1.00 ∴ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{bL} = (ΦM_n − M_D) / M_L

= (19,334.10 − 5,515.99) / 3,477.41 = 3.97 > 2.00 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / (M_D + M_L)

= 19,334.10 / (5,515.99 + 3,477.41) = 2.15 > 1.50 ∴ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_{cr}

= 19,334.10 / 14,219.66 = 1.36 > 1.20 ∴ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_u

= 19,334.10 / 14,389.00 = 1.34 > 1.00 ∴ O.K

4.9 전 단 설 계

4.9.1 내측 거더(G2)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 / 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	186.25	-1.49	151.70	395.60	98.05	851.40
포장, 방호벽 (D_2)	363.88	13.22	306.62	853.57	179.73	1,850.26
활 하 중 (LL)	917.68	43.84	710.58	1,480.22	585.20	2,863.41
1.35 x D + 1.85 x LL	2,895.10	91.38	2,259.33	5,336.18	1,635.63	10,748.99
1.6 x (D + LL)	2,887.42	82.32	2,256.64	5,447.19	1,591.74	11,042.71
계수 하중	2,895.10	91.38	2,259.33	5,447.19	1,635.63	11,042.71

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,105,720.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_4 = 1,496,484.10 mm^2

y_{b4} = -1,208.24 mm

I_{A4} = 766,277,908,967.00 mm^4

e_p = -1,563.24 mm

d_p = 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5

= 1,995.00 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 1,995.00 mm

V_D = 241.50 + 151.70 + 306.62 = 699.82 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5,105,720.00}{1,496,484.10} + \frac{5,105,720.00 \times -1,563.24 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00}$$

= 16.00 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}208.24}{766{,}277{,}908{,}967.00}$

= −1.06 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{766{,}277{,}908{,}967}{1{,}208.24}$ x (0.5 x √ 40.00 + 16.00 + −1.06)

= 12,825.17 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,995.00

+ 699,821.00 + ($\frac{2{,}259{,}330.00 \times 12{,}825.17}{5{,}447.19}$)

= 6,383,328.94 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,995.00

= 1,019,240.67 N

∴ V_{ci} = 6,383.33 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{5{,}105{,}720.00}{1{,}496{,}484.10}$ = 3.41 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 5 EA

= 0.102 rad

V_p = 5,105,720.00 x sin 0.102 = 519,880.87 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.41) x 577.00 x 1,995.00

+ 519,880.87

= 3,808,755.76 N = 3,808.76 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,808.76 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 2,259.33 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 3,808.76 / 2 = 1,618.72 kN

ϕ V_c = 0.85 x 3,808.76 = 3,237.45 kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

A_v = 0.35 x $\frac{b_w \times s}{f_y}$ = 0.35 x $\frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,105,720 N

h = 2,350 mm

b = 1,000 mm

b_w = 200.00 mm

A_4 = 877,477 mm^2

y_{b4} = -1,145.73 mm

I_{A4} = 629,287,619,421 mm^4

e_p = -1,318.53 mm

d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5

= 2,177.20 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 2,177.20 mm

V_D = 131.86 + 98.05 + 179.73 = 409.64 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5{,}105{,}720.00}{877{,}477.10} + \frac{5{,}105{,}720.00 \times -1{,}318.53 \times -1{,}145.73}{629{,}287{,}619{,}421.00}$$

= 18.08 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1{,}336.63 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}145.73}{629{,}287{,}619{,}421.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629{,}287{,}619{,}421}{1{,}145.73} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 18.08 + -2.43)$$

= 13,001.90 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2{,}177.20 + 409{,}639.00 + \left(\frac{1{,}635{,}630 \times 13{,}002}{11{,}042.71} \right)$$

= 2,473,159.57 N > $0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$

= $0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2{,}177.20$

= 385,555.01 N

∴ V_{ci} = 2,473.16 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_g}$ = $\frac{5{,}105{,}720.00}{877{,}477.10}$ = 5.82 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 5 EA

= 0.026 rad

V_p = 5,105,720.00 x sin 0.026 = 132,733.76 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.82) x 200.00 x 2,177.20

+ 132,733.76

= 1,691,661.67 N = 1,691.66 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,691.66 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u					=	1,635.63	kN
ϕ V_c / 2	=	0.85	x	1,691.66 / 2	=	718.96	kN
ϕ V_c	=	0.85	x	1,691.66	=	1,437.91	kN

∴ 전단설계

V_u = ϕ (V_c + V_s) , V_s = $\frac{V_u}{\phi}$ − V_c = 232.61 kN

1/3 √ (f_{ck}) x b_w x d = 917.99 kN > V_s = 232.61 kN

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1633, 600) = 600 mm ∴ O.K.

V_s = $\frac{A_v \times f_y \times d}{s}$, A_v = $\frac{V_s \times s}{f_y \times d}$ = 116.60 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

⑤ 전단철근의 전단력 제한

2/3 √ (f_{ck}) x b_w x d = 1,835.98 kN > V_s = 232.61 kN ∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 – 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{363{,}880}{1{,}000.00 \times (2{,}630 - 711.400)} = 0.19 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{917{,}680}{1{,}000.00 \times (2{,}630 - 711.400)} = 0.478 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{547{,}698 + (-186{,}720)}{1{,}000.00 \times 2{,}000} = 0.18 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

V_t = α × ΔT × E × A

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 2.000

= 771.036 kN

$$\tau_t = \frac{771{,}036}{1{,}000.00 \times 2{,}000} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

– 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = 1.35 τ_d + 1.85 τ_l 또는 1.35 τ_d + 1.4 τ_l + 1.35(τ_{c+s} 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.19 + 1.85 × 0.478 = 1.141 MPa

= 1.35 × 0.19 + 1.40 × 0.478

\+ 1.35 × (0.18 + 0.386) = 1.690 MPa

∴ τ_u = 1.690 MPa < ϕ 2.45 = 0.85 × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1{,}000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm^2

∴ O.K.

4.9.2 외측 거더(G1)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 / 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	212.91	-1.76	172.18	450.72	108.92	963.72
포장, 방호벽 (D_2)	457.28	-19.98	359.57	974.39	192.74	2,054.40
활 하 중 (LL)	524.88	217.11	465.67	1,242.01	329.71	2,729.21
1.35 x D + 1.85 x LL	2,330.51	366.75	1,905.37	5,133.00	1,195.21	10,927.94
1.6 x (D + LL)	2,451.04	306.01	1,982.27	5,347.55	1,221.16	11,334.32
계수 하중	2,451.04	366.75	1,982.27	5,347.55	1,221.16	11,334.32

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,111,950.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_4 = 1,496,484.10 mm^2

y_{b4} = -1,208.24 mm

I_{A4} = 766,277,908,967.00 mm^4

e_p = -1,563.24 mm

d_p = 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5

= 1,995.00 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 1,995.00 mm

V_D = 241.50 + 172.18 + 359.57 = 773.25 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5,111,950.00}{1,496,484.10} + \frac{5,111,950.00 \times -1,563.24 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00}$$

= 16.02 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}208.24}{766{,}277{,}908{,}967.00}$

= −1.06 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{766{,}277{,}908{,}967.00}{1{,}208.24}$ x (0.5 x √ 40.00 + 16.02 + −1.06)

= 12,837.86 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,995.00

+ 773,247.00 + ($\frac{1{,}982{,}270.00 \times 12{,}837.86}{5{,}347.55}$)

= 5,896,095.90 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,995.00

= 1,019,240.67 N

∴ V_{ci} = 5,896.10 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{5{,}111{,}950.00}{1{,}496{,}484.10}$ = 3.42 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 5 EA

= 0.102 rad

V_p = 5,111,950.00 x sin 0.102 = 520,515.23 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.42) x 577.00 x 1,995.00

+ 520,515.23

= 3,812,843.46 N = 3,812.84 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,812.84 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 1,982.27 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 3,812.84 / 2 = 1,620.46 kN

ϕ V_c = 0.85 x 3,812.84 = 3,240.91 kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

A_v = 0.35 x $\frac{b_w \times s}{f_y}$ = 0.35 x $\frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,111,950.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 200.00 mm

A_4 = 877,477.10 mm^2

y_{b4} = -1,145.73 mm

I_{A4} = 629,287,619,421.00 mm^4

e_p = -1,318.53 mm

d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5

= 2,177.20 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 2,177.20 mm

V_D = 131.86 + 108.92 + 192.74 = 433.52 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5{,}111{,}950.00}{877{,}477.10} + \frac{5{,}111{,}950.00 \times -1{,}318.53 \times -1{,}145.73}{629{,}287{,}619{,}421.00}$$

= 18.10 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1{,}336.63 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}145.73}{629{,}287{,}619{,}421.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629{,}287{,}619{,}421.00}{1{,}145.73} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 18.10 + -2.43)$$

= 13,012.89 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2{,}177.20 + 433{,}518.00 + \left(\frac{1{,}221{,}160.00 \times 13{,}012.89}{11{,}334.32} \right)$$

= 1,973,225.40 N > 0.14 $\sqrt{(f_{ck})}$ × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 200.00 × 2,177.20

= 385,555.01 N

∴ V_{ci} = 1,973.23 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{5{,}111{,}950.00}{877{,}477.10}$ = 5.83 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 5 EA

= 0.026 rad

V_p = 5,111,950.00 x sin 0.026 = 132,895.73 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.83) x 200.00 x 2,177.20

+ 132,895.73

= 1,693,129.96 N = 1,693.13 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,693.13 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 1,221.16 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 1,693.13 / 2 = 719.58 kN

ϕ V_c = 0.85 x 1,693.13 = 1,439.16 kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

A_v = 0.35 x $\frac{b_w \text{ x } s}{f_y}$ = 0.35 x $\frac{577.00 \text{ x } 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 – 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{457{,}280}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 711.400\ )} = 0.238 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{524{,}880}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 711.400\ )} = 0.274 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{17{,}331 + (-186{,}720)}{1{,}000.00 \times 2{,}000} = -0.085 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

V_t = α × ΔT × E × A

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 2.000

= 771.036 kN

$$\tau_t = \frac{771{,}036}{1{,}000.00 \times 2{,}000} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

– 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = 1.35 τ_d + 1.85 τ_l 또는 1.35 τ_d + 1.4 τ_l + 1.35(τ_{c+s} 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.238 + 1.85 × 0.274 = 0.828 MPa

= 1.35 × 0.238 + 1.40 × 0.274

+ 1.35 × (−0.085 + 0.386) = 1.111 MPa

∴ τ_u = 1.111 MPa < ϕ 2.45 = **0.85** × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1{,}000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm^2

∴ O.K.

4.9.3 중앙 거더(G3)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 / 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	186.25	-1.49	151.70	395.60	98.05	851.40
포장, 방호벽 (D_2)	360.65	9.46	510.01	1,382.14	187.40	1,822.12
활 하 중 (LL)	614.81	17.04	299.66	839.26	302.05	2,916.92
1.4 x D + 2.0 x LL	2,466.84	39.47	1,863.82	5,112.50	1,188.33	11,448.04
1.7 x (D + LL)	2,547.52	35.52	2,044.88	5,596.58	1,222.91	11,776.01
계수 하중	2,547.52	39.47	2,044.88	5,596.58	1,222.91	11,776.01

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,105,020.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_4 = 1,496,484.10 mm^2

y_{b4} = -1,208.24 mm

I_{A4} = 766,277,908,967.00 mm^4

e_p = -1,563.24 mm

d_p = 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5

= 1,995.00 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 1,995.00 mm

V_D = 241.50 + 151.70 + 510.01 = 903.21 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5{,}105{,}020.00}{1{,}496{,}484.10} + \frac{5{,}105{,}020.00 \times -1{,}563.24 \times -1{,}208.24}{766{,}277{,}908{,}967.00}$$

= 15.99 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}208.24}{766{,}277{,}908{,}967.00}$

= −1.06 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{766{,}277{,}908{,}967}{1{,}208.24}$ x (0.5 x √ 40.00 + 15.99 + −1.06)

= 12,818.83 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,995.00

+ 903,211.00 + ($\frac{2{,}044{,}880.00 \times 12{,}818.83}{5{,}596.58}$)

= 5,950,973.29 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,995.00

= 1,019,240.67 N

∴ V_{ci} = 5,950.97 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{5{,}105{,}020.00}{1{,}496{,}484.10}$ = 3.41 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 5 EA

= 0.102 rad

V_p = 5,105,020.00 x sin 0.102 = 519,809.59 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.41) x 577.00 x 1,995.00

+ 519,809.59

= 3,808,684.48 N = 3,808.68 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,808.68 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 2,044.88 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 3,808.68 / 2 = 1,618.69 kN

ϕ V_c = 0.85 x 3,808.68 = 3,237.38 kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

A_v = 0.35 x $\frac{b_w \times s}{f_y}$ = 0.35 x $\frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,105,020.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 200.00 mm

A_4 = 877,477.10 mm^2

y_{b4} = -1,145.73 mm

I_{A4} = 629,287,619,421.00 mm^4

e_p = -1,318.53 mm

d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5

= 2,177.20 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 2,177.20 mm

V_D = 131.86 + 98.05 + 187.40 = 417.31 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5{,}105{,}020.00}{877{,}477.10} + \frac{5{,}105{,}020.00 \times -1{,}318.53 \times -1{,}145.73}{629{,}287{,}619{,}421.00}$$

= 18.07 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1{,}336.63 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}145.73}{629{,}287{,}619{,}421.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629{,}287{,}619{,}421.00}{1{,}145.73} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 18.07 + -2.43)$$

= 12,996.41 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2{,}177.20 + 417{,}309.00 + \left(\frac{1{,}222{,}910.00 \times 12{,}996.41}{11{,}776.01} \right)$$

= 1,904,652.79 N > 0.14 $\sqrt{(f_{ck})}$ × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 200.00 × 2,177.20

= 385,555.01 N

∴ V_{ci} = 1,904.65 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{5{,}105{,}020.00}{877{,}477.10}$ = 5.82 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 5 EA

= 0.026 rad

V_p = 5,105,020 x sin 0.026 = 132,715.57 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.82) x 200.00 x 2,177.20

+ 132,715.57

= 1,691,643.48 N = 1,691.64 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,691.64 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 1,222.91 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 1,691.64 / 2 = 718.95 kN

ϕ V_c = 0.85 x 1,691.64 = 1,437.89 kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 – 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{360,650}{1,000.00 \times (2,630 - 1081.200)} = 0.233 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{614,810}{1,000.00 \times (2,630 - 1081.200)} = 0.397 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{-16,801 + -199,669}{1,000.00 \times 2,450} = -0.088 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

V_t = α × ΔT × E × A

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 2.450

= 944.519 kN

$$\tau_t = \frac{944,519}{1,000.00 \times 2,450} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

– 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = 1.35 τ_d + 1.85 τ_l 또는 1.35 τ_d + 1.4 τ_l + 1.35(τ_{c+s} 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.233 + 1.85 × 0.397 = 1.049 MPa

= 1.35 × 0.233 + 1.40 × 0.397

+ 1.35 × (−0.088 + 0.386) = 1.273 MPa

∴ τ_u = 1.273 MPa < ϕ 2.45 = 0.85 × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm^2

∴ O.K.

4.10 사용성 검토

(1) 거더 중앙부 처짐 기준

δ_c = 5 x M x L^2 / (48 x E_c x I)

여기서, L = 24,000.00 mm

E_c = 30,008.00 MPa

- 주행안정성을 위한 허용처짐값

$\delta_L \leq L / 600$

- 승차감 만족을 위한 허용처짐값

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L /1500	L /1500	L /1600	L /1750	L /1900	L /2100	L /2200	L /2350	L /2500	L /2200	L /1900
200<V≤270	L /1300	L /1400	L /1500	L /1600	L /1700	L /1900	L /2000	L /2100	L /2000	L /1700	L /1400
V≤200	L /1100	L /1200	L /1300	L /1500	L /1500	L /1400	L /1300	L /1200	L /1100	L /800	L /600

$\delta_L \leq L / 1,400$

(2) 내측거더 (G2)

(+ : 상향, − : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-5,759.30	597,770,281,920.00	19.26	
바닥판 타설	1,175.08	629,287,619,421.00	-3.73	
도상, 방호벽 설치	2,565.44	1,219,246,501,045.00	-4.21	
긴장 손실량	1,313.24	1,219,246,501,045.00	-2.15	
계			3.33	
열차 하중	3,426.32	1,219,246,501,045.00	-5.62	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.84 + 19.26)

= 10.736 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.84 + -3.73 + -4.21 + 17.11)

= 7.326 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 mm

(3) 외측거더 (G1)

(+ : 상향, − : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-5,759.30	597,770,281,920.00	19.26	
바닥판 타설	1,305.24	629,287,619,421.00	-4.15	
도상, 방호벽 설치	2,559.40	1,219,246,501,045.00	-4.20	
긴장 손실량	1,304.05	1,219,246,501,045.00	-2.14	
계			2.93	
열차 하중	4,102.61	1,219,246,501,045.00	-6.73	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.84 + 19.26)

= 10.736 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.84 + -4.15 + -4.20 + 17.12)

= 6.446 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 mm

(4) 중앙거더 (G3)

(+ : 상향, − : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-5,759.30	597,770,281,920.00	19.26	
바닥판 타설	1,175.08	629,287,619,421.00	-3.73	
도상, 방호벽 설치	2,593.58	1,296,774,856,393.00	-4.00	
긴장 손실량	1,372.92	1,296,774,856,393.00	-2.12	
계			3.57	
열차 하중	3,477.41	1,296,774,856,393.00	-5.36	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.84 + 19.26)

= 10.736 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.84 + -3.73 + -4.00 + 17.14)

= 7.854 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 mm

(5) 하중단계별 처짐 검토

(+ : 상향, − : 하향)

하중단계	내측거더(G2)	외측거더(G1)	외측거더(G2)
1. 프리스트레스 도입	19.26	19.26	19.26
2. PSC 빔 자중 작용시	13.42	13.42	13.42
3. 합성전 고정하중 작용시	9.69	9.27	9.69
4. 초기 크리프 발생시	20.43	20.01	20.43
5. 합성후 고정하중 작용시	16.23	15.81	16.43
6. 최종 크리프 발생시	22.67	22.25	24.28
7 .활하중 작용시	15.94	15.52	18.92

4.11 강선 신장량

(1) 강선 신장량 기준

강선 신장량

Δl = $(P_j + P_i)$ / 2 x L / (A_p x E_p)

여기서, E_p = 강선의 탄성계수 (MPa) = 200,000.00 MPa

(2) 신장량 계산

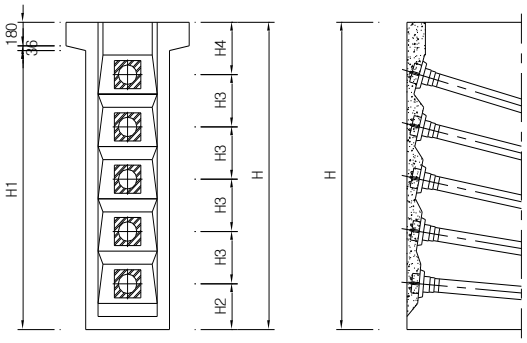
(양단긴장시)

강선	강선길이 L (mm)	강선단면적 A_p (mm^2)	긴장력 P_j (N)	초기손실 ΔP_i (N)	초기긴장력 P_i (N)	신장량 Δl (mm)	비 고
1	24,717.00	987.00	1,392,854.00	154,633.00	1,238,221.00	164.72	
2	24,779.00	987.00	1,392,854.00	176,920.00	1,215,934.00	163.74	
3	24,863.00	987.00	1,392,854.00	200,598.00	1,192,256.00	162.80	
4	24,638.00	987.00	1,392,854.00	214,524.00	1,178,330.00	160.46	
5	25,037.00	987.00	1,392,854.00	222,884.00	1,169,970.00	162.53	

4.12 정착부 설계

(1) 설계조건

① 설계단면



H	=	2,350	mm
$H1$	=	2,134	mm
$H2$	=	350	mm
$H3$	=	400	mm
b	=	680	mm

강선 번호	높이 (mm)	Jacking Force P_j (N)	유효긴장력 P_e (N)	입사각 α (도)	수평분력 P_{hj} (N)	수직분력 P_{vj} (N)
1	350	1,392,850.00	1,061,666.55	4.02	1,389,423.09	97,645.31
2	750	1,392,850.00	1,039,380.09	8.15	1,378,782.66	197,457.57
3	1,150	1,392,850.00	1,015,701.96	12.22	1,361,290.90	294,818.94
4	1,550	1,392,850.00	1,001,775.39	15.08	1,344,885.13	362,374.27
5	1,950	1,392,850.00	993,415.50	16.08	1,338,355.99	385,790.56
합계					6,812,737.77	1,338,086.65

② 정착판 규격

- 정착판 규격 215 mm × 215 mm

- 쉬스관 직경 ϕ 65 mm

(2) 지압응력 검토

① 긴장재 정착 직후

- 허용지압응력

$$f_{ba} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2\right)} \le 1.1 \times f_{ci}$$

$$= 0.7 \times 32.00 \times \sqrt{\left(160{,}000.00 / 42{,}906.69\right) - 0.2}$$

$$= 42.08 \text{ MPa} > 1.1 \times 32.00 = 35.20 \text{ MPa}$$

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 32.00 MPa

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적 400.00 × 400.00 = 160,000.00 mm^2

A_b : 정착판의 면적 215.00 × 215.00 = 46,225.00 mm^2

A_e : 정착판의 유효면적 $A_e - \Sigma\pi D_i^2 / 4$ = 42,906.69 mm^2

- 실제로 작용하는 지압응력

$$f_{bf} = P_j / A_e$$

$$= 1{,}392{,}850.00 / 42{,}906.69 = 32.46 \text{ MPa} < 35.20 \text{ MPa}$$

∴ O.K

② 프리스트레스 손실 발생후

- 허용지압응력

f_{api} = 0.5 x f_{ck} x √ ($\frac{A_b'}{A_b}$) ≤ 0.9 x f_{ck}

= 0.5 × 40.00 x √ 160,000.00 / 42,906.69

= 38.62 MPa > 0.9 × 40.00 = 36.00 MPa

f_{ck} : 설계기준강도 40.00 MPa

- 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_t / A_e

= 1,061,666.55 / 42,906.69 = 24.74 MPa < 36.00 MPa

∴ O.K

(3) 단부 정착부 보강 철근

① T_{burst}에 대한 보강철근

- 수평방향 파열력 및 보강철근

R_j = 0.25 x F_{j0} x (1 − a_j / b_j)

A_{bj} = R_j / (k_j • $f_{s.lim}$)

(a_j : 정착구 일변길이, b_j : 닮은 사각형 일변길이)

f_y = 300.00 MPa

$f_{s.lim}$ = 2/3 f_y = 200.00 MPa

k_j = 1.0 (외측 PS강재)

1.5 (내측 PS강재)

강선 번호	정착구 a_j(mm)	분포폭 b_j(mm)	수평파열력 R_j (N)	필요철근량 A_{bj} (mm²)	사용 철근량 A_{use} (mm²)	비 고
1	215	400	160,652.04	803.26	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
2	215	400	159,421.75	531.41	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
3	215	400	157,399.26	524.66	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
4	215	400	155,502.34	777.51	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
5	215	400	154,747.41	773.74	D13 x 22 = 2,787.40	O.K

- 수직방향 파열력 및 보강철근

R_j = 0.25 x F_{j0} x (1 − a_j / b_j)

A_{bj} = R_j / (k_j • $f_{s.lim}$)

(a_j : 정착구 일변길이, b_j : 닮은 사각형 일변길이)

f_y = 300.00 MPa

$f_{s.lim}$ = 2/3 f_y = 200.00 MPa

k_j = 1.0 (외측 PS강재)

1.5 (내측 PS강재)

강선 번호	정착구 a_j(mm)	분포폭 b_j(mm)	수직파열력 R_j (N)	필요철근량 A_{bj} (mm²)	사용 철근량 A_{use} (mm²)	비 고
1	215	400	11,290.24	56.45	D13 x 5 = 633.50	O.K
2	215	400	22,831.03	76.10	D13 x 5 = 633.50	O.K
3	215	400	34,088.44	113.63	D13 x 5 = 633.50	O.K
4	215	400	41,899.52	209.50	D13 x 5 = 633.50	O.K
5	215	400	44,607.03	223.04	D13 x 5 = 633.50	O.K

② T_{spall}에 대한 보강철근

T_{spall} = 0.04 x F_{j0} = 0.04 x 1,392,850.00 = 55,714.00 N

A_{s2} = T_{spall} / $f_{s.lim}$

= 55,714.00 / 200.00 = 278.57 mm²

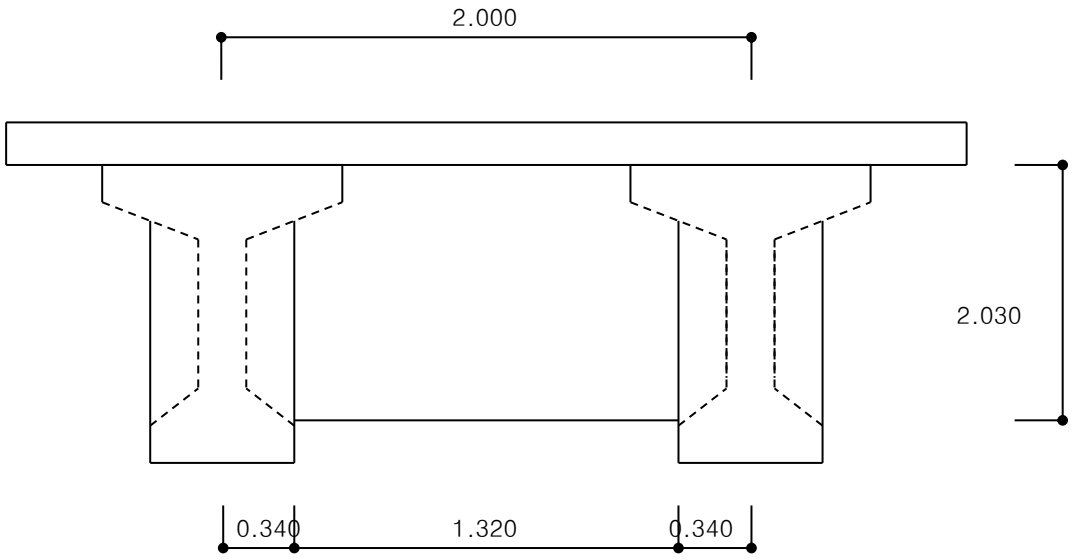
A_{use} = D16 − 4 = 794.40 x 4

= 3,177.60 mm² > 278.57 mm²

∴ O.K

5. 가로보 설계

5.1 가로보 제원



가로보 길이	L_c	=	1.320	m	가로보 간격	L_i	=	12.000	m
가로보 높이	H_c	=	2.030	m	바닥판 두께	t_s	=	0.280	m
가로보 폭	B_c	=	0.300	m	도상 두께	t_a	=	0.565	m
궤도중량	P_{tr}	=	3.000	kN/m	방수 두께	t_a	=	0.000	m
하중분포폭	L_s	=	3.428	m					

5.2 하중 산정

(1) 고정하중

① 슬 래 브	w_{sl}	=	0.280	x	12.000	x	24.500	=	82.320	kN/m
② 가로보 자중	w_{cr}	=	2.030	x	0.300	x	24.500	=	14.921	kN/m
							w_{d1}	=	97.241	kN/m
③ 궤 도	w_{tr}	=	3.000	/	3.428	x	12.000	=	10.503	kN/m
④ 도 상	w_{ba}	=	0.565	x	12.000	x	19.000	=	128.820	kN/m
							w_{d2}	=	139.323	kN/m

(2) 활하중

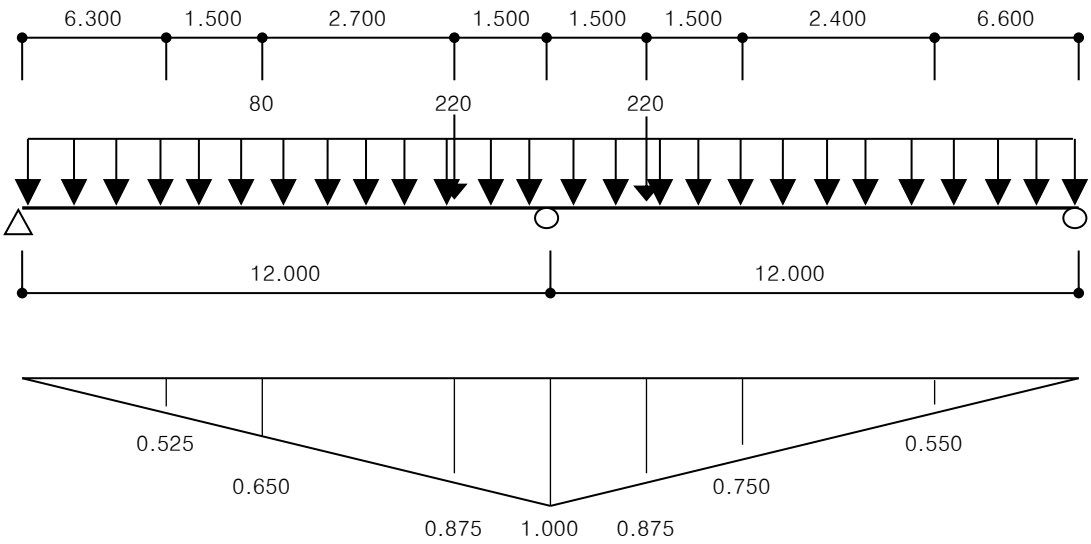
① 충격계수

4 m < l ≤ 39 m

i = 125 / √ l = 125 / √ 12.000 = 36.950 %

= 0.370

② KL2012하중



P_L = 220.00 x 0.875 + 220.00 x 0.875 = 385.00 kN

P_{L1} = 80.00 x 12.000 x 0.50 x 2 = 960.00 kN

w_{li} = (385.00 + 960.00) 1.37 / 3.43

= 537.61 kN/m

5.3 단면력 계산

하중 단계	전단력 (kN)	모멘트 (kN・m)	비 고
합성전 고정하중($D1$)	64.179	21.179	
합성후 고정하중($D2$)	91.953	30.345	
합 계 (DL)	156.132	51.524	
열 차 하 중 (L)	354.823	117.091	

5.4 하중 조합

M_u = 1.35 x M_d + 1.85 x M_L

= 1.35 x 51.524 + 1.85 x 117.091 = 286.18 kN-m

= 1.6 x M_d + 1.6 x M_L

= 1.6 x 51.524 + 1.6 x 117.091 = 269.78 kN-m

V_u = 1.35 x S_d + 1.85 x S_L

= 1.35 x 156.132 + 1.85 x 354.823 = 867.20 kN

= 1.6 x S_d + 1.6 x S_L

= 1.6 x 156.132 + 1.6 x 354.823 = 817.53 kN

5.5 휨 설계

(1) 설계 조건

계수 하중 모멘트	M_u	=	286,180,000.00	N-mm
계수 하중 전단력	M_u	=	867,200.00	N
콘크리트 설계기준 강도	f_{ck}	=	30.00	MPa
철근 항복 강도	f_y	=	300.00	MPa
휨강도 감소 계수	Φ_b	=	0.90	
전단 강도 감소 계수	Φ_v	=	0.85	
	k_1	=	0.85	
가로보 폭	b_c	=	300.00	mm
단면 높이	h_c	=	2,030.00	mm
유효 높이	d	=	1,950.00	mm
피복 두께	d_c	=	80.00	mm

(2) 필요 철근량 산정

a = f_y x A_s / (0.85 x f_{ck} x b) = 0.0392 A_s

M_n = M_u / Φ_b = f_y x A_s x (d - a / 2) 이므로,

6.00 A_s^2 - 585,000.00 A_s + 317,977,778.00 = 0

필요 철근량	A_s		=	546.62	mm^2
단면 철근비	ρ	= A_s / (b x d)	=	0.00093	
최대 철근비	ρ_{max}	= 0.75 x 0.85 x k_1 x f_{ck} / f_y x 600 / (600 + f_y)	=	0.03613	
최소 철근비	ρ_{min1}	= max (1.4 / f_y , 0.25 x √(f_{ck}) / f_y)	=	0.00467	
단면 철근비	ρ_{min2}	= 4/3 x A_s / (b x d)	=	0.00125	
최소 철근량	A_{s_min}	= min (ρ_{min1} , ρ_{min2}) x b x d	=	731.25	mm^2

(3) 사용 철근량 A_{s_use} = D25 @ 2 = 1,013.40 mm^2

(4) 철근비 검토 ρ_{use} = A_{s_use} / (b x d) = 0.00173

∴ O.K

(5) 휨강도 검토

a = f_y x A_{s_use} / (0.85 x f_{ck} x b) = 39.74 mm

$\Phi_b \cdot M_n$ = Φ_b x [A_s x f_y x (d - a / 2)]

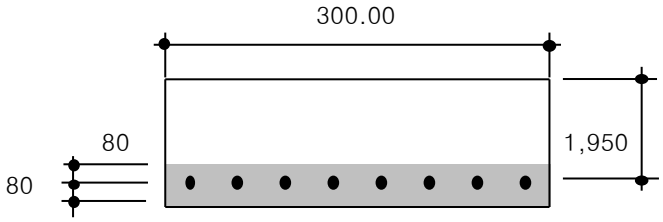
= 528,118,310.34 N-m > M_u = 286,180,000.00 N-m

∴ O.K

(6) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

M_{max} = M_d + M_l = 168.615 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1013.40 / (300.00 × 1950.00) = 0.00173

n ρ = n × ρ = 7.26 x 0.00173 = 0.01256

k = − n ρ + √ ((n ρ)^2 + 2 n ρ) = 0.146

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.146 / 3 = 0.951

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 168,615,000.00 /(0.00173 x 0.951 x 300.00 x 1950.00 ^{2})

= 89.84 MPa < f_{sa} = 150.00 MPa ∴ O.K

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 80.00 − 25.00 / 2 = 67.500 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c 300 (210/f_s)]

= Min [707.808 , 701.247] = 701.247 mm

∴ s = 180.000 mm < s_a = 701.247 mm ∴ O.K

5.6 전단 설계

L_c / d = 1,320 / 1,950 = 0.7 < 4 ∴ DEEP BEAM 설계

(1) Vc 계산 (콘크리트가 부담하는 전단강도)

V_c = 1 / 6 x $\sqrt{(f_{ck})}$ x b x d = 534,029.49 N

ΦV_c = 0.85 x V_c = 453,925.07 N < V_u = 867,200.00 N

∴ 전단설계

(2) 전단철근량 산정

① 수직철근량

수직철근의 최대간격 : i) 300mm 이하 = 300 mm

ii) d / 5 이하 = 390 mm

∴ = 300 mm > s_v = 200 mm

∴ O.K

A_{v_min} = 0.0025 x b x s_v = 150.0 mm^2

A_{v_use} = 2 – D 19 @ 200 = 2 x 286.50

= 573.00 mm^2 > 150.00 mm^2

∴ O.K

② 수평철근량

수평철근의 최대간격 : i) 300mm 이하 = 300 mm

ii) d / 5 이하 = 390 mm

∴ = 300 mm > s_v = 250 mm

∴ O.K

A_{v_min} = 0.0015 x b x s_v = 112.5 mm^2

A_{v_use} = 2 – D 19 @ 250 = 2 x 286.50

= 573.0 mm^2 > 112.50 mm^2

∴ O.K

③ 전단철근량 검토

(1 + L_c/d) / 12 x A_v / s_v + (11 – L_c/d) / 12 x A_h / s_h

= 0.140 A_v / s_v + 0.860 A_h / s_h = 2.372

(V_u – ΦV_c) / (Φ x f_y x d) = 0.831 < 2.372 ∴ O.K

5.7 가로보 용접 검토

(1) 가로보 주철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)

구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	100

– 사용철근

(mm)

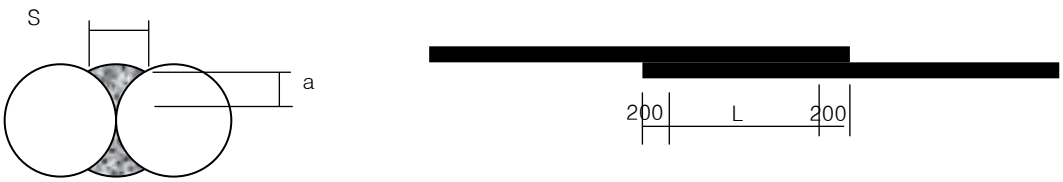
구 분	단면적	지 름
H 25	506.70	25.40

2. 용접의 폭

(mm)

구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

3. 단 면



4. 용접길이 계산 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\ell = \frac{As \times Fta}{a \times Va} + 2S$$

$$= \frac{506.7}{6.91} \times \frac{150}{100} + 2 \times 12.50$$

$$= 135.056 \text{ mm}$$

As : 철근의 공칭 단면적
Fta : 철근의 인장허용응력
V : 철근의 전단허용응력
a : 0.390 D – 3.0
= 0.390 × 25.4 – 3.00
= 6.906

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

ℓ' = 25.40 × 10 = 254.000 mm
ℓ = 135.056 < 254.000 이므로 254.000 사용

6. 양면 용접이므로

L = 254.000 / 2 = 127.000 mm ≒ 130.000 mm 를 적용함

(2) 가로보 수평철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)

구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	80

- 사용철근

(mm)

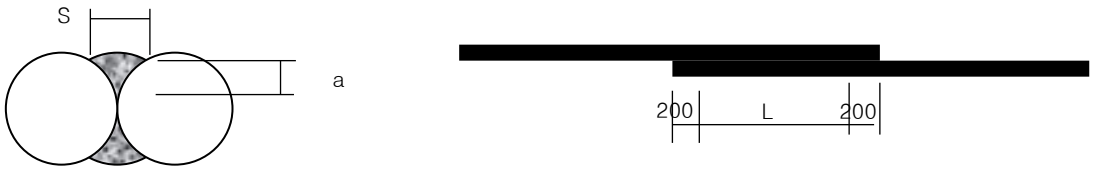
구 분	단면적	지 름
D 19	286.50	19.10

2. 용접의 폭

(mm)

구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

3. 단 면



4. 용접길이 계산 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\ell = \frac{As \times Fta}{a \times Va} + 2S$$

$$= \frac{286.5}{4.45} = \frac{150}{80} + 2 \times 9.50$$

$$= 139.743 \text{ mm}$$

As : 철근의 공칭 단면적
Fta : 철근의 인장허용응력
V : 철근의 전단허용응력
a : 0.390 D − 3.0
= 0.390 × 19.1 − 3.00
= 4.449

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

ℓ' = 19.10 × 10 = 191.000 mm
ℓ = 139.743 < 191.000 이므로 191.000 사용

6. 양면 용접이므로,

L = 191.000 / 2 = 95.500 mm ≒ 80.000 mm 를 적용함

6. 신축이음 설계

6.1 신축량 계산

(1) 온도변화에 의한 신축량

- 온도변화 (ΔT) = 40 ℃
- 선팽창계수 (α) = 0.00001
- 신축거더 길이 (L) = 24.0 m

$$\Delta L_t = \Delta T \times \alpha \times L$$
$$= 40 \times 0.00001 \times 24.0$$
$$= 0.009600 \text{ m} = 9.600 \text{ mm}$$

(2) 건조수축에 의한 신축량

- 건조수축 및 크리프의 저감계수 (β)

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

- 건조수축 변형률은 온도변화 -20 ℃의 온도변형과 같다.

$$\Delta L_{sh} = 20 \times \alpha \times \beta \times L$$
$$= 20 \times 0.00001 \times 0.5 \times 24.0$$
$$= 0.002400 \text{ m} = 2.400 \text{ mm}$$

(3) 크리프에 의한 신축량

- 콘크리트의 크리프 계수 (ϕ) = 2.2

$$\Delta L_c = \frac{P_i}{E_c \ A_c} \times \phi \times L \times \beta$$
$$= \frac{18221.01}{27{,}537 \times 4293951.3} \times 2.2 \times 24.0 \times 0.5$$
$$= 0.000004 \text{ m} = 0.004 \text{ mm}$$

(4) 신축여유량

신축장 100m 미만일 경우

$$(\Delta L_t + \Delta L_{sh} + \Delta L_c) \times 20.0 \% + 10.0$$
$$= (9.600 + 2.400 + 0.004) \times 20.0 \% + 10.0$$
$$= 12.401 \text{ mm}$$

(5) 총 신축량

ΔL_1 = 9.600 + 2.400 + 0.004 + 12.401

= 24.405 mm

6.2 가동받침의 가동량 계산

가동받침의 가동량은 고정받침으로부터의 거리 1m당 1.5mm 이상으로 하는 것을 표준으로 함.

ΔL_2 = 1.5 mm/m × 24.0 m

= 36.000 mm

6.3 신축이음장치 선정

설계신축량 = Max (24.405 , 36.000)

= 36.000 mm

적용 신축이음장치 NO. 50 > 36.000 ∴ O.K

9.1.2 RPF

목 차

1. 설계조건

2. 허용응력 및 설계흐름도

3. 단면가정

4. 바닥판의 설계

5. RPF 합성형의 설계

5.1 기호 및 부호

5.2 하중 및 각 거더별 활하중 분배계수의 산정

5.3 합성거더의 설계 (G1, G5 : KRL-2012)

5.4 합성거더의 설계 (G2~G4 : KRL-2012)

5.5 국부응력 검토

5.6 정착부응력 검토

5.7 반력집계표

6. 신축량 산정

7. 가로보 설계

1. 설계조건
2. 허용응력 및 설계 흐름도
3. 단면가정

4. 바닥판의 설계

5. RPF 합성형의 설계

6. 신축량 산정

7. 가로보 설계

1. 설계조건

1.1 교 량 명 : B.파전제2 RPF (슬래브 S2)

1.2 교량제원

(1) 교량형식 : RPF 합성형 (단순교)

(2) 선로등급 : 1 급선

(3) 교 장 : 45.000 m (철도중심선 길이, 신축이음 포함)

(4) 지 간 : 43.930 m

(5) 교 폭 : 10.900 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 : 2.000 m
- 거 더 개 수 : 5 EA
- 경간당가로보개수 : 6 EA (단부 포함)

1.3 사용재료

(1) 콘크리트

- 설계기준강도 : fck = 45 MPa (하부플랜지 콘크리트)
  fck = 30 MPa (바닥판, 복부, 헌치, 가로보)
- 탄 성 계 수 : Ec = 34,285 MPa (하부플랜지 콘크리트)
  Ec = 30,251 MPa (바닥판, 복부, 헌치, 가로보)

(2) 철 근

- 항 복 강 도 : fy = 400 MPa
- 탄 성 계 수 : Es = 200,000 MPa

(3) 강 재 (SM 520B)

- 단 위 중 량 : γ = 77.0 kN/m³
- 항 복 강 도 : fsy = 355 MPa

(4) PC 강 연 선

- 사 용 기 준 : KSD 7002, SWPC 7B (Unbonded ϕ15.2mm)
- 항 복 강 도 : fpy = 1,600 MPa
- 극 한 강 도 : fpu = 1,900 MPa

(5) 도상 및 방수용 아스팔트

- 도상 단위중량 : γ = 19.0 kN/m³ (자갈도상)
- 방수용 아스팔트 단위중량 : γ = 11.0 kN/m³

1.4 설계하중

(1) 고 정 하 중

- 강형의 자중 (W_0)
- 하부플랜지 콘크리트 (W_1)
- 합성전 고정하중 (상부슬래브, 복부, 헌치) (W_2)
- 가로보 (W_2)
- 추가적인 합성전 고정하중 (W_2)
- 합성후 고정하중 (W_3)

(2) 활 하 중

- KRL-2012 표준열차하중
- 충 격 계 수

바닥판 적용시 : $I_m = 1.44 / (\sqrt{L_c} - 0.2) - 0.18$ 에서, $0 < I_m < 0.67$

※ 여기서, ℓ은 부재의 지간 길이(m)

주형 적용시 : $I_m = 1.44 / (\sqrt{L_c} - 0.2) - 0.18$ 에서, $0 < I_m < 0.67$

※ 여기서, ℓ은 부재의 지간 길이(m)

(3) 탈선하중

- 가로보 (W2)

① 탈선상황 Ⅰ : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

② 탈선상황 Ⅱ : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을때

③ 탈선상황 Ⅰ과 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

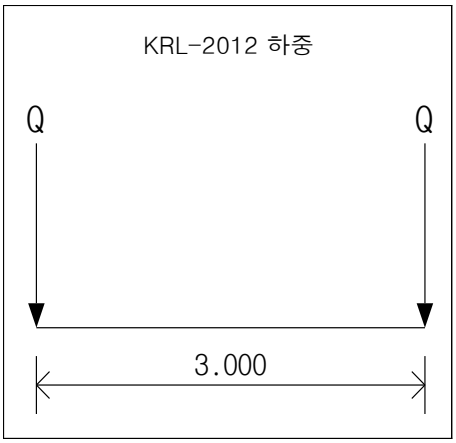
  ② 제동하중 : 20kN/m×L(m)≤6000kN　　여기서, L(m)은 하중의 제하된 길이임

(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

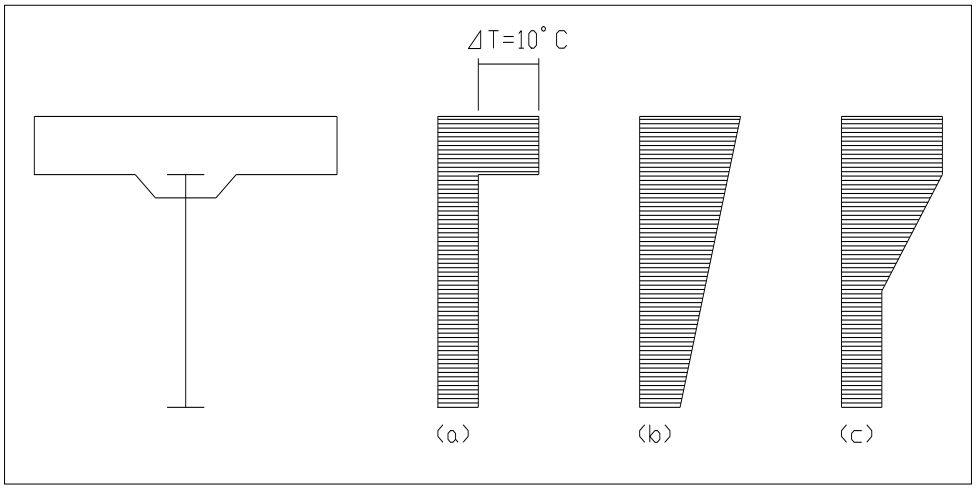
  ① 교량의 연직투사면 : 1.5kN/㎡

  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)

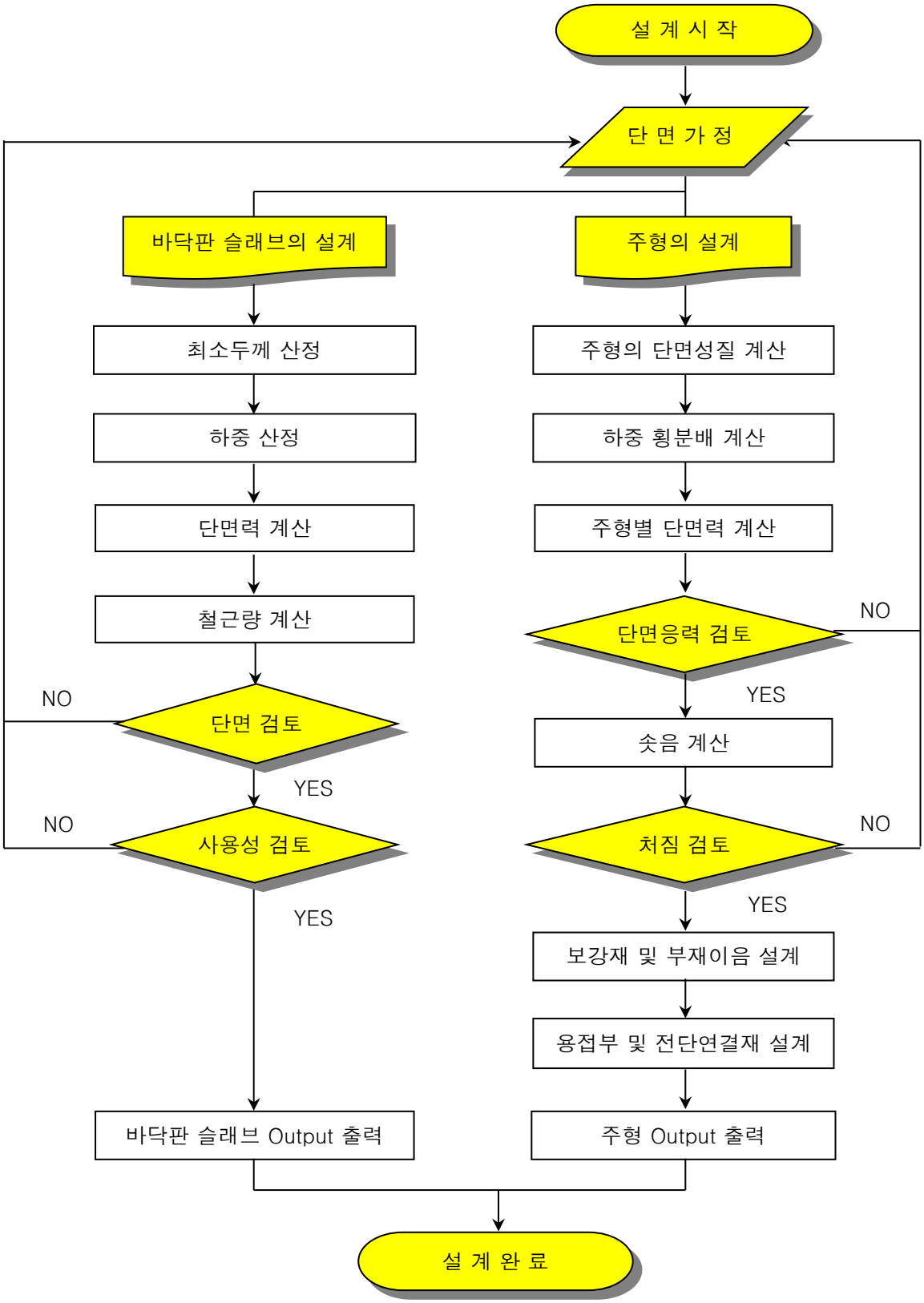
2. 허용응력 및 설계흐름도

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	R e l e a s e 시	0.60 × fci	24.3 MPa
		2차 Represtress 도입시	0.55 × fck	24.8 MPa
		주 하 중 작 용 시	0.40 × fck	18.0 MPa
	허용 인장 응력	주 하 중 작 용 시		0.0 MPa
	탄 성 계 수	설계하중 작용시		34,285 MPa
	크 리 프 계 수	초 기 크 리 프		0.5
		최 종 크 리 프		2.0
	건 조 수 축 률	최 종 건 조 수 축		$\varepsilon s = 27 \times 10^{-5}$
바닥판 콘크리트 fck = 30 MPa	허용 압축 응력	설계하중 작용시	0.40 × fck	12.0 MPa
	허용 인장 응력	설계하중 작용시	0.07 × fck	2.1 MPa
	탄 성 계 수	설계하중 작용시		30,251 MPa
	크 리 프 계 수	최 종 크 리 프		2.0
	건 조 수 축 률	최 종 건 조 수 축		$\varepsilon s = 27 \times 10^{-5}$

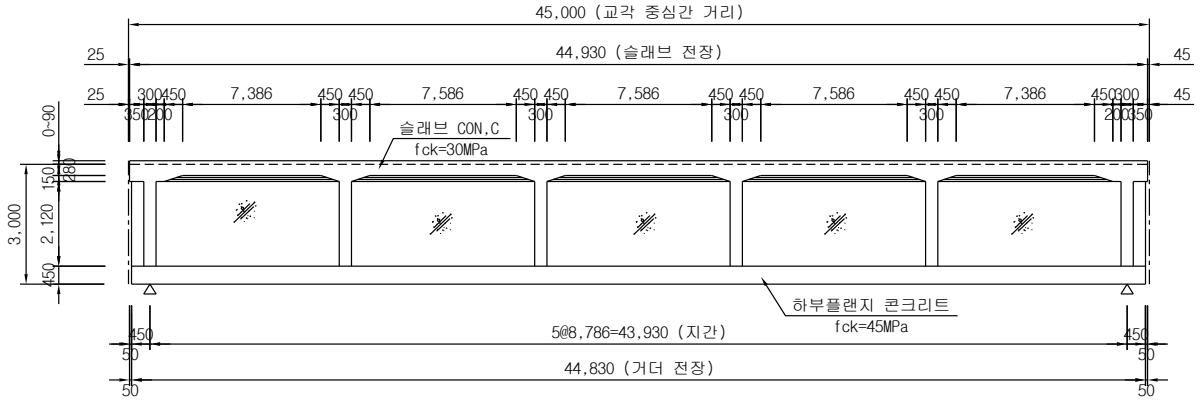
※ 상기사항은 리프리스트레스트 프리플렉스 합성형교의 설계, 제작 및 시공지침서(안), 철도 설계기준 (노반편) 등에 준함.

2.2 설계 흐름도

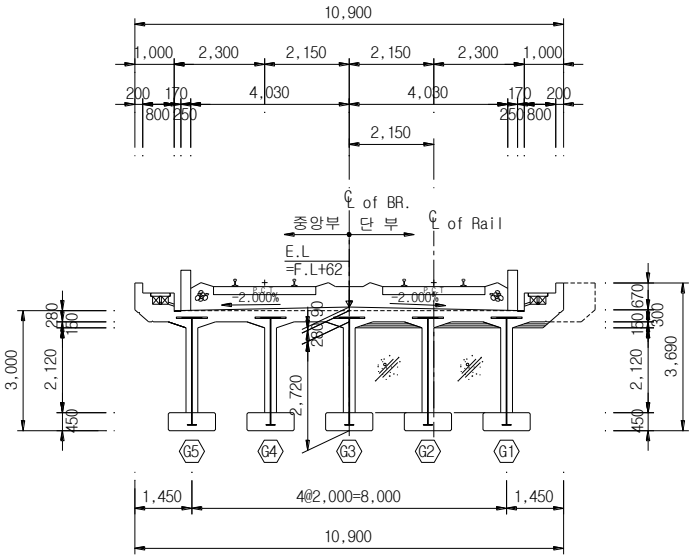

설 계 시 작
단 면 가 정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
최소두께 산정
하중 산정
단면력 계산
철근량 계산
단면 검토
NO
YES
사용성 검토
NO
YES
바닥판 슬래브 Output 출력
주형의 단면성질 계산
하중 횡분배 계산
주형별 단면력 계산
단면응력 검토
NO
YES
솟음 계산
처짐 검토
NO
YES
보강재 및 부재이음 설계
용접부 및 전단연결재 설계
주형 Output 출력
설 계 완 료

3. 단면가정

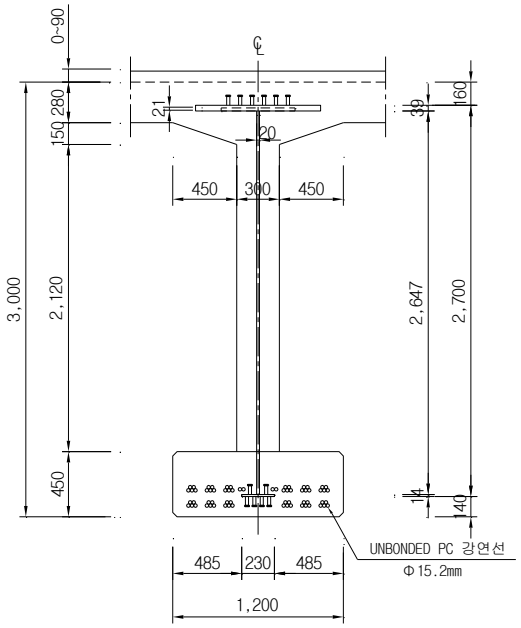
3.1 종단면



3.2 횡단면



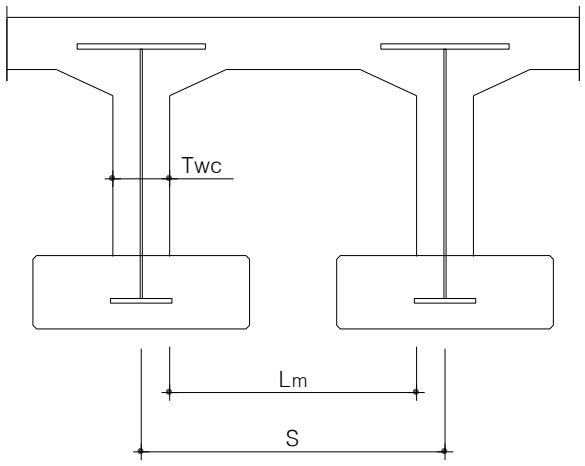
3.3 RPF 합성형단면



4. 바닥판의 설계

4.1 궤도부

(1) 바닥판의 최소두께 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-183]



복부 두께(Twc)	0.300 m
거더 간격(S)	2.000 m
바닥판 두께(tm)	0.280 m

① 중간바닥판의 지간

Lm = 2.000 − 0.300 = 1.700 m

② 바닥판의 최소두께

t min = Max (30L + 110 = 161 mm, 200 mm) = 200.0 mm

③ 중간 바닥판의 두께

tm = 280 mm > t min = 200 mm ----------O.K

(2) 하중과 단면력의 계산 [철도설계기준, 2013, P.10-187]

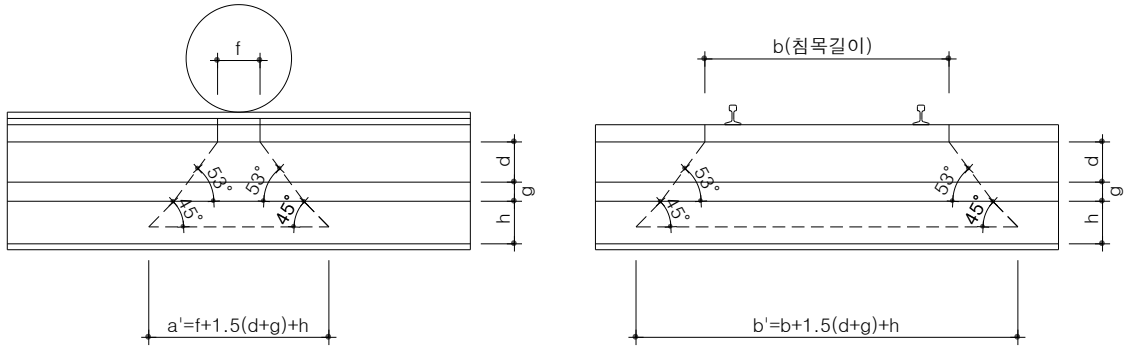
① 고정 하중

구 분	두 께	γ (kN/㎥)	하중 (kN/m)	비 고
바 닥 판	0.280	24.50	6.860	
구배콘크리트	0.045	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 × 1.700²) / 10 = 6.590 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/m^2

· 객차하중 : KRL-2012 하중의 경우 (등분포하중)

ω(1+i) = 80 × (1 + 0.670) × 1.0m / (1.000 × 3.428) = 38.973 kN/m^2

· KRL-2012 하중 합계 (집중하중 + 등분포하중)

$\omega\ell$ = 74.698 kN/m^2

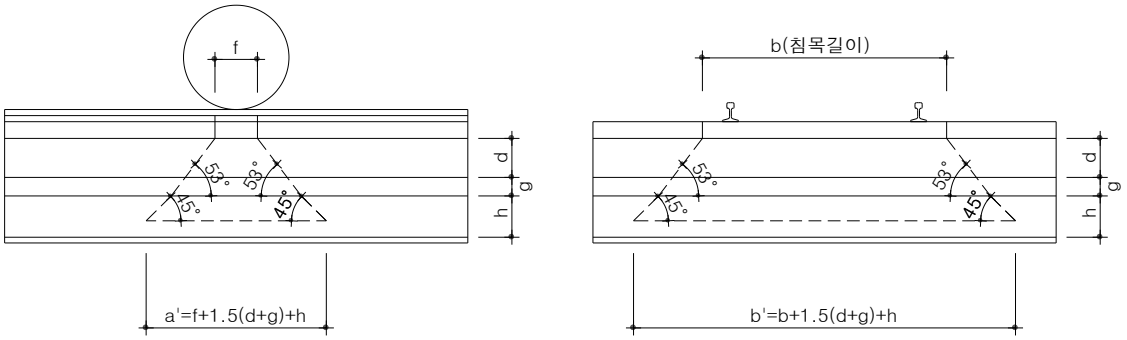
∴ $M\ell = \omega\ell \times \ell^2 / 10$

= 74.698 × 1.700^2 / 10 = 21.588 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

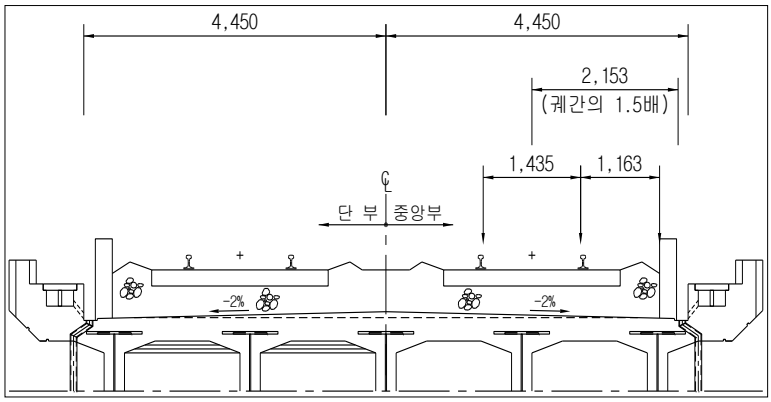
- 횡방향 분포폭(b')

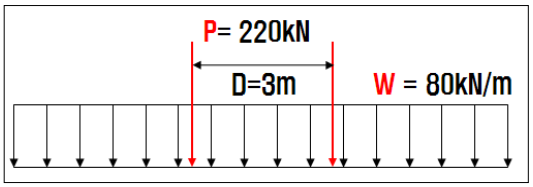
b = 0.000 m

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/㎡

∴ Mdr = ωdr × ℓ^2 / 10

= 170.678 × 1.700² / 10 = 49.326 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 = 48.834 kN·m

Mu2 = 1.6 Md + 1.6 Mℓ (1+i) + 1.6 Mcf = 45.085 kN·m

Mu3 = 1.35 Md + 1.35 M_{dr} + 1.35 Mcf = 75.487 kN·m

Mu = MAX[Mu1, Mu2, Mu3] = 75.487 kN·m

ⅱ) 사용하중(Service Load)

M_{net1} = Md + Mℓ(1+i) + M_{cf} = 28.178 kN·m

M_{net2} = Md + M_{dr} = 55.916 kN·m

M_{net} = MAX[$Mnet_1$, $Mnet_2$] = 55.916 kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

ⅰ) 설계휨모멘트 : Mu = 75486600 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)

$-2.667\ As^2 + 74800\ As - 75486600 = 0$ 에서

As(req) = 1048.367 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0048

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) = 1048.367

· As(min) = 770.000 ∴ As = 1048.367 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 1397.823

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 = 75.487 kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

ⅰ) 처짐을 계산하지 않는 경우의 최소두께(양단연속) [콘크리트구조기준, 2012, P.71]

ℓ / 28 = 1.700 / 28 × 1000 = 60.71 mm

tm (280mm) > t min (60.71mm) ----------O.K

ⅱ) 연직처짐 [철도설계기준, 2013, P.8-85]

d = M * (5.5*L^2) / 48 /(E*I) = 21.588 * 5.5 * 1.700² / (48 * 30,251 * 0.002) = 0.118 mm

d (= 0.118 mm) < L/600 (= 2.833 mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

ⅰ) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

M_max = Mnet = 55.916 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

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 209.5 $MPa(N/mm^2)$

fs_max (=209.5 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 / 209.507) − 2.5 × 52.000 = 245.882 mm

300 × (210 / fs_max) = 300× (210 / 209.507) = 300.706 mm

Sa는 작은 값인 245.882 mm를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 245.882 mm) ----------O.K

ⅲ) 피로 검토

▶ SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 21.588 kN·m

$fy = M(L+I) / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 80.886 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 1324.000 mm^2
- 필요 배력철근량 : Ar_req = As_use / 6 = 220.667 mm^2

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm^2

③ 사용 배력철근량

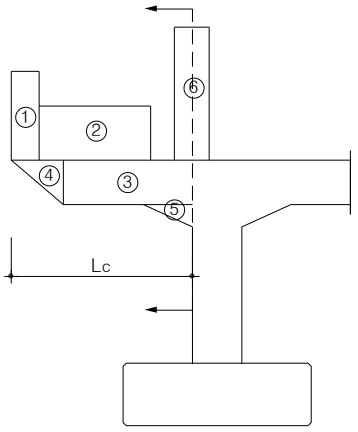
USE As = 633.50 mm^2 **H 13 @ 5.000 EA (c.t.c 200)**

∑ = 633.50 mm^2 > max (Ar_req , At_req) = 440.000 mm^2

----------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)						=	5.328	1.200	6.394
합 계										21.798

② 활하중에 의한 단면력

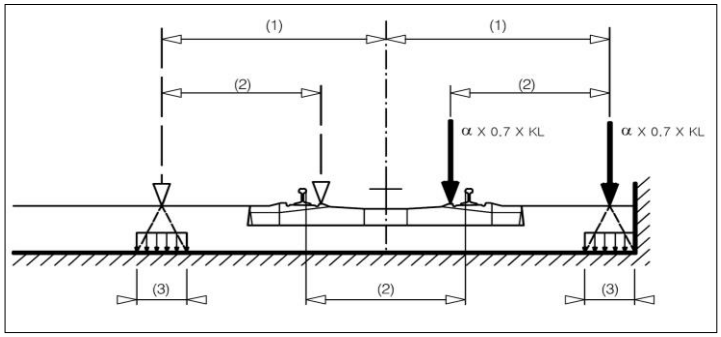
ⅰ) 군중하중(교측보도)

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

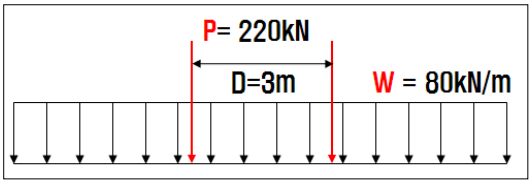


(KRL-2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

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

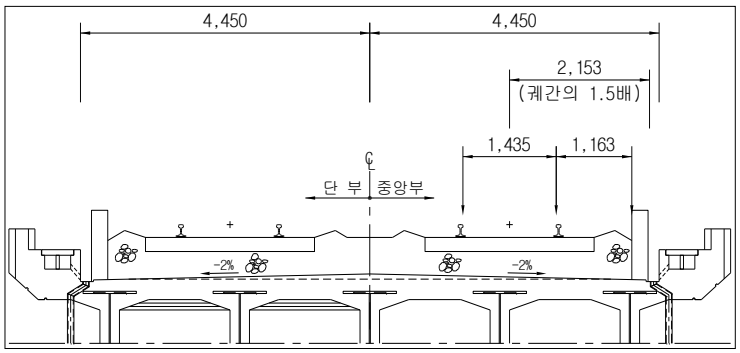
P = 220 = 220.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 220 kN 집중하중

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

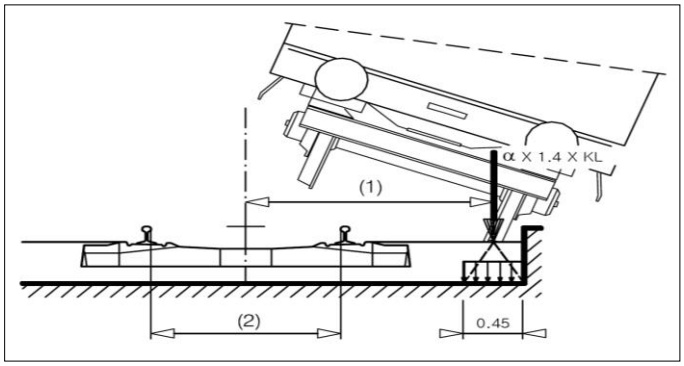
- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

ⅲ) 탈선하중에 의한 단면력

P1 = 210.000 kN : KRL-2012 - 집중하중과 등분포하중 모두 재하

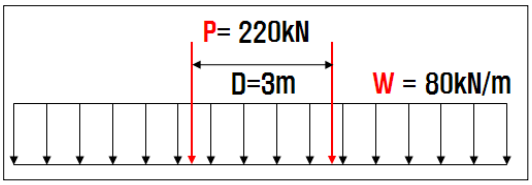
M_{dr} = 210.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

- 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때



주 (1) : 교량 상판 끝에 작용

(2) : 궤간



(KRL-2012하중의 등분포하중만 재하)

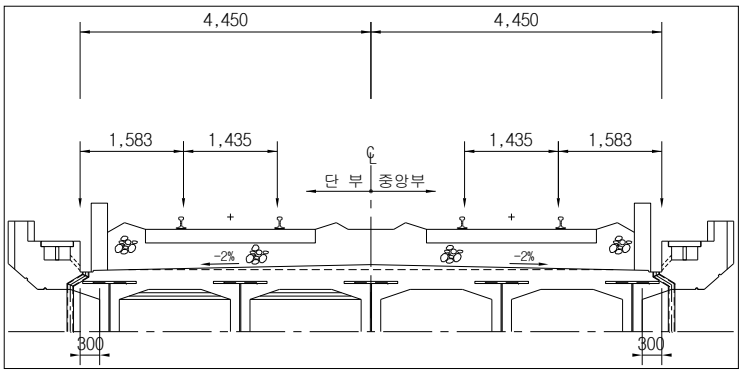
탈선상황II에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (등분포하중만)의 하중 재하

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 = 0.000 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 × 0.000 = 0.000 kN·m

∴ 탈선하중(MAX) = 0.000 kN·m

④ 풍하중(W) (방음벽 높이 = 2.0 m) (적용높이 : 연석 + 방음벽)

(열차 높이 = 4.0 m) (적용높이 : 연석 + 열차)

Fw1	열차하중 비재하시	(0.670	+ 2.000) ×	3.00	= 8.010	kN/m
Fw2	열차하중 재하시	(0.670	+ 4.000) ×	1.50	= 7.005	kN/m
Mw1	열차하중 비재하시	8.010	× 1.335 m		= 10.693	kN·m/m
Mw2	열차하중 재하시	7.005	× 2.335 m		= 16.357	kN·m/m

⑤ 하중 조합

ⅰ) 계수하중(Factored Load)

Mu1	= 1.35 Md + 1.85 Mℓ(1+i)	=	34.607	kN·m
Mu2	= 1.6 Md + 1.6 Mℓ(1+i)	=	39.357	kN·m
Mu3	= 1.35 Md + 1.35 Mw1	=	43.863	kN·m
Mu4	= 1.35 Md + 1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2	=	44.388	kN·m
Mu5	= 1.35 Md + 1.35 M_{dr}	=	29.427	kN·m
Mu	= MAX[Mu1, Mu2, Mu3, Mu4, Mu5]	=	44.388	kN·m

ⅱ) 사용하중(Service Load)

Mnet1	= Md + Mℓ(1+i)	=	24.598	kN·m
Mnet2	= Md + Mw1	=	32.491	kN·m
Mnet3	= Md + Mℓ(1+i) + 0.5Mw2	=	32.776	kN·m
Mnet	= MAX[Mnet1, Mnet2, Mnet3]	=	32.776	kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

ⅰ) 설계휨모멘트 : Mu = 44388056 N·mm

ⅱ) 단 면 치 수 : H = 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

ⅲ) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

ⅳ) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1324.000 × 400 = 529600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500.000 × a

T = C 이므로, a = 20.769 mm, c = 20.769 / β1

= 20.769 / 0.85 = 17.653 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 17.653) / 17.653

= 0.0599

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b = 0.0157\ As$

$Mu = \Phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - a/2)$

$-2.667\ As^2 + 125800\ As - 44388055.6 = 0$ 에서

$As(req) = 355.526\ mm^2$

단면철근비 : $p = As / (b \times d) = 0.0010$

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) = 355.526
· As(min) = 1295.000
· 4/3×As = 474.035

∴ As = 474.035 mm^2 이상 사용하여야 한다.

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 > $Mu = 44.388$ 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

$M_max = Mnet = 32.776$ kN·m

$n = Es / Ec = 7$

$p_use = As_use / b \cdot d = 0.00358$

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.2$

$j = 1 - (k / 3) = 0.933$

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 71.68\ MPa(N/mm^2)$

fs_max (=71.679 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 / 71.679) − 2.5 × 52.00 = 968.648 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300× (210 / 71.68) = 878.919 mm

Sa는 작은 값인 878.919 mm 를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 878.919 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) = 39.787 kN·m

Mu2 = 1.6 Md + 2×1.6 Mℓ(1+i) = 43.837 kN·m

Mu3 = 1.35 Md + 2×1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2 = 48.308 kN·m

Mu = MAX[Mu1, Mu2, Mu3] = 48.308 kN·m

(7) 철근량 산정

① 설계조건

ⅰ) 설계휨모멘트 : Mu = 48308056 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 − 48308056 = 0 에서

As(req) = 387.185 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) = 387.185

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 516.247 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 516.247

◆ 거더의 단부이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는것이 좋다.

[철도설계기준, 2013, P.10-192]

Areq_lL × 2 = 474 × 2 = 948.070 ----------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

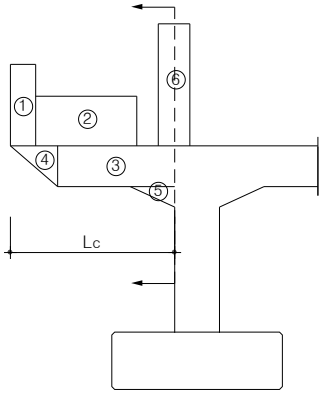
$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 244.111 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 29.961 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 244.111 kN·m > Mu = 48.308 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

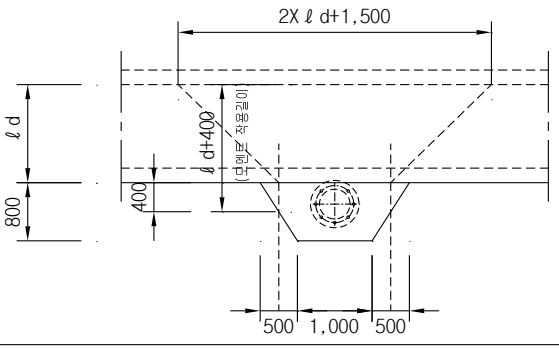
tcs = 430 mm > t min = 200 mm ----------O.K

(2) 하중과 단면력의 계산 [철도설계기준, 2013, P.10-187]

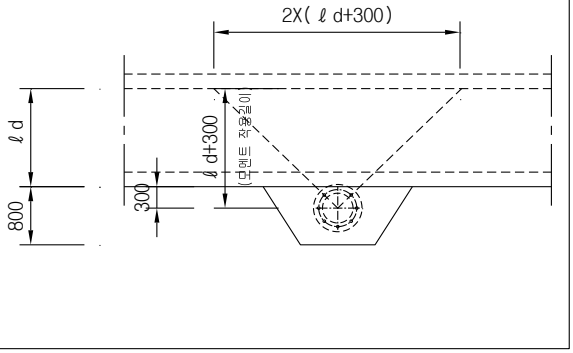
① 고정 하중

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) = 5.328	1.200	6.394
합 계			43.622

※ 전철주기초하중 적용범위



※ 전철주하중 적용범위



② 활하중에 의한 단면력

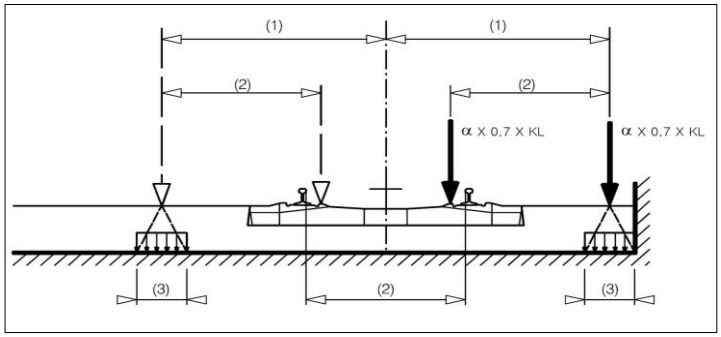
ⅰ) 군중하중(교측보도)

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

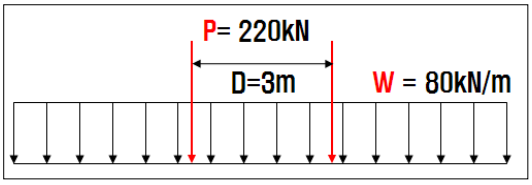


(KRL-2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

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

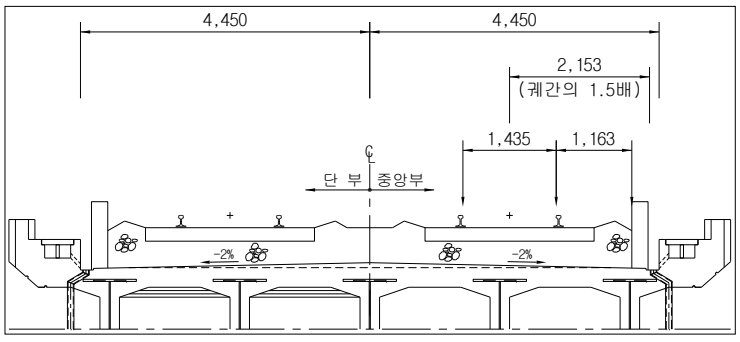
P = 220 = 220.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 220 kN 집중하중

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

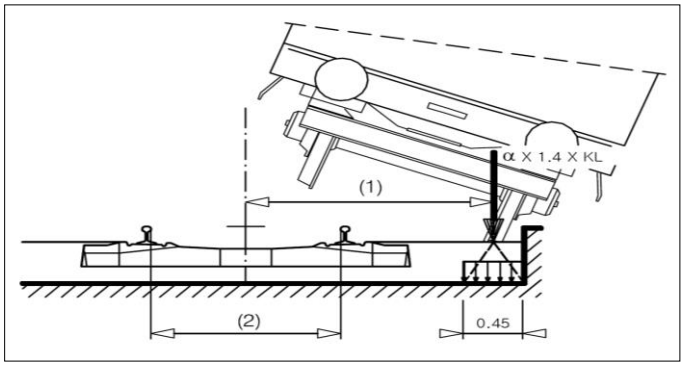
- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

ⅲ) 탈선하중에 의한 단면력

P1 = 210.000 kN : KRL-2012 - 집중하중과 등분포하중 모두 재하

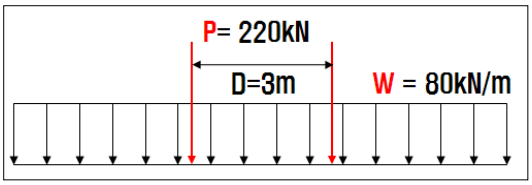
M_{dr} = 210.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

- 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때



주 (1) : 교량 상판 끝에 작용

(2) : 궤간



(KRL-2012하중의 등분포하중만 재하)

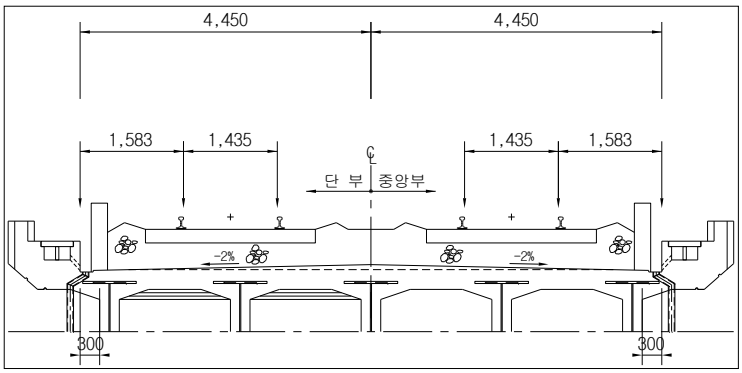
탈선상황II에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (등분포하중만)의 하중 재하

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 = 0.000 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 × 0.000 = 0.000 kN·m

∴ 탈선하중(MAX) = 0.000 kN·m

④ 풍하중(W) (방음벽 높이 = 2.0 m) (적용높이 : 연석 + 방음벽)

(열차 높이 = 4.0 m) (적용높이 : 연석 + 열차)

Fw1	열차하중 비재하시	(0.670	+ 2.000) ×	3.00	= 8.010	kN/m
Fw2	열차하중 재하시	(0.670	+ 4.000) ×	1.50	= 7.005	kN/m
Mw1	열차하중 비재하시	8.010	× 1.335 m		= 10.693	kN·m/m
Mw2	열차하중 재하시	7.005	× 2.335 m		= 16.357	kN·m/m

⑤ 하중 조합

ⅰ) 계수하중(Factored Load)

Mu1	= 1.35 Md + 1.85 Mℓ(1+i)	=	64.070	kN·m
Mu2	= 1.6 Md + 1.6 Mℓ(1+i)	=	74.275	kN·m
Mu3	= 1.35 Md + 1.35 Mw1	=	73.325	kN·m
Mu4	= 1.35 Md + 1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2	=	73.850	kN·m
Mu5	= 1.35 Md + 1.35 M_{dr}	=	58.890	kN·m
Mu	= MAX[Mu1, Mu2, Mu3, Mu4, Mu5]	=	74.275	kN·m

ⅱ) 사용하중(Service Load)

Mnet1	= Md + Mℓ(1+i)	=	46.422	kN·m
Mnet2	= Md + Mw1	=	54.315	kN·m
Mnet3	= Md + Mℓ(1+i) + 0.5Mw2	=	54.600	kN·m
Mnet	= MAX[Mnet1, Mnet2, Mnet3]	=	54.600	kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

ⅰ) 설계휨모멘트 : Mu = 74275200 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 = 1910.000 × 400 = 764000.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500.000 × 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

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b = 0.0157\ As$

$Mu = \Phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - a/2)$

$-2.667\ As^2 + 125800\ As - 74275200.0 = 0$ 에서

$As(req) = 598.004\ mm^2$

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) = 598.004
· As(min) = 1295.000
· 4/3×As = 797.339

∴ As = 797.339 mm^2 이상 사용하여야 한다.

③ 사용 철근량

USE As 1910.000 ㎟ **H 19 @ 6.667 EA (c.t.c 150)**

∑ = 1910.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

$p_use = As_use / (b \times d) = 0.005 < p_max = 0.0240$ ----------O.K

⑤ 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2) = 244.111$ kN·m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b) = 29.961$ mm

∴ $\phi f \cdot Mn = 244.111$ kN·m > $Mu = 74.275$ 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

$M_max = Mnet = 54.600$ kN·m

$n = Es / Ec = 7$

$p_use = As_use / b \cdot d = 0.00516$

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.235$

$j = 1 - (k / 3) = 0.922$

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 83.83$ MPa(N/mm^2)

fs_max (=83.832 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 / 83.832) − 2.5 × 50.50 = 813.129 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300× (210 / 83.83) = 751.503 mm

Sa는 작은 값인 751.503 mm 를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 751.503 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) = 4.299 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 1910.000 mm^2

- 필요 배력철근량 : Ar_req = As_use / 6 = 318.333 mm^2

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm^2

③ 사용 배력철근량

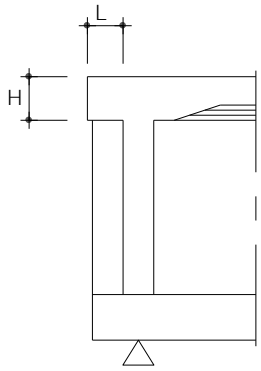
H 13 @ 200 = 633.50 mm^2

633.50 mm^2 > max (Ar_req , At_req) = 440.000 mm^2

----------O.K

4.4 슬래브 단부 설계

(1) 단면치수



H : 0.280 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 280.0 mm , b = 1000.0 mm

: d 220.0 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

ε_y = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

ε_t = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (220.0 − 21.687) / 21.687

= 0.0274

ε_t ≥ 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 + 74800 As − 10349752.248 = 0 에서

As(req) = 139.057 (mm^2)

단면철근비	: p = As / (b × d)	=	0.0006
최대철근비	: p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy))	=	0.0240
최소철근비	: p_min = 1.4 / fy	=	0.0035

· As(req) 139.057

· As(min) 770.000 ∴ As = 185.409 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As 185.409

(N = 10)

③ 사용 철근량

H 13 @ 200 = 633.50 ㎟

H 16 @ 200 = 993.000 ㎟

∑ = 1626.50 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.007 < p_max = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

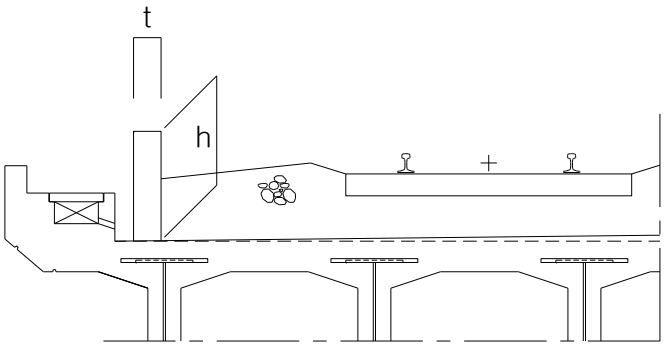
$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 121.349 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 25.514 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 121.349 kN·m > Mu = 10.350 kN·m ----------O.K

4.5 탈선방지벽

(1) 단면치수

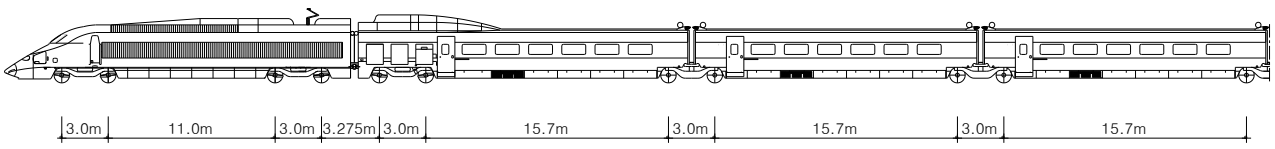


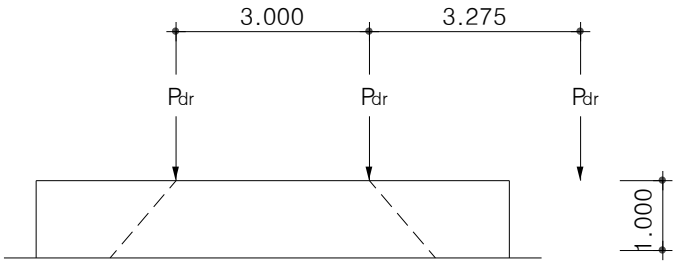
단위 : m

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)

∑ = 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

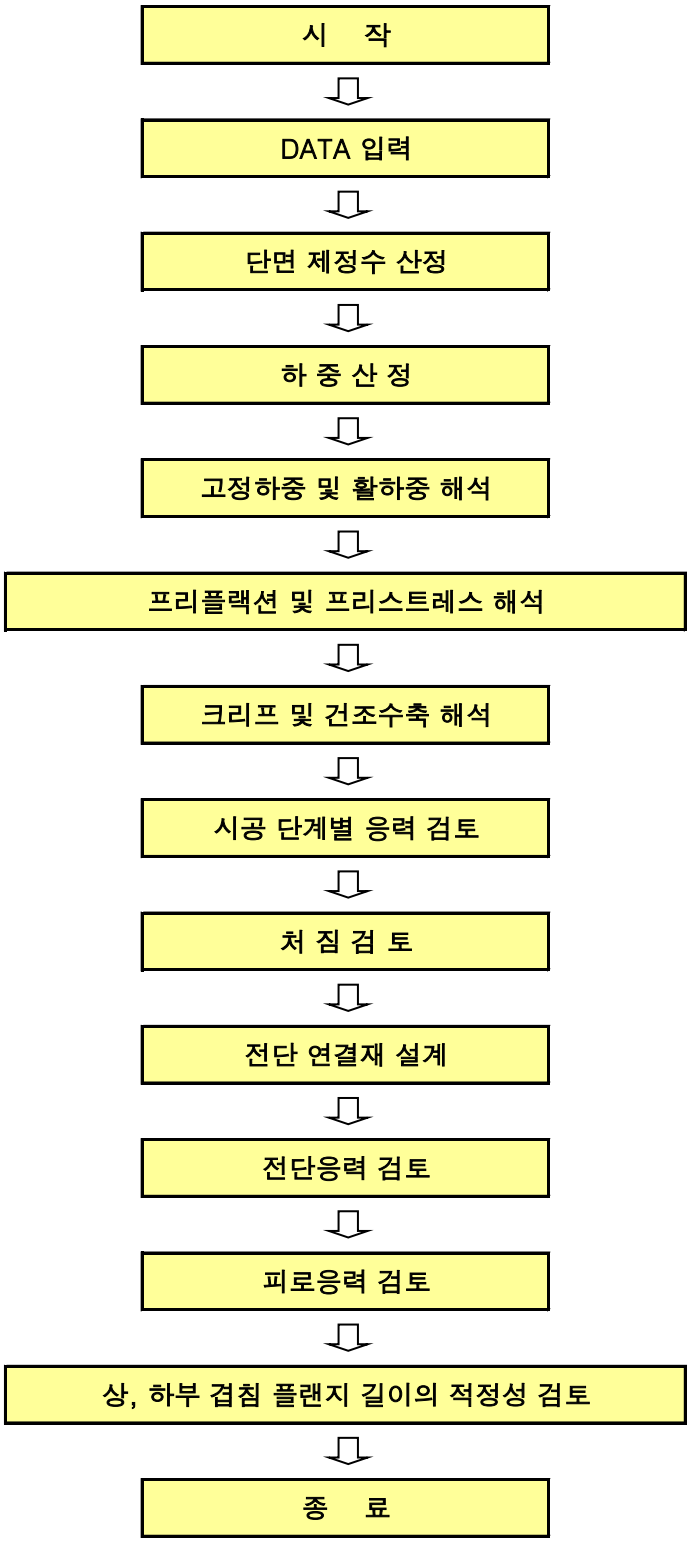
⑥ 전단 검토

$\phi_v Vc = \phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d$ = 155.188 kN

∴ ϕVc= 155.188 kN > Su = 60.000 kN ----------O.K

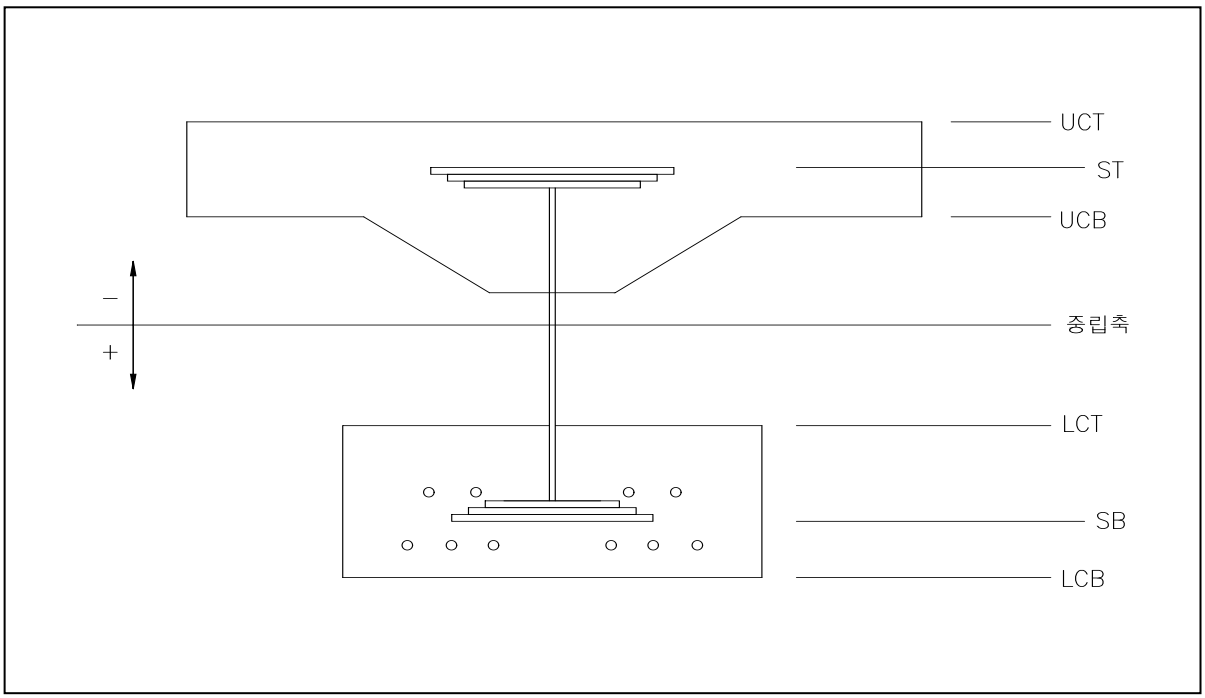
5. RPF 합성형의 설계

◎ 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

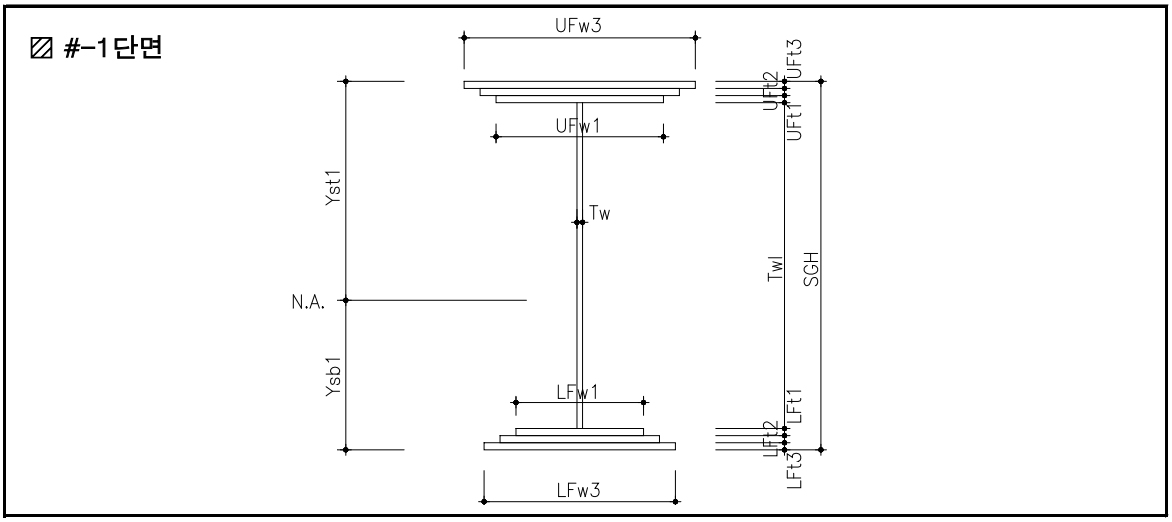
UCB : 상부슬래브 하면에서의 응력

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)

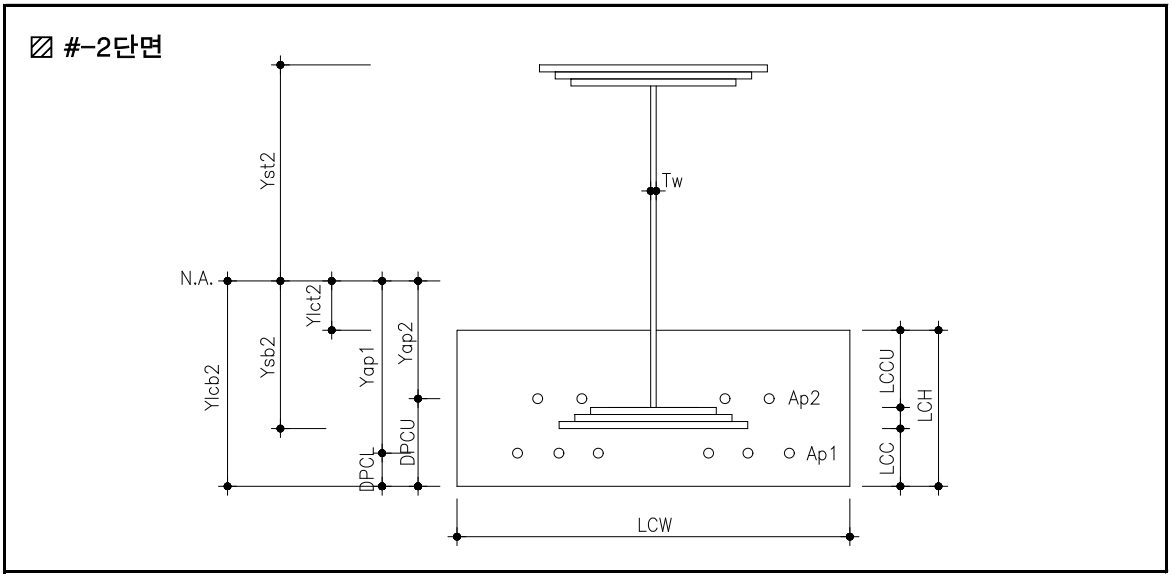
+ LFw2 * LFt2 * (LFt3 + LFt2/2)

+ 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

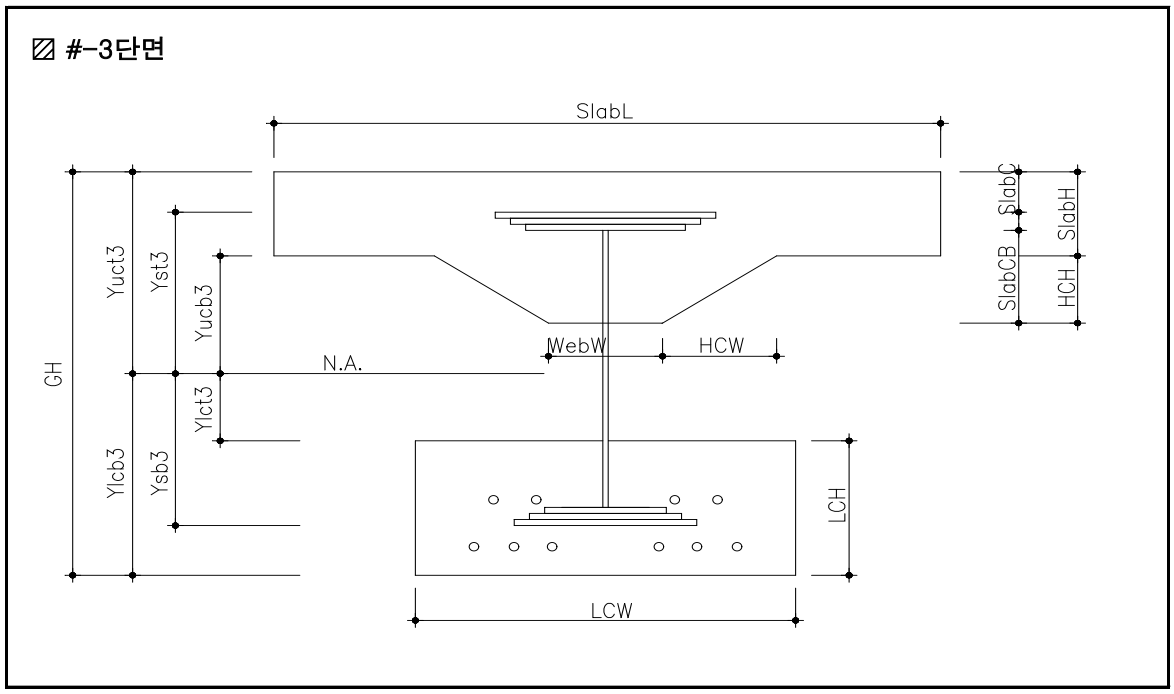
− (Ap1 * Nap1 * DPCL + Ap2 * Nap2 * DPCU) * n1

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

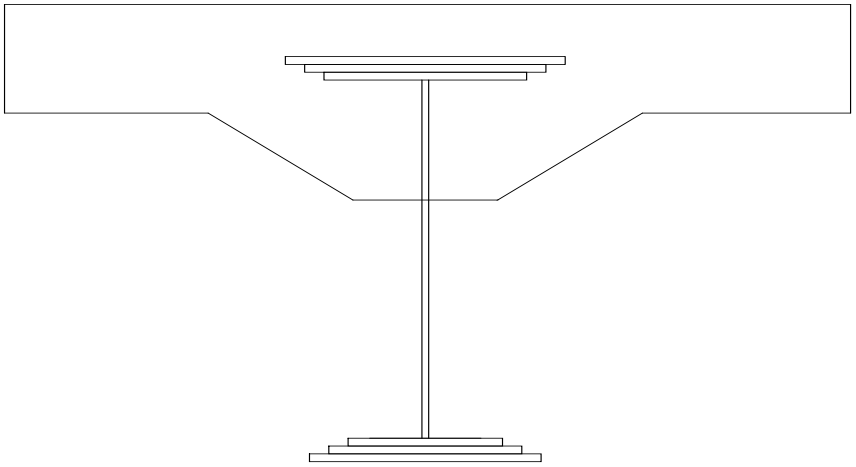
- Tw * SlabCB * (GH - SlabC - UFt3 - UFt2 - UFt1 - SlabCB/2) * n2

Auc = Alc + (SlabL*SlabH + WebW*HCH + HCW*HCH) * n2

- { (UFw3 * UFt3) + (UFw2 * UFt2) + (UFw1 * UFt1) + (Tw * SlabCB) } * n2

d) 강형 + 상부 슬래브

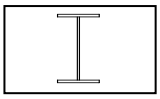
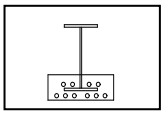
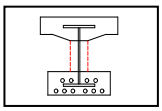
▨ **#-4단면**



AREA : 강형단면으로 환산된 합성단면적

I : 합성단면의 단면2차 모멘트

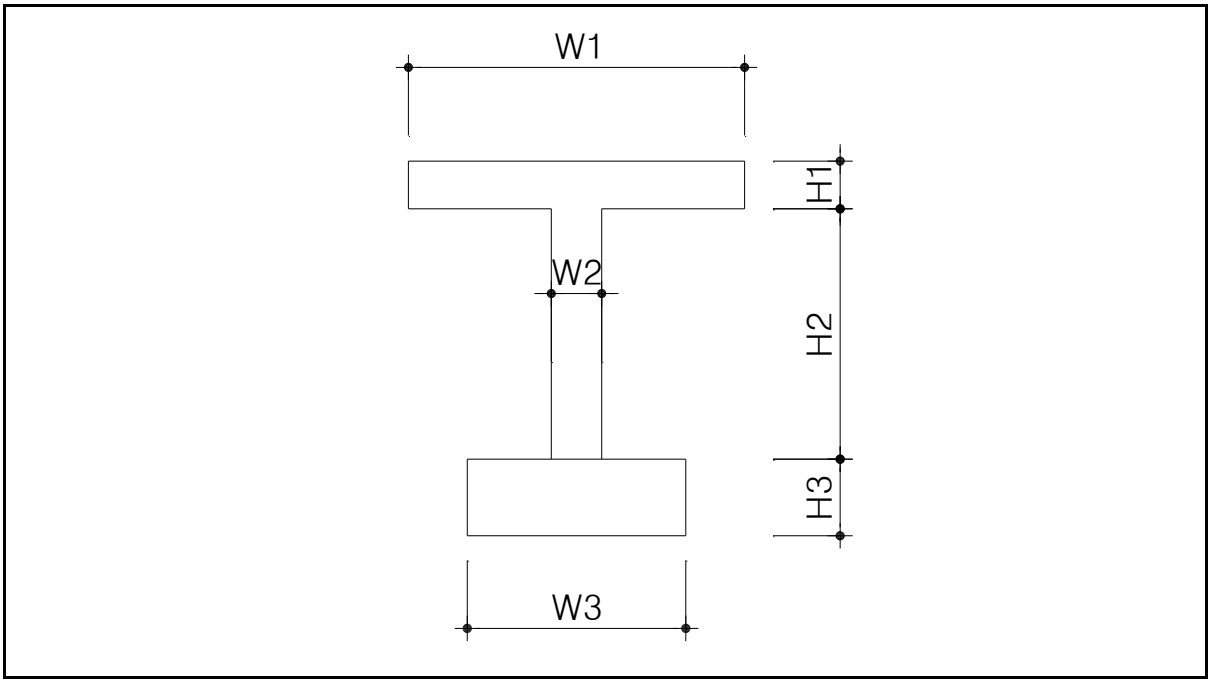
(3) 시공 단계별 작용하중과 저항단면

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

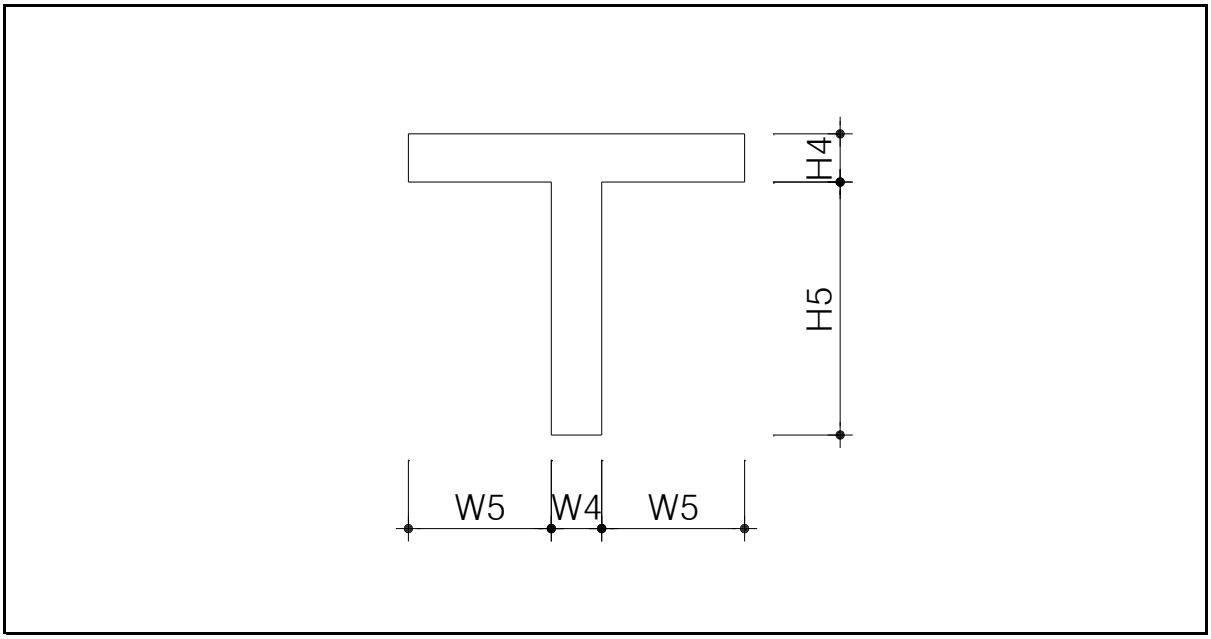
(1) 하중 분배 계수

• J_ℓ 및 I_ℓ 값 계산을 위한 주빔 단면



W1 =	2000	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

$$\Theta = \frac{b}{\ell}\sqrt[4]{\frac{E_\ell I_\ell q_t}{E_t I_t q_\ell}} = 0.20208$$

2b	: 유효폭	=	10.000	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	=	2.34636	m^4
I_t	: 횡빔의 단면2차모멘트	=	1.17554	m^4
q_ℓ	: 주빔 간격	=	2.000	m
q_t	: 횡빔 간격	=	8.786	m

2) 비틀림 강성 계수

$$\alpha = \frac{\frac{J_\ell}{q_\ell}+\frac{J_t}{q_t}}{2\times\sqrt{\frac{E_\ell I_\ell}{q_\ell}\times\frac{E_t I_t}{q_t}}} = 0.02096$$

J_ℓ : 주빔의 비틀림 강성 = 0.0561 × 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
1	-1.00b	3.085	2.030	.988	-.041	-1.064
2	-.75b	2.561	1.776	.995	.220	-.551
3	-.50b	2.036	1.521	1.001	.481	-.038
4	-.25b	1.513	1.263	1.006	.742	.477
5	.00b	.993	1.003	1.008	1.003	.993
6	.25b	.477	.742	1.006	1.263	1.513
7	.50b	-.038	.481	1.001	1.521	2.036
8	.75b	-.551	.220	.995	1.776	2.561
9	1.00b	-1.064	-.041	.988	2.030	3.085

하 중	beam1	beam2	beam3	beam4	beam5
보도 바닥, 마감(좌측)	2.418	1.600	.791	-.008	-.802
보도 바닥, 마감(우측)	-.802	-.008	.791	1.600	2.418
도상, 방수,방진재	8.891	8.905	8.910	8.905	8.891
보도 연석, 방음벽,난간	3.002	1.990	.989	.000	-.983
보도 연석, 방음벽,난간	-.983	.000	.989	1.990	3.002
활하중 1	0.378	0.290	0.200	0.111	0.021
활하중 2	0.021	0.111	0.200	0.290	0.378
활하중 1+2	0.399	0.400	0.401	0.400	0.399

(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 × 8.90 × 0.090 ÷ 2 ÷ 5

= 1.962 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 × 0.35 = 8.636 kN/m²

ⓖ 보도바닥, 마감(우측) : 24.5 × 0.35 = 8.636 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

ⓙ 방음벽 및 기타(좌측) : 3.00 kN/m

ⓚ 방음벽 및 기타(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 Cable (좌측) : 1.000 kN/m

ⓠ 전선 Cable (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 * .399 = 1.198
- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽
  1 / 5 * (14.167* 3.002 + 14.167* -.983) = 5.721
- 도상, 방수, 방진재
  1 / 5 * 14.176 * 8.891 = 25.208
- 보도바닥 및 마감(좌.우측)
  1 / 5 * (8.636* 2.418 + 8.636* -.802) = 2.791
- 총 합성후 고정하중
  34.917
- 보도적재하중(좌.우측)
  1 / 5 * (3.500* 2.418 + 3.500* -.802) = 1.131
- 활하중 분배 계수
  0.399

2) Girder : 2
- 궤도
  3.0 * .400 = 1.201
- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽
  1 / 5 * (14.167* 1.990 + 14.167* .000) = 5.638
- 도상, 방수, 방진재
  1 / 5 * 14.176 * 8.905 = 25.247
- 보도바닥 및 마감(좌.우측)
  1 / 5 * (8.636* 1.600 + 8.636* -.008) = 2.750
- 총 합성후 고정하중
  34.837
- 보도적재하중(좌.우측)
  1 / 5 * (3.500* 1.600 + 3.500* -.008) = 1.114
- 활하중 분배 계수
  0.400

3) Girder : 3
- 궤도
  3.0 * .401 = 1.203
- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽
  1 / 5 * (14.167* .989 + 14.167* .989) = 5.604
- 도상, 방수, 방진재
  1 / 5 * 14.176 * 8.910 = 25.262
- 보도바닥 및 마감(좌.우측)
  1 / 5 * (8.636* .791 + 8.636* .791) = 2.732
- 총 합성후 고정하중
  34.801
- 보도적재하중(좌.우측)
  1 / 5 * (3.500* .791 + 3.500* .791) = 1.107
- 활하중 분배 계수
  0.401

4) Girder : 4
- 궤도
  3.0 * .400 = 1.201
- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽
  1 / 5 * (14.167* 1.990 + 14.167* .000) = 5.638
- 도상, 방수, 방진재
  1 / 5 * 14.176 * 8.905 = 25.247
- 보도바닥 및 마감(좌.우측)
  1 / 5 * (8.636* 1.600 + 8.636* -.008) = 2.750
- 총 합성후 고정하중
  34.837
- 보도적재하중(좌.우측)
  1 / 5 * (3.500* 1.600 + 3.500* -.008) = 1.114
- 활하중 분배 계수
  0.400

5) Girder : 5
- 궤도
  3.0 * .399 = 1.198
- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽
  1 / 5 * (14.167* 3.002 + 14.167* -.983) = 5.721
- 도상, 방수, 방진재
  1 / 5 * 14.176 * 8.891 = 25.208
- 보도바닥 및 마감(좌.우측)
  1 / 5 * (8.636* 2.418 + 8.636* -.802) = 2.791
- 총 합성후 고정하중
  34.917
- 보도적재하중(좌.우측)
  1 / 5 * (3.500* 2.418 + 3.500* -.802) = 1.131
- 활하중 분배 계수
  0.399

5.3 합성거더의 설계 (G1, 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 = 5 ea
받침간 거리 = 43.930 m
주형의 간격 = 2.000 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	880.00<UFw2>	28000.00	39.00<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>	28600.00	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 = 2450.00 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	=	.745
프리플랙션시 처짐 보정계수	=	.100

1-8) 프리스트레싱

하부에 배치된 긴장재의 수	=	30 ea
상부에 배치된 긴장재의 수	=	34 ea
긴장재 1개의 단면적	=	138.700 mm^2
긴장재 1개의 프리스트레스 힘	=	170000.000 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		.6708E+05	.5447E+11	-1191.2	1490.8				
1-2	0- 7665	.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
1-3		.2714E+06	.3990E+12	-1139.4	1542.6	1232.6	1682.6	-1317.4	-1037.4
1-4		.1826E+06	.1170E+12						
2-1		.6708E+05	.5447E+11	-1191.2	1490.8				
2-2	7665- 7965	.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
2-3		.2714E+06	.3990E+12	-1139.4	1542.6	1232.6	1682.6	-1317.4	-1037.4
2-4		.1826E+06	.1170E+12						
3-1		.9048E+05	.7920E+11	-900.4	1799.6				
3-2	7965-21965	.1793E+06	.2125E+12	-1749.8	950.2	640.2	1090.2		
3-3		.2913E+06	.4233E+12	-1079.2	1620.8	1310.8	1760.8	-1239.2	-959.2
3-4		.2026E+06	.1204E+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		.6708E+05	.5447E+11	-1191.2	1490.8				
1-2	0- 7665	.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		

1-3		.2686E+06	.3923E+12	-1123.5	1558.5	1248.5	1698.5	-1301.5	-1021.5
1-4		.1826E+06	.1170E+12						
2-1		.6708E+05	.5447E+11	-1191.2	1490.8				
2-2	7665- 7965	.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		
2-3		.2686E+06	.3923E+12	-1123.5	1558.5	1248.5	1698.5	-1301.5	-1021.5
2-4		.1826E+06	.1170E+12						
3-1		.9048E+05	.7920E+11	-900.4	1799.6				
3-2	7965-21965	.1765E+06	.2099E+12	-1734.8	965.2	655.2	1105.2		
3-3		.2886E+06	.4159E+12	-1063.6	1636.4	1326.4	1776.4	-1223.6	-943.6
3-4		.2026E+06	.1204E+12						

* DIST : 지점으로부터의 거리
* I : 단면 2차 모멘트
* Yst : 중립축에서 강형상면까지의 거리
* Ysb : 중립축에서 강형하면까지의 거리
* Ylct : 중립축에서 하부콘크리트 상면까지의 거리
* Ylcb : 중립축에서 하부콘크리트 하면까지의 거리
* Yuct : 중립축에서 상부슬래브 상면까지의 거리
* Yucb : 중립축에서 상부슬래브 하면까지의 거리
* #-1 : 강형 단면
* #-2 : 강형+하부콘크리트 단면
* #-3 : 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면
* #-4 : 강형+상부슬래브 단면

2-1-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
1-2	0- 7665	514207.	227.	530860.	225.
1-3				782960.	167.
2-2	7665- 7965	514207.	227.	530860.	225.
2-3				782960.	167.
3-2	7965-21965	514207.	227.	530860.	225.
3-3				759560.	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		.1381E+06	.1239E+12	-1914.4	767.6	457.6	907.6		
S1	1-2		.1263E+06	.1176E+12	-1850.4	831.6	521.6	971.6		
C2	1-2		.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
S2	1-2	0- 7665	.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
C3	1-3		.2334E+06	.3043E+12	-901.7	1780.3	1470.3	1920.3	-1079.7	-799.7
S3	1-3		.2181E+06	.2572E+12	-783.4	1898.6	1588.6	2038.6	-961.4	-681.4
C4	1-3		.2136E+06	.3013E+12	-1450.5	1231.5	921.5	1371.5	-1628.5	-1348.5
S4	1-3		.1944E+06	.2559E+12	-1595.3	1086.7	776.7	1226.7	-1773.3	-1493.3
C1	2-2		.1381E+06	.1239E+12	-1914.4	767.6	457.6	907.6		
S1	2-2		.1263E+06	.1176E+12	-1850.4	831.6	521.6	971.6		
C2	2-2		.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
S2	2-2	7665- 7965	.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
C3	2-3		.2334E+06	.3043E+12	-901.7	1780.3	1470.3	1920.3	-1079.7	-799.7
S3	2-3		.2181E+06	.2572E+12	-783.4	1898.6	1588.6	2038.6	-961.4	-681.4
C4	2-3		.2136E+06	.3013E+12	-1450.5	1231.5	921.5	1371.5	-1628.5	-1348.5
S4	2-3		.1944E+06	.2559E+12	-1595.3	1086.7	776.7	1226.7	-1773.3	-1493.3
C1	3-2		.1615E+06	.1974E+12	-1654.6	1045.4	735.4	1185.4		
S1	3-2		.1497E+06	.1854E+12	-1578.6	1121.4	811.4	1261.4		
C2	3-2		.1793E+06	.2125E+12	-1749.8	950.2	640.2	1090.2		
S2	3-2	7965-21965	.1793E+06	.2125E+12	-1749.8	950.2	640.2	1090.2		
C3	3-3		.2533E+06	.3193E+12	-848.5	1851.5	1541.5	1991.5	-1008.5	-728.5
S3	3-3		.2381E+06	.2685E+12	-735.5	1964.5	1654.5	2104.5	-895.5	-615.5
C4	3-3		.2353E+06	.3428E+12	-1334.7	1365.3	1055.3	1505.3	-1494.7	-1214.7
S4	3-3		.2166E+06	.3068E+12	-1449.2	1250.8	940.8	1390.8	-1609.2	-1329.2

2-2-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력

검토시 적용

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1359E+06	.1226E+12	-1901.8	780.2	470.2	920.2		
S1	1-2		.1244E+06	.1163E+12	-1838.0	844.0	534.0	984.0		
C2	1-2		.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		
S2	1-2	0- 7665	.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		
C3	1-3		.2318E+06	.2992E+12	-889.5	1792.5	1482.5	1932.5	-1067.5	-787.5
S3	1-3		.2170E+06	.2532E+12	-773.6	1908.4	1598.4	2048.4	-951.6	-671.6
C4	1-3		.2108E+06	.2970E+12	-1434.3	1247.7	937.7	1387.7	-1612.3	-1332.3
S4	1-3		.1916E+06	.2525E+12	-1579.5	1102.5	792.5	1242.5	-1757.5	-1477.5
C1	2-2		.1359E+06	.1226E+12	-1901.8	780.2	470.2	920.2		
S1	2-2		.1244E+06	.1163E+12	-1838.0	844.0	534.0	984.0		
C2	2-2		.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		
S2	2-2	7665- 7965	.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		
C3	2-3		.2318E+06	.2992E+12	-889.5	1792.5	1482.5	1932.5	-1067.5	-787.5
S3	2-3		.2170E+06	.2532E+12	-773.6	1908.4	1598.4	2048.4	-951.6	-671.6
C4	2-3		.2108E+06	.2970E+12	-1434.3	1247.7	937.7	1387.7	-1612.3	-1332.3
S4	2-3		.1916E+06	.2525E+12	-1579.5	1102.5	792.5	1242.5	-1757.5	-1477.5
C1	3-2		.1593E+06	.1950E+12	-1640.0	1060.0	750.0	1200.0		
S1	3-2		.1478E+06	.1831E+12	-1564.6	1135.4	825.4	1275.4		
C2	3-2		.1765E+06	.2099E+12	-1734.8	965.2	655.2	1105.2		
S2	3-2	7965-21965	.1765E+06	.2099E+12	-1734.8	965.2	655.2	1105.2		
C3	3-3		.2517E+06	.3139E+12	-836.8	1863.2	1553.2	2003.2	-996.8	-716.8
S3	3-3		.2370E+06	.2642E+12	-726.3	1973.7	1663.7	2113.7	-886.3	-606.3
C4	3-3		.2325E+06	.3376E+12	-1318.3	1381.7	1071.7	1521.7	-1478.3	-1198.3
S4	3-3		.2138E+06	.3024E+12	-1432.9	1267.1	957.1	1407.1	-1592.9	-1312.9

* 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		514207.	227.	530860.	225.
S1	1-2		514207.	227.	530860.	225.
C2	1-2		514207.	227.	530860.	225.
S2	1-2	0- 7665	514207.	227.	530860.	225.
C3	1-3				782960.	167.
S3	1-3				782960.	167.
C4	1-3				782960.	167.
S4	1-3				782960.	167.
C1	2-2		514207.	227.	530860.	225.
S1	2-2		514207.	227.	530860.	225.
C2	2-2		514207.	227.	530860.	225.
S2	2-2	7665- 7965	514207.	227.	530860.	225.
C3	2-3				782960.	167.
S3	2-3				782960.	167.
C4	2-3				782960.	167.
S4	2-3				782960.	167.
C1	3-2		514207.	227.	530860.	225.
S1	3-2		514207.	227.	530860.	225.
C2	3-2		514207.	227.	530860.	225.
S2	3-2	7965-21965	514207.	227.	530860.	225.
C3	3-3				759560.	167.
S3	3-3				759560.	167.
C4	3-3				759560.	167.
S4	3-3				759560.	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 * 90480. = 6.9670 (N/mm)

- 하부콘크리트 (w1)
  .0000245 * (1200. * 450. - 230. * 14. - 20. * 296.) = 13.0061 (N/mm)

- 합성전 고정하중 (w2) : 상부슬래브, 복부, 헌치
  .0000245 * [(1450.+2000./2.)*280. + 450.* 150. + 300.*(3000.-280.-450.)
  - 520.* 21. -2351.* 20.] = 33.7257 (N/mm)

- 가로보 (w2) : 집중하중으로서 고려
  가로보의 수 : 6. (개)
  가로보 1개의 중량
  .0000245 * [{(2000.-300.)*(3000.-280.-450.) - 450.*150.}*300.
  + 450.*150.*(2000.-300.)] / 2 = 15339.5 (N)

- 추가적인 합성전 고정하중 (w2)
  1.962 (N/mm)

- 합성후 고정하중 (w3)
  34.917 (N/mm)

3-1-2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중

3-1-3) 충격계수

i = .044

3-1-4) 횡분배계수

D.F. = .399 (이방성 판이론에 의거하여 산정)

3-1-5) 보도 등분포하중

1.131 (N/mm)

3-2) 모멘트

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	add.M1+M2	TOTAL
22.0	1680.6	3137.5	9013.3	8423.0	9923.1	272.8	.0	32450.4
14.6	1493.8	2788.7	8011.4	7486.8	8850.7	242.5	.0	28873.9
13.2	1411.7	2635.5	7568.5	7075.4	8368.4	229.2	.0	27288.6
8.0	997.9	1862.9	5355.9	5001.2	5925.2	162.0	.0	19305.1
7.7	968.3	1807.7	5195.2	4853.0	5747.5	157.2	.0	18728.9
.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	195.7	.0	195.7
14.6	51.0	95.2	276.7	255.7	385.0	8.3	1072.0
13.2	61.2	114.3	328.9	306.8	436.2	9.9	1257.3
8.0	97.5	182.1	530.3	488.8	635.2	15.8	1949.8
7.7	99.6	186.0	541.0	499.3	646.6	16.2	1988.7
.0	153.0	285.7	814.6	767.0	934.2	24.8	2979.2

* 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 * (153.+ 286.+ 815.+ 767.) = 2121.230 kN
* 활하중 = 1.05 * 959.028 = 1006.979 kN
* 총하중 = 3128.209 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	-19.1	-25.9	-74.5	-21.5	-26.1	.0	.0	-167.1
	SB	38.2	14.4	41.4	33.1	40.1	.0	.0	167.3
22.0	LCT		1.6	4.7	4.5	5.4	.0	.0	16.3
	LCB		2.8	7.9	6.0	7.3	.0	.0	24.0
	UCT			.0	-3.7	-4.4			-8.1
	UCB			.0	-2.8	-3.4			-6.2
	ST	-17.0	-23.0	-66.2	-19.1	-23.3	.0	.0	-148.6
	SB	33.9	12.8	36.8	29.5	35.8	.0	.0	148.8
14.6	LCT		1.5	4.2	4.0	4.9	.0	.0	14.5
	LCB		2.5	7.1	5.3	6.5	.0	.0	21.4
	UCT			.0	-3.3	-3.9			-7.2
	UCB			.0	-2.5	-3.0			-5.6
	ST	-16.1	-21.8	-62.5	-18.1	-22.0	.0	.0	-140.5
	SB	32.1	12.1	34.8	27.8	33.8	.0	.0	140.7
13.2	LCT		1.4	4.0	3.8	4.6	.0	.0	13.7
	LCB		2.3	6.7	5.1	6.1	.0	.0	20.2
	UCT			.0	-3.1	-3.7			-6.8
	UCB			.0	-2.4	-2.9			-5.2
	ST	-21.8	-28.3	-81.5	-14.3	-17.4	.0	.0	-163.4
	SB	27.3	10.1	28.9	19.9	24.2	.0	.0	110.3
8.0	LCT		.9	2.7	2.7	3.2	.0	.0	9.5
	LCB		2.0	5.8	3.6	4.4	.0	.0	15.8
	UCT			.0	-2.4	-3.0			-5.4
	UCB			.0	-1.9	-2.3			-4.3

	ST	-21.2	-27.5	-79.0	-13.9	-16.9	.0	.0	-158.5
	SB	26.5	9.8	28.0	19.3	23.5	.0	.0	107.0
7.7	LCT		.9	2.6	2.6	3.1	.0	.0	9.3
	LCB		2.0	5.6	3.5	4.3	.0	.0	15.4
	UCT			.0	-2.4	-2.9			-5.3
	UCB			.0	-1.9	-2.3			-4.1
	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) : 755664.800 N
* 지점에서 재하점까지의 거리 (Df) : 13.179 m
* 프리플랙션에 의한 모멘트 (Mpf) : Pf*Df = 9958906.000 N-m

5-2) 프리스트레스 (긴장재 1개당)
* 프리스트레스 응력(fi) : Pi/Ap = 170000.0/138.7 = 1225.667 MPa
* 정착시의 손실(DEL Pa) : Ap*Ep*DEL L/SPAN = 138.7*200000.0*6.00 / 44630.00 = 3729.330 N
* 탄성수축에 의한 손실 : 76.675 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
= 170000.000+3729.330+ 76.675*31.5 = 176144.600 N

* 신장량 : 176144.6* 44630.0 / (138.7* 200000.0) =283.393 mm

5-3) 프리플랙션 및 프리스트레스에 의한 응력

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2
DIST.	POSI.	PREF.	RELEASE	P.S.
	ST	-113.2	82.3	25.1
	SB	226.3	-45.8	-109.9
22.0	LCT		-5.2	-15.8
	LCB		-8.8	-19.5
	ST	-113.2	82.3	25.1
	SB	226.3	-45.8	-109.9
14.6	LCT		-5.2	-15.8
	LCB		-8.8	-19.5
	ST	-113.2	82.3	25.1
	SB	226.3	-45.8	-109.9
13.2	LCT		-5.2	-15.8
	LCB		-8.8	-19.5
	ST	-131.6	91.5	45.0
	SB	164.7	-32.5	-112.3
8.0	LCT		-3.0	-15.7
	LCB		-6.5	-20.1
	ST	-126.7	88.1	45.0
	SB	158.5	-31.3	-112.3
7.7	LCT		-2.9	-15.7
	LCB		-6.3	-20.1
	ST	.0	.0	45.0
	SB	.0	.0	-112.3
.0	LCT		.0	-15.7
	LCB		.0	-20.1

* 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.	-226.1	-3173.4	.0	.0	-1201.9	.0	-1105.3	-2067.9
	M.	-219.9	-3326.0	.0	.0	-2134.5	.0	1449.6	2949.1
14.6	P.	-237.7	-3173.4	.0	.0	-1407.7	.0	-982.4	-2067.9
	M.	-231.2	-3326.0	.0	.0	-2499.8	.0	1288.5	2949.1
13.2	P.	-242.7	-3173.4	.0	.0	-1498.3	.0	-928.4	-2067.9
	M.	-236.1	-3326.0	.0	.0	-2660.8	.0	1217.7	2949.1

8.0	P.	-147.9	-3173.4	.0	.0	-1613.6	.0	-526.1	-2131.6
	M.	-102.5	-2401.3	.0	.0	-2751.5	.0	760.4	3390.4
7.7	P.	-141.8	-3173.4	.0	.0	-1625.4	.0	-510.5	-2131.6
	M.	-98.3	-2401.3	.0	.0	-2771.6	.0	737.8	3390.4
.0	P.	.0	-3173.4	.0	.0	-2173.4	.0	.0	-2131.6
	M.	.0	-2401.3	.0	.0	-3706.0	.0	.0	3390.4

* 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	.4	7.0	.0	.0	.9	.0	-10.4	-23.6
	SB	-2.6	-42.1	.0	.0	-17.4	.0	1.2	2.7
22.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.6	.0	.0	-.1
	LCB	.2	1.2	.0	.0	.9	.0	.3	.7
	UCT					.3	.0	.9	1.5
	UCB					.0	.0	.6	1.6
	PS					-16.1	.0	.6	1.3
	ST	.5	7.0	.0	.0	1.1	.0	-9.3	-23.6
	SB	-2.7	-42.1	.0	.0	-20.4	.0	1.0	2.7
14.6	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.2	1.2	.0	.0	1.0	.0	.3	.7
	UCT					.3	.0	.8	1.5
	UCB					.0	.0	.5	1.6
	PS					-18.8	.0	.5	1.3
	ST	.5	7.0	.0	.0	1.1	.0	-8.7	-23.6
	SB	-2.8	-42.1	.0	.0	-21.7	.0	1.0	2.7
13.2	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.2	1.2	.0	.0	1.1	.0	.3	.7
	UCT					.4	.0	.7	1.5
	UCB					.0	.0	.5	1.6
	PS					-20.1	.0	.5	1.3
	ST	.5	12.4	.0	.0	1.2	.0	-6.2	-32.3
	SB	-1.7	-42.9	.0	.0	-23.4	.0	.7	3.7
8.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.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					-21.6	.0	.3	1.7
	ST	.5	12.4	.0	.0	1.2	.0	-6.0	-32.3
	SB	-1.7	-42.9	.0	.0	-23.6	.0	.7	3.7
7.7	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1

	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.3	.0	.2	.9
	UCT					.4	.0	.3	1.0
	UCB					.0	.0	.2	1.2
	PS					-21.8	.0	.3	1.7
	ST	.0	12.4	.0	.0	1.6	.0	.0	-32.3
	SB	.0	-42.9	.0	.0	-31.6	.0	.0	3.7
.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					-29.1	.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	1.7	2.7
22.0	LCT	.2	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2

	SB	1.7	2.7
14.6	LCT	.2	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.7	2.7
13.2	LCT	.2	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.7	2.7
8.0	LCT	.2	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.7	2.7
7.7	LCT	.2	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.7	2.7
.0	LCT	.2	.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	-132.3	-43.5	-43.5	-43.5	-199.1	==> O.K
	SB	264.5	78.5	78.5	78.5	184.0	==> O.K
22.0	LCT		-17.2	-17.2	-17.2	-1.4	==> O.K
	LCB		-24.2	-24.2	-24.2	-.3	==> O.K
	UCT					-5.5	==> O.K
	UCB					-4.0	==> O.K
	ST	-130.2	-38.5	-38.5	-38.5	-179.2	==> O.K
	SB	260.2	72.5	72.5	72.5	162.3	==> O.K
14.6	LCT		-17.4	-17.4	-17.4	-3.2	==> O.K
	LCB		-24.5	-24.5	-24.5	-2.8	==> O.K
	UCT					-4.7	==> O.K
	UCB					-3.4	==> O.K
	ST	-129.3	-36.3	-36.3	-36.3	-170.5	==> O.K
	SB	258.4	69.9	69.9	69.9	152.7	==> O.K
13.2	LCT		-17.5	-17.5	-17.5	-3.9	==> O.K
	LCB		-24.6	-24.6	-24.6	-3.9	==> O.K
	UCT					-4.3	==> O.K
	UCB					-3.2	==> O.K
	ST	-153.5	-32.3	-32.3	-32.3	-183.1	==> O.K
	SB	192.0	12.7	12.7	12.7	71.0	==> O.K
8.0	LCT		-15.7	-15.7	-15.7	-5.9	==> O.K
	LCB		-23.4	-23.4	-23.4	-6.5	==> O.K
	UCT					-3.8	==> O.K
	UCB					-2.9	==> O.K
	ST	-147.9	-29.3	-29.3	-29.3	-176.6	==> O.K
	SB	185.0	6.7	6.7	6.7	62.6	==> O.K

7.7	LCT		-15.7	-15.7	-15.7	-6.1 ==> O.K
	LCB		-23.3	-23.3	-23.3	-6.7 ==> O.K
	UCT					-3.6 ==> O.K
	UCB					-2.7 ==> O.K
	ST	.0	57.4	57.4	57.4	26.4 ==> O.K
	SB	.0	-155.2	-155.2	-155.2	-178.7 ==> O.K
.0	LCT		-13.6	-13.6	-13.6	-12.2 ==> O.K
	LCB		-19.1	-19.1	-19.1	-15.6 ==> O.K
	UCT					1.5 ==> O.K
	UCB					1.2 ==> O.K
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0
	UCT					-12.0~2.1
	UCB					-12.0~2.1

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

STEP1 : DL0 + PREFLEX
STEP2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
STEP2-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1
STEP2-2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2
STEP3 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ C3 + S3 + C4 + S4 + RELAXATION + PS LOSS

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 미고려시)

4), 5-3)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산

(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP3-1	
허용응력	ST	(-)215	
22.0	ST	-173.3	==> O.K
14.6	ST	-154.8	==> O.K
13.2	ST	-146.7	==> O.K
8.0	ST	-158.8	==> O.K
7.7	ST	-152.4	==> O.K
.0	ST	44.7	==> O.K
허용응력	ST	(-)215	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 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 = -270.6 > -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 = 262.6 < 355.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 상연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4
=-10.6 > -18.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 하연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

= -7.9 > -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	-8.1	-11.7	-14.8	-17.4	-19.3	-20.4	-20.8
PREF.	.0	-28.3	-55.6	-80.7	-102.6	-120.3	-133.1	-140.7	-143.2
RELE.	.0	9.7	19.1	27.7	35.2	41.3	45.6	48.2	49.1
DL1	.0	-2.9	-5.7	-8.2	-10.4	-12.2	-13.6	-14.4	-14.7
CR1	.0	.3	.6	.8	1.0	1.1	1.2	1.3	1.3
SH1	.0	5.0	9.4	13.0	16.0	18.4	20.0	21.0	21.4
P.S.	.0	13.8	25.7	35.8	44.1	50.5	55.1	57.9	58.8
CR2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
DL2	.0	-8.4	-16.5	-23.9	-30.3	-35.6	-39.4	-41.8	-42.6
DL3	.0	-3.9	-7.7	-11.2	-14.2	-16.6	-18.4	-19.5	-19.9

CR3	.0	1.9	3.5	4.9	6.0	6.9	7.5	7.9	8.0
SH3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
CR4	.0	-1.2	-2.2	-3.1	-3.8	-4.3	-4.7	-5.0	-5.1
SH4	.0	-2.7	-5.0	-7.0	-8.6	-9.9	-10.8	-11.3	-11.5
PS LOSS	.0	-.2	-.3	-.5	-.6	-.7	-.7	-.8	-.8
RELAX	.0	-.3	-.6	-.8	-.9	-1.1	-1.2	-1.2	-1.3
SUM1	.0	-24.2	-48.8	-72.2	-93.1	-110.3	-122.9	-130.6	-133.2
SUM2	.0	-21.4	-43.5	-64.8	-84.0	-99.9	-111.6	-118.7	-121.1

* 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) : 25.7 mm
* SPAN / DELTA : 1706.8 > 600 ==> O.K

8-5-2) 승객의 승차감 만족에 대한 검토 (FEM 해석)

* 활하중(단선, 충격포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 19.9 mm
* SPAN / DELTA : 2207.5 > 1900 ==> O.K

9) 전단 연결재

9-1) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL1	DL2	DL3	LL+I	TOTAL	RELEASE
.0	285.68	814.56	766.95	959.03	2826.22	-755.66
7.7	185.99	541.01	499.31	662.81	1889.12	-755.66
8.0	182.08	530.31	488.84	651.01	1852.24	-755.66
22.0	.00	.00	.00	195.69	195.69	.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.	85999.	615.	.5289E+08	-469986.	.1302E+12	-348.
7665.	85999.	615.	.5289E+08	-569678.	.1302E+12	-334.
7965.	85999.	615.	.5289E+08	-573580.	.1302E+12	-333.
21965.	85999.	878.	.7549E+08	0.	.2099E+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 : -9155142.000
Fps : .188
Hps<0> = 2*Pps*Fps/a = -157.067 (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 : 2450.000
Ps : 1586679.000
Fs : .407

Hs = 2*Ps*Fs/a = 527.720 (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 : 2450.000
Pt : 211557.200
Ft : .188
Ht = 2*Pt*Ft/a = 32.540 (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.	348.	528.	33.	908.
7665.	334.	0.	0.	334.
7965.	333.	0.	0.	333.
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.	908.3	118.7
7665.	22.0	70.0	6	17975.	333.7	323.2
7665.	22.0	70.0	6	17975.	333.7	323.2
21965.	22.0	70.0	6	17975.	.1	10000.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

9-3) 상부 슬래브

9-3-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	Ho
0.	115536.	1134.	.1311E+09	1725979.	.3923E+12	577.
7665.	115536.	1134.	.1311E+09	1162120.	.3923E+12	388.
7965.	115536.	1134.	.1311E+09	1139853.	.3923E+12	381.
21965.	112083.	1057.	.1185E+09	195691.	.4159E+12	56.

* 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 : 2450.000
Ps : 2131645.000
Fs : .413
Hs = 2*Ps*Fs/a = 718.486 (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 : 2450.000
Pt : 211557.200
Ft : .190
Ht = 2*Pt*Ft/a = 32.871 (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.	577.	718.	33.	609.	751.
7665.	388.	0.	0.	388.	0.
7965.	381.	0.	0.	381.	0.
21965.	56.	0.	0.	56.	0.

9-3-4) 스터드 간격 (상부 슬래브)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING

0.	22.0	88.0	6	18451.	751.4	147.3
7965.	22.0	88.0	6	18451.	380.8	290.7
7965.	22.0	70.0	6	14677.	380.8	231.3
21965.	22.0	70.0	6	14677.	55.7	1579.9

* 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 = 1191.204 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 = 2979247.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Aw =2647.00*20.00 = 52940. mm^2

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2) + Tw*(Yst-UFt1)^2/2
= .2659E+08 mm^3

* I = .5447E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

10-1) 일반 이론

* Sstr = Vmax / Aw
= 56.276 MPa ===> O.K.

10-2) 보 이론

* Sstr = Vmax*Q / (I*Tw)
= 72.712 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 : -26.1 MPa ===> O.K.
  - 하 연 : 40.1 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 : 755664.8 N
   w0 : 6.96696 N/mm
   wi : 5.16516 N/mm
   L : 43930.00000 mm
   I : .544678E+11 mm^4
   Yst : 1191.20400 mm
   허용 최대 길이 X = 14923.71 mm

b) 강형의 허용응력을 .745*355.0 MPa로 제한하는 경우
   Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .745*355.0*Is/Yst
   Pf : 755664.8 N
   w0 : 6.96696 N/mm
   wi : 5.16516 N/mm
   L : 43930.00000 mm
   I : .544678E+11 mm^4
   Yst : 1191.20400 mm
   허용 최대 길이 X = 13853.71 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 8465.00 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 : 755664.8 N
w0 : 6.96696 N/mm
wi : 5.16516 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .544678E+11 mm^4
Ysb : 1490.79600 mm
허용 최대 길이 X = 11815.63 mm

b) 강형의 허용응력을 .745*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .745*355.0*Is/Ysb
Pf : 755664.8 N
w0 : 6.96696 N/mm
wi : 5.16516 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .544678E+11 mm^4
Ysb : 1490.79600 mm
허용 최대 길이 X = 10976.22 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 8165.00 mm ===> O.K.

13) 겹침판의 검토

13-1) 단지점부 검토 (외력에 의한 전단력)

13-1-1) 상부 플랜지

* Yst = 1191.204 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* Vmax = 2979247.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .1289E+08 mm^3

```
  * I      =  .5447E+11 mm^4  < 2-1-2) 참조 >

  * Sstr   = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
           = 55.408 MPa  ===>  O.K.
```

13-1-2) 하부 플랜지

```
  * Ysb    =     1490.796 mm  < 2-1-2) 참조 >
  * LFw1   =      230.000 mm  < 1-2) 참조 >
  * LFt1   =       14.000 mm  < 1-2) 참조 >
  * 목두께 =        4.243 mm
  * Vmax   =  2979247.000 N (FOR ALL LOADS)  < 3-3) 참조 >
  * Salw   =      120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

  * Q      = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
           =  .4778E+07 mm^3

  * I      =  .5447E+11 mm^4  < 2-1-2) 참조 >

  * Sstr   = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
           = 30.799 MPa  ===>  O.K.
```

13-2) 프리플랙션하중 재하점부 검토 (프리플랙션 하중에 의한 전단력 및 수직력)

13-2-1) 상부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

```
  * Yst    =      900.436 mm  < 2-1-2) 참조 >
  * UFw(I) = < 1-2) 참조 >
  * UFt(I) = < 1-2) 참조 >
  * 목두께 =        6.364 mm
  * DL0    =    61211.710 N (강형 자중)  < 3-3) 참조 >
  * Pf     =   755664.800 N (프리플랙션하중)  < 5-1) 참조 >
  * Salw   =      120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

  * Q      =  .3023E+08 mm^3

  * I      =  .7920E+11 mm^4  < 2-1-2) 참조 >

  * Sstr   = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
           = 24.500 MPa  ===>  O.K.
```

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = -129.28 * 880.9 / 900.4 = -126.5 (MPa)
- 평균 수직력 = -126.48 * 880.0 * 39.0 + (0.) = -4340683. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = -4340683. / (2*13179.0 * 4.24) = -38.8 (MPa)

13-2-2) 하부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Ysb = 1799.564 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw(l) = < 1-2) 참조 >
* LFt(l) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 61211.710 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 755664.800 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .5772E+07 mm^3

* I = .7920E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 7.016 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = 258.36 * 1792.6 / 1799.6 = 257.4 (MPa)
- 평균 수직력 = 257.36 * 230.0 * 14.0 + (0.) = 828699. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = 828699. / (2*13179.0 * 4.24) = 7.4 (MPa)

13-3) 단지점부 필렛용접 검토 (프리플랙션 재하시)

13-3-1) 상부 플랜지

* Yst = 1191.204 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DL0 = 153029.300 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 755664.800 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >

```
  * Salw   =      120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

  * Q      = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
           =  .1289E+08 mm^3

  * I      =  .5447E+11 mm^4  < 2-1-2) 참조 >

  * Sstr   = (DLO+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
           = 16.900 MPa  ===>  O.K.
```

13-3-2) 하부 플랜지

```
  * Ysb    =     1490.796 mm  < 2-1-2) 참조 >
  * LFw1   =      230.000 mm  < 1-2) 참조 >
  * LFt1   =       14.000 mm  < 1-2) 참조 >
  * 목두께 =        4.243 mm
  * DLO    =   153029.300 N (강형 자중)  < 3-3) 참조 >
  * Pf     =   755664.800 N (프리플랙션하중)  < 5-1) 참조 >
  * Salw   =      120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

  * Q      = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
           =  .4778E+07 mm^3

  * I      =  .5447E+11 mm^4  < 2-1-2) 참조 >

  * Sstr   = (DLO+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
           =  9.394 MPa  ===>  O.K.
```

5.4 합성거더의 설계 (G2~G4 : 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 = 5 ea
받침간 거리 = 43.930 m
주형의 간격 = 2.000 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	880.00<UFw2>	28000.00	39.00<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>	28600.00	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 = 2000.00 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	=	.745
프리플랙션시 처짐 보정계수	=	.100

1-8) 프리스트레싱

하부에 배치된 긴장재의 수	=	30 ea
상부에 배치된 긴장재의 수	=	34 ea
긴장재 1개의 단면적	=	138.700 mm^2
긴장재 1개의 프리스트레스 힘	=	170000.000 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		.6708E+05	.5447E+11	-1191.2	1490.8				
1-2	0- 7665	.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
1-3		.2528E+06	.3712E+12	-1226.0	1456.0	1146.0	1596.0	-1404.0	-1124.0
1-4		.1640E+06	.1124E+12						
2-1		.6708E+05	.5447E+11	-1191.2	1490.8				
2-2	7665- 7965	.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
2-3		.2528E+06	.3712E+12	-1226.0	1456.0	1146.0	1596.0	-1404.0	-1124.0
2-4		.1640E+06	.1124E+12						
3-1		.9048E+05	.7920E+11	-900.4	1799.6				
3-2	7965-21965	.1793E+06	.2125E+12	-1749.8	950.2	640.2	1090.2		
3-3		.2728E+06	.3991E+12	-1154.2	1545.8	1235.8	1685.8	-1314.2	-1034.2
3-4		.1840E+06	.1166E+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		.6708E+05	.5447E+11	-1191.2	1490.8				
1-2	0- 7665	.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		

1-3		.2500E+06	.3653E+12	-1209.8	1472.2	1162.2	1612.2	-1387.8	-1107.8
1-4		.1640E+06	.1124E+12						
2-1		.6708E+05	.5447E+11	-1191.2	1490.8				
2-2	7665- 7965	.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		
2-3		.2500E+06	.3653E+12	-1209.8	1472.2	1162.2	1612.2	-1387.8	-1107.8
2-4		.1640E+06	.1124E+12						
3-1		.9048E+05	.7920E+11	-900.4	1799.6				
3-2	7965-21965	.1765E+06	.2099E+12	-1734.8	965.2	655.2	1105.2		
3-3		.2700E+06	.3924E+12	-1138.2	1561.8	1251.8	1701.8	-1298.2	-1018.2
3-4		.1840E+06	.1166E+12						

* DIST : 지점으로부터의 거리
* I : 단면 2차 모멘트
* Yst : 중립축에서 강형상면까지의 거리
* Ysb : 중립축에서 강형하면까지의 거리
* Ylct : 중립축에서 하부콘크리트 상면까지의 거리
* Ylcb : 중립축에서 하부콘크리트 하면까지의 거리
* Yuct : 중립축에서 상부슬래브 상면까지의 거리
* Yucb : 중립축에서 상부슬래브 하면까지의 거리
* #-1 : 강형 단면
* #-2 : 강형+하부콘크리트 단면
* #-3 : 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면
* #-4 : 강형+상부슬래브 단면

2-1-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
1-2	0- 7665	514207.	227.	530860.	225.
1-3				656960.	172.
2-2	7665- 7965	514207.	227.	530860.	225.
2-3				656960.	172.
3-2	7965-21965	514207.	227.	530860.	225.
3-3				633560.	172.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적

* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
  또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

2-2) 크리프와 건조수축에 대한 단면의 성질

2-2-1) 총단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1381E+06	.1239E+12	-1914.4	767.6	457.6	907.6		
S1	1-2		.1263E+06	.1176E+12	-1850.4	831.6	521.6	971.6		
C2	1-2		.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
S2	1-2	0- 7665	.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
C3	1-3		.2148E+06	.2863E+12	-983.1	1698.9	1388.9	1838.9	-1161.1	-881.1
S3	1-3		.1995E+06	.2434E+12	-859.9	1822.1	1512.1	1962.1	-1037.9	-757.9
C4	1-3		.2043E+06	.2797E+12	-1518.2	1163.8	853.8	1303.8	-1696.2	-1416.2
S4	1-3		.1882E+06	.2387E+12	-1649.1	1032.9	722.9	1172.9	-1827.1	-1547.1
C1	2-2		.1381E+06	.1239E+12	-1914.4	767.6	457.6	907.6		
S1	2-2		.1263E+06	.1176E+12	-1850.4	831.6	521.6	971.6		
C2	2-2		.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
S2	2-2	7665- 7965	.1559E+06	.1315E+12	-1992.2	689.8	379.8	829.8		
C3	2-3		.2148E+06	.2863E+12	-983.1	1698.9	1388.9	1838.9	-1161.1	-881.1
S3	2-3		.1995E+06	.2434E+12	-859.9	1822.1	1512.1	1962.1	-1037.9	-757.9
C4	2-3		.2043E+06	.2797E+12	-1518.2	1163.8	853.8	1303.8	-1696.2	-1416.2
S4	2-3		.1882E+06	.2387E+12	-1649.1	1032.9	722.9	1172.9	-1827.1	-1547.1
C1	3-2		.1615E+06	.1974E+12	-1654.6	1045.4	735.4	1185.4		
S1	3-2		.1497E+06	.1854E+12	-1578.6	1121.4	811.4	1261.4		
C2	3-2		.1793E+06	.2125E+12	-1749.8	950.2	640.2	1090.2		
S2	3-2	7965-21965	.1793E+06	.2125E+12	-1749.8	950.2	640.2	1090.2		
C3	3-3		.2347E+06	.3041E+12	-917.3	1782.7	1472.7	1922.7	-1077.3	-797.3
S3	3-3		.2195E+06	.2569E+12	-799.5	1900.5	1590.5	2040.5	-959.5	-679.5
C4	3-3		.2260E+06	.3250E+12	-1390.4	1309.6	999.6	1449.6	-1550.4	-1270.4
S4	3-3		.2104E+06	.2930E+12	-1492.5	1207.5	897.5	1347.5	-1652.5	-1372.5

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	.1226E+12	-1901.8	780.2	470.2	920.2		
S1	1-2		.1244E+06	.1163E+12	-1838.0	844.0	534.0	984.0		
C2	1-2		.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		
S2	1-2	0- 7665	.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		
C3	1-3		.2132E+06	.2817E+12	-970.4	1711.6	1401.6	1851.6	-1148.4	-868.4
S3	1-3		.1984E+06	.2397E+12	-849.7	1832.3	1522.3	1972.3	-1027.7	-747.7
C4	1-3		.2016E+06	.2759E+12	-1502.2	1179.8	869.8	1319.8	-1680.2	-1400.2
S4	1-3		.1854E+06	.2357E+12	-1633.6	1048.4	738.4	1188.4	-1811.6	-1531.6
C1	2-2		.1359E+06	.1226E+12	-1901.8	780.2	470.2	920.2		
S1	2-2		.1244E+06	.1163E+12	-1838.0	844.0	534.0	984.0		
C2	2-2		.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		
S2	2-2	7665- 7965	.1531E+06	.1302E+12	-1979.7	702.3	392.3	842.3		
C3	2-3		.2132E+06	.2817E+12	-970.4	1711.6	1401.6	1851.6	-1148.4	-868.4
S3	2-3		.1984E+06	.2397E+12	-849.7	1832.3	1522.3	1972.3	-1027.7	-747.7
C4	2-3		.2016E+06	.2759E+12	-1502.2	1179.8	869.8	1319.8	-1680.2	-1400.2
S4	2-3		.1854E+06	.2357E+12	-1633.6	1048.4	738.4	1188.4	-1811.6	-1531.6
C1	3-2		.1593E+06	.1950E+12	-1640.0	1060.0	750.0	1200.0		
S1	3-2		.1478E+06	.1831E+12	-1564.6	1135.4	825.4	1275.4		
C2	3-2		.1765E+06	.2099E+12	-1734.8	965.2	655.2	1105.2		
S2	3-2	7965-21965	.1765E+06	.2099E+12	-1734.8	965.2	655.2	1105.2		
C3	3-3		.2331E+06	.2990E+12	-905.1	1794.9	1484.9	1934.9	-1065.1	-785.1
S3	3-3		.2184E+06	.2529E+12	-789.8	1910.2	1600.2	2050.2	-949.8	-669.8
C4	3-3		.2232E+06	.3202E+12	-1374.1	1325.9	1015.9	1465.9	-1534.1	-1254.1
S4	3-3		.2076E+06	.2889E+12	-1476.3	1223.7	913.7	1363.7	-1636.3	-1356.3

* 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		514207.	227.	530860.	225.
S1	1-2		514207.	227.	530860.	225.
C2	1-2		514207.	227.	530860.	225.
S2	1-2	0- 7665	514207.	227.	530860.	225.
C3	1-3				656960.	172.
S3	1-3				656960.	172.
C4	1-3				656960.	172.
S4	1-3				656960.	172.
C1	2-2		514207.	227.	530860.	225.
S1	2-2		514207.	227.	530860.	225.
C2	2-2		514207.	227.	530860.	225.
S2	2-2	7665- 7965	514207.	227.	530860.	225.
C3	2-3				656960.	172.
S3	2-3				656960.	172.
C4	2-3				656960.	172.
S4	2-3				656960.	172.
C1	3-2		514207.	227.	530860.	225.
S1	3-2		514207.	227.	530860.	225.
C2	3-2		514207.	227.	530860.	225.
S2	3-2	7965-21965	514207.	227.	530860.	225.
C3	3-3				633560.	172.
S3	3-3				633560.	172.
C4	3-3				633560.	172.
S4	3-3				633560.	172.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적
* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
  또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

3) 단면력 산정

3-1) 하중

3-1-1) 고정하중

- 강형의 자중 (w0)
  .0000770 * 90480. = 6.9670 (N/mm)

- 하부콘크리트 (w1)
  .0000245 * (1200. * 450. - 230. * 14. - 20. * 296.) = 13.0061 (N/mm)

- 합성전 고정하중 (w2) : 상부슬래브, 복부, 헌치
  .0000245 * [2000.*280. + 450.* 150. + 300.*(3000.-280.-450.)
  - 520.* 21. -2351.* 20.] = 30.6387 (N/mm)

- 가로보 (w2) : 집중하중으로서 고려
  가로보의 수 : 6. (개)
  가로보 1개의 중량
  .0000245 * [{(2000.-300.)*(3000.-280.-450.) - 450.*150.}*300.
  + 450.*150.*(2000.-300.)] = 30678.9 (N)

- 추가적인 합성전 고정하중 (w2)
  1.962 (N/mm)

- 합성후 고정하중 (w3)
  34.837 (N/mm)

3-1-2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중

3-1-3) 충격계수

i = .044

3-1-4) 횡분배계수

D.F. = .400 (이방성 판이론에 의거하여 산정)

3-1-5) 보도 등분포하중

1.114 (N/mm)

3-2) 모멘트

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	add.M1+M2	TOTAL
22.0	1680.6	3137.5	8672.9	8403.8	9948.0	268.7	.0	32111.5
14.6	1493.8	2788.7	7708.9	7469.6	8872.9	238.9	.0	28572.8
13.2	1411.7	2635.5	7279.9	7059.2	8389.4	225.7	.0	27001.4
8.0	997.9	1862.9	5158.1	4989.7	5940.1	159.6	.0	19108.3
7.7	968.3	1807.7	5001.3	4841.8	5761.9	154.8	.0	18535.9
.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	196.2	.0	196.2
14.6	51.0	95.2	269.4	255.1	386.0	8.2	1065.0
13.2	61.2	114.3	317.1	306.1	437.3	9.8	1245.7
8.0	97.5	182.1	517.8	487.7	636.8	15.6	1937.5
7.7	99.6	186.0	527.5	498.2	648.3	15.9	1975.5
.0	153.0	285.7	777.4	765.2	936.5	24.5	2942.3

* DL0 = w0*L/2 - w0*X
* DL1 = w1*L/2 - w1*X
* DL2 = w2*L/2 - w2*X (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L/2 - w3*X
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 전단력으로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-4) 지점 반력

* 고정하중 = 1.05 * (153.+ 286.+ 777.+ 765.) = 2080.402 kN
* 활하중 = 1.05 * 960.995 = 1009.045 kN
* 총하중 = 3089.447 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	-19.1	-25.9	-71.7	-24.4	-29.6	.0	.0	-170.7
	SB	38.2	14.4	39.9	33.4	40.7	.0	.0	166.6
22.0	LCT		1.6	4.5	4.5	5.5	.0	.0	16.1
	LCB		2.8	7.6	6.1	7.4	.0	.0	23.9
	UCT			.0	-4.1	-5.0			-9.1
	UCB			.0	-3.2	-3.9			-7.1
	ST	-17.0	-23.0	-63.7	-21.7	-26.4	.0	.0	-151.8
	SB	33.9	12.8	35.4	29.7	36.3	.0	.0	148.2
14.6	LCT		1.5	4.0	4.0	4.9	.0	.0	14.3
	LCB		2.5	6.8	5.4	6.6	.0	.0	21.3
	UCT			.0	-3.6	-4.4			-8.1
	UCB			.0	-2.9	-3.5			-6.3
	ST	-16.1	-21.8	-60.2	-20.5	-25.0	.0	.0	-143.4
	SB	32.1	12.1	33.5	28.1	34.3	.0	.0	140.0
13.2	LCT		1.4	3.8	3.8	4.6	.0	.0	13.5
	LCB		2.3	6.4	5.1	6.2	.0	.0	20.1
	UCT			.0	-3.4	-4.2			-7.7
	UCB			.0	-2.7	-3.3			-6.0
	ST	-21.8	-28.3	-78.4	-16.5	-20.2	.0	.0	-165.3
	SB	27.3	10.1	27.8	20.1	24.6	.0	.0	109.9
8.0	LCT		.9	2.6	2.7	3.2	.0	.0	9.4
	LCB		2.0	5.6	3.7	4.5	.0	.0	15.8
	UCT			.0	-2.8	-3.4			-6.2
	UCB			.0	-2.2	-2.7			-5.0

	ST	-21.2	-27.5	-76.1	-16.0	-19.6	.0	.0	-160.4
	SB	26.5	9.8	27.0	19.5	23.8	.0	.0	106.6
7.7	LCT		.9	2.5	2.6	3.1	.0	.0	9.2
	LCB		2.0	5.4	3.6	4.4	.0	.0	15.3
	UCT			.0	-2.7	-3.3			-6.0
	UCB			.0	-2.2	-2.6			-4.8
	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) : 755664.800 N
* 지점에서 재하점까지의 거리 (Df) : 13.179 m
* 프리플랙션에 의한 모멘트 (Mpf) : Pf*Df = 9958906.000 N-m

5-2) 프리스트레스 (긴장재 1개당)
* 프리스트레스 응력(fi) : Pi/Ap = 170000.0/138.7 = 1225.667 MPa
* 정착시의 손실(DEL Pa) : Ap*Ep*DEL L/SPAN = 138.7*200000.0*6.00 / 44630.00 = 3729.330 N
* 탄성수축에 의한 손실 : 76.675 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
= 170000.000+3729.330+ 76.675*31.5 = 176144.600 N

* 신장량 : 176144.6* 44630.0 / (138.7* 200000.0) =283.393 mm

5-3) 프리플랙션 및 프리스트레스에 의한 응력

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2
DIST.	POSI.	PREF.	RELEASE	P.S.
	ST	-113.2	82.3	25.1
	SB	226.3	-45.8	-109.9
22.0	LCT		-5.2	-15.8
	LCB		-8.8	-19.5
	ST	-113.2	82.3	25.1
	SB	226.3	-45.8	-109.9
14.6	LCT		-5.2	-15.8
	LCB		-8.8	-19.5
	ST	-113.2	82.3	25.1
	SB	226.3	-45.8	-109.9
13.2	LCT		-5.2	-15.8
	LCB		-8.8	-19.5
	ST	-131.6	91.5	45.0
	SB	164.7	-32.5	-112.3
8.0	LCT		-3.0	-15.7
	LCB		-6.5	-20.1
	ST	-126.7	88.1	45.0
	SB	158.5	-31.3	-112.3
7.7	LCT		-2.9	-15.7
	LCB		-6.3	-20.1
	ST	.0	.0	45.0
	SB	.0	.0	-112.3
.0	LCT		.0	-15.7
	LCB		.0	-20.1

* 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.	-226.1	-3173.4	.0	.0	-1225.4	.0	-1134.4	-1724.9
	M.	-219.9	-3326.0	.0	.0	-2092.3	.0	1545.0	2525.5
14.6	P.	-237.7	-3173.4	.0	.0	-1427.3	.0	-1008.3	-1724.9
	M.	-231.2	-3326.0	.0	.0	-2437.2	.0	1373.3	2525.5
13.2	P.	-242.7	-3173.4	.0	.0	-1516.6	.0	-952.9	-1724.9
	M.	-236.1	-3326.0	.0	.0	-2589.7	.0	1297.8	2525.5

8.0	P.	-147.9	-3173.4	.0	.0	-1624.2	.0	-569.3	-1788.6
	M.	-102.5	-2401.3	.0	.0	-2638.2	.0	858.5	2932.2
7.7	P.	-141.8	-3173.4	.0	.0	-1635.6	.0	-552.5	-1788.6
	M.	-98.3	-2401.3	.0	.0	-2656.7	.0	833.1	2932.2
.0	P.	.0	-3173.4	.0	.0	-2164.4	.0	.0	-1788.6
	M.	.0	-2401.3	.0	.0	-3515.5	.0	.0	2932.2

* 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	.4	7.0	.0	.0	1.1	.0	-11.7	-21.2
	SB	-2.6	-42.1	.0	.0	-17.8	.0	1.3	2.4
22.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.6	.0	.0	-.1
	LCB	.2	1.2	.0	.0	.9	.0	.3	.6
	UCT					.3	.0	1.1	1.6
	UCB					.0	.0	.8	1.7
	PS					-16.4	.0	.6	1.1
	ST	.5	7.0	.0	.0	1.3	.0	-10.4	-21.2
	SB	-2.7	-42.1	.0	.0	-20.8	.0	1.2	2.4
14.6	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.2	1.2	.0	.0	1.1	.0	.3	.6
	UCT					.4	.0	1.0	1.6
	UCB					.0	.0	.7	1.7
	PS					-19.1	.0	.6	1.1
	ST	.5	7.0	.0	.0	1.3	.0	-9.8	-21.2
	SB	-2.8	-42.1	.0	.0	-22.1	.0	1.1	2.4
13.2	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.2	1.2	.0	.0	1.1	.0	.3	.6
	UCT					.4	.0	1.0	1.6
	UCB					.0	.0	.7	1.7
	PS					-20.3	.0	.5	1.1
	ST	.5	12.4	.0	.0	1.5	.0	-7.5	-30.0
	SB	-1.7	-42.9	.0	.0	-23.6	.0	.8	3.4
8.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.3	.0	.2	.9
	UCT					.5	.0	.4	1.1
	UCB					.1	.0	.3	1.3
	PS					-21.8	.0	.4	1.6
	ST	.5	12.4	.0	.0	1.5	.0	-7.3	-30.0
	SB	-1.7	-42.9	.0	.0	-23.8	.0	.8	3.4
7.7	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1

	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.3	.0	.2	.9
	UCT					.5	.0	.4	1.1
	UCB					.1	.0	.3	1.3
	PS					-21.9	.0	.4	1.6
	ST	.0	12.4	.0	.0	2.0	.0	.0	-30.0
	SB	.0	-42.9	.0	.0	-31.5	.0	.0	3.4
.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.9	.0	.0	-.1
	LCB	.0	1.1	.0	.0	1.7	.0	.0	.9
	UCT					.6	.0	.0	1.1
	UCB					.1	.0	.0	1.3
	PS					-29.0	.0	.0	1.6

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력
* PS : PS강재 도심에서의 응력

6-3) PS강재의 장기손실에 의한 응력

* 크리프 및 건조수축
2-1-2)의 단면계수와 6-2)의 PS강재 도심에서의 응력결과를 이용하여 계산

* 릴랙세이션
2-1-2)의 단면계수와 릴랙세이션율 2.5 % 를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		3	3
DIST.	POSI.	PS LOSS	RELAX.
	ST	-.1	-.2
	SB	1.7	2.7
22.0	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2

	SB	1.7	2.7
14.6	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.7	2.7
13.2	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.2
	SB	1.7	2.7
8.0	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.2
	SB	1.7	2.7
7.7	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.2
	SB	1.7	2.7
.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	-132.3	-43.5	-43.5	-43.5	-201.4	==> O.K
	SB	264.5	78.5	78.5	78.5	182.8	==> O.K
22.0	LCT		-17.2	-17.2	-17.2	-1.6	==> O.K
	LCB		-24.2	-24.2	-24.2	-.4	==> O.K
	UCT					-6.1	==> O.K
	UCB					-4.6	==> O.K
	ST	-130.2	-38.5	-38.5	-38.5	-181.0	==> O.K
	SB	260.2	72.5	72.5	72.5	161.2	==> O.K
14.6	LCT		-17.4	-17.4	-17.4	-3.3	==> O.K
	LCB		-24.5	-24.5	-24.5	-2.9	==> O.K
	UCT					-5.2	==> O.K
	UCB					-3.9	==> O.K
	ST	-129.3	-36.3	-36.3	-36.3	-172.0	==> O.K
	SB	258.4	69.9	69.9	69.9	151.6	==> O.K
13.2	LCT		-17.5	-17.5	-17.5	-4.1	==> O.K
	LCB		-24.6	-24.6	-24.6	-4.0	==> O.K
	UCT					-4.8	==> O.K
	UCB					-3.6	==> O.K
	ST	-153.5	-32.3	-32.3	-32.3	-183.9	==> O.K
	SB	192.0	12.7	12.7	12.7	70.3	==> O.K
8.0	LCT		-15.7	-15.7	-15.7	-6.0	==> O.K
	LCB		-23.4	-23.4	-23.4	-6.6	==> O.K
	UCT					-4.3	==> O.K
	UCB					-3.3	==> O.K
	ST	-147.9	-29.3	-29.3	-29.3	-177.2	==> O.K
	SB	185.0	6.7	6.7	6.7	61.9	==> O.K

7.7	LCT		-15.7	-15.7	-15.7	-6.1 ==> O.K
	LCB		-23.3	-23.3	-23.3	-6.8 ==> O.K
	UCT					-4.1 ==> O.K
	UCB					-3.2 ==> O.K
	ST	.0	57.4	57.4	57.4	29.0 ==> O.K
	SB	.0	-155.2	-155.2	-155.2	-178.9 ==> O.K
.0	LCT		-13.6	-13.6	-13.6	-12.2 ==> O.K
	LCB		-19.1	-19.1	-19.1	-15.7 ==> O.K
	UCT					1.7 ==> O.K
	UCB					1.4 ==> O.K
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0
	UCT					-12.0~2.1
	UCB					-12.0~2.1

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

STEP1 : DL0 + PREFLEX
STEP2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
STEP2-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1
STEP2-2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2
STEP3 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ C3 + S3 + C4 + S4 + RELAXATION + PS LOSS

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 미고려시)

4), 5-3)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산

(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP3-1	
허용응력	ST	(-)215	
22.0	ST	-177.0	==> O.K
14.6	ST	-158.1	==> O.K
13.2	ST	-149.7	==> O.K
8.0	ST	-160.8	==> O.K
7.7	ST	-154.3	==> O.K
.0	ST	44.6	==> O.K
허용응력	ST	(-)215	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 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 = -276.0 > -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 = 261.4 < 355.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 상연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4
=-11.8 > -18.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 하연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

= -9.0 > -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	-8.1	-11.7	-14.8	-17.4	-19.3	-20.4	-20.8
PREF.	.0	-28.3	-55.6	-80.7	-102.6	-120.3	-133.1	-140.7	-143.2
RELE.	.0	9.7	19.1	27.7	35.2	41.3	45.6	48.2	49.1
DL1	.0	-2.9	-5.7	-8.2	-10.4	-12.2	-13.6	-14.4	-14.7
CR1	.0	.3	.6	.8	1.0	1.1	1.2	1.3	1.3
SH1	.0	5.0	9.4	13.0	16.0	18.4	20.0	21.0	21.4
P.S.	.0	13.8	25.7	35.8	44.1	50.5	55.1	57.9	58.8
CR2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
DL2	.0	-8.2	-16.1	-23.3	-29.5	-34.6	-38.4	-40.7	-41.5
DL3	.0	-4.2	-8.2	-11.8	-15.0	-17.5	-19.4	-20.6	-21.0

CR3	.0	1.9	3.6	5.0	6.2	7.1	7.7	8.1	8.2
SH3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
CR4	.0	-1.3	-2.5	-3.5	-4.3	-4.9	-5.3	-5.6	-5.7
SH4	.0	-2.4	-4.5	-6.3	-7.7	-8.8	-9.6	-10.1	-10.3
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	-24.3	-48.8	-72.2	-93.1	-110.3	-122.9	-130.6	-133.2
SUM2	.0	-21.2	-43.2	-64.3	-83.4	-99.2	-110.9	-118.0	-120.3

* SUM1 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3
* SUM2 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3 + PS LOSS + RELAX
+ CR1 + SH1 + CR2 + SH2 + CR3 + SH3 + CR4 + SH4

8-5) 활하중에 의한 최대 처짐

8-5-1) 주행안전성에 대한 검토

d = M * (5.5*L^2) / 48 / (E*I)

* 활하중(복선, 충격 포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 27.3 mm
* SPAN / DELTA : 1606.5 > 600 ==> O.K

8-5-2) 승객의 승차감 만족에 대한 검토 (FEM 해석)

* 활하중(단선, 충격포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 15.9 mm
* SPAN / DELTA : 2762.9 > 1900 ==> O.K

9) 전단 연결재

9-1) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL1	DL2	DL3	LL+I	TOTAL	RELEASE
.0	285.68	777.43	765.19	961.00	2789.30	-755.66
7.7	185.99	527.55	498.17	664.18	1875.89	-755.66
8.0	182.08	517.77	487.72	652.37	1839.94	-755.66
22.0	.00	.00	.00	196.18	196.18	.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.	85999.	615.	.5289E+08	-469986.	.1302E+12	-348.
7665.	85999.	615.	.5289E+08	-569678.	.1302E+12	-334.
7965.	85999.	615.	.5289E+08	-573580.	.1302E+12	-333.
21965.	85999.	878.	.7549E+08	0.	.2099E+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 : -9155142.000
Fps : .188
Hps<0> = 2*Pps*Fps/a = -157.067 (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 : 2000.000
Ps : 1586679.000
Fs : .407

Hs = 2*Ps*Fs/a = 646.457 (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 : 2000.000
Pt : 211557.200
Ft : .188
Ht = 2*Pt*Ft/a = 39.861 (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.	348.	646.	40.	1034.
7665.	334.	0.	0.	334.
7965.	333.	0.	0.	333.
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.	1034.3	104.3
7665.	22.0	70.0	6	17975.	333.7	323.2
7665.	22.0	70.0	6	17975.	333.7	323.2
21965.	22.0	70.0	6	17975.	.1	10000.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

9-3) 상부 슬래브

9-3-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	Ho
0.	96943.	1216.	.1178E+09	1726190.	.3653E+12	557.
7665.	96943.	1216.	.1178E+09	1162354.	.3653E+12	375.
7965.	96943.	1216.	.1178E+09	1140087.	.3653E+12	368.
21965.	93490.	1126.	.1053E+09	196182.	.3924E+12	53.

* 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 : 2000.000
Ps : 1788604.000
Fs : .457
Hs = 2*Ps*Fs/a = 817.352 (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 : 2000.000
Pt : 211557.200
Ft : .219
Ht = 2*Pt*Ft/a = 46.427 (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.	557.	817.	46.	603.	864.
7665.	375.	0.	0.	375.	0.
7965.	368.	0.	0.	368.	0.
21965.	53.	0.	0.	53.	0.

9-3-4) 스터드 간격 (상부 슬래브)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING

0.	22.0	88.0	6	18451.	863.8	128.2
7965.	22.0	88.0	6	18451.	367.8	301.0
7965.	22.0	70.0	6	14677.	367.8	239.4
21965.	22.0	70.0	6	14677.	52.6	1673.1

* 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 = 1191.204 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 = 2942331.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Aw =2647.00*20.00 = 52940. mm^2

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2) + Tw*(Yst-UFt1)^2/2
= .2659E+08 mm^3

* I = .5447E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

10-1) 일반 이론

* Sstr = Vmax / Aw
= 55.579 MPa ===> O.K.

10-2) 보 이론

* Sstr = Vmax*Q / (I*Tw)
= 71.811 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 : 40.7 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 : 755664.8 N
   w0 : 6.96696 N/mm
   wi : 5.16516 N/mm
   L : 43930.00000 mm
   I : .544678E+11 mm^4
   Yst : 1191.20400 mm
   허용 최대 길이 X = 14923.71 mm

b) 강형의 허용응력을 .745*355.0 MPa로 제한하는 경우
   Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .745*355.0*Is/Yst
   Pf : 755664.8 N
   w0 : 6.96696 N/mm
   wi : 5.16516 N/mm
   L : 43930.00000 mm
   I : .544678E+11 mm^4
   Yst : 1191.20400 mm
   허용 최대 길이 X = 13853.71 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 8465.00 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 : 755664.8 N
w0 : 6.96696 N/mm
wi : 5.16516 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .544678E+11 mm^4
Ysb : 1490.79600 mm
허용 최대 길이 X = 11815.63 mm

b) 강형의 허용응력을 .745*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .745*355.0*Is/Ysb
Pf : 755664.8 N
w0 : 6.96696 N/mm
wi : 5.16516 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .544678E+11 mm^4
Ysb : 1490.79600 mm
허용 최대 길이 X = 10976.22 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 8165.00 mm ===> O.K.

13) 겹침판의 검토

13-1) 단지점부 검토 (외력에 의한 전단력)

13-1-1) 상부 플랜지

* Yst = 1191.204 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* Vmax = 2942331.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .1289E+08 mm^3

```
  * I      =  .5447E+11 mm^4  < 2-1-2) 참조 >

  * Sstr   = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
           = 54.721 MPa  ===>  O.K.
```

13-1-2) 하부 플랜지

```
  * Ysb    =     1490.796 mm  < 2-1-2) 참조 >
  * LFw1   =      230.000 mm  < 1-2) 참조 >
  * LFt1   =       14.000 mm  < 1-2) 참조 >
  * 목두께 =        4.243 mm
  * Vmax   =  2942331.000 N (FOR ALL LOADS)  < 3-3) 참조 >
  * Salw   =      120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

  * Q      = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
           =  .4778E+07 mm^3

  * I      =  .5447E+11 mm^4  < 2-1-2) 참조 >

  * Sstr   = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
           = 30.417 MPa  ===>  O.K.
```

13-2) 프리플랙션하중 재하점부 검토 (프리플랙션 하중에 의한 전단력 및 수직력)

13-2-1) 상부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

```
  * Yst    =      900.436 mm  < 2-1-2) 참조 >
  * UFw(I) = < 1-2) 참조 >
  * UFt(I) = < 1-2) 참조 >
  * 목두께 =        6.364 mm
  * DL0    =    61211.710 N (강형 자중)  < 3-3) 참조 >
  * Pf     =   755664.800 N (프리플랙션하중)  < 5-1) 참조 >
  * Salw   =      120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

  * Q      =  .3023E+08 mm^3

  * I      =  .7920E+11 mm^4  < 2-1-2) 참조 >

  * Sstr   = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
           = 24.500 MPa  ===>  O.K.
```

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = -129.28 * 880.9 / 900.4 = -126.5 (MPa)
- 평균 수직력 = -126.48 * 880.0 * 39.0 + (0.) = -4340683. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = -4340683. / (2*13179.0 * 4.24) = -38.8 (MPa)

13-2-2) 하부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Ysb = 1799.564 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw(l) = < 1-2) 참조 >
* LFt(l) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 61211.710 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 755664.800 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .5772E+07 mm^3

* I = .7920E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 7.016 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = 258.36 * 1792.6 / 1799.6 = 257.4 (MPa)
- 평균 수직력 = 257.36 * 230.0 * 14.0 + (0.) = 828699. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = 828699. / (2*13179.0 * 4.24) = 7.4 (MPa)

13-3) 단지점부 필렛용접 검토 (프리플랙션 재하시)

13-3-1) 상부 플랜지

* Yst = 1191.204 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DL0 = 153029.300 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 755664.800 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >

```
  * Salw   =      120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

  * Q      = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
           =  .1289E+08 mm^3

  * I      =  .5447E+11 mm^4  < 2-1-2) 참조 >

  * Sstr   = (DLO+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
           = 16.900 MPa  ===>  O.K.
```

13-3-2) 하부 플랜지

```
  * Ysb    =     1490.796 mm  < 2-1-2) 참조 >
  * LFw1   =      230.000 mm  < 1-2) 참조 >
  * LFt1   =       14.000 mm  < 1-2) 참조 >
  * 목두께 =        4.243 mm
  * DLO    =   153029.300 N (강형 자중)  < 3-3) 참조 >
  * Pf     =   755664.800 N (프리플랙션하중)  < 5-1) 참조 >
  * Salw   =      120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

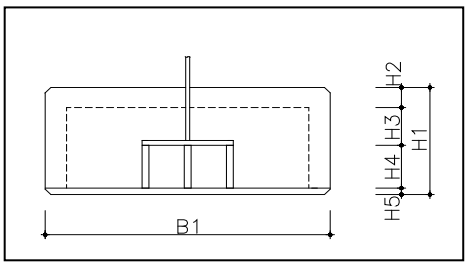
  * Q      = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
           =  .4778E+07 mm^3

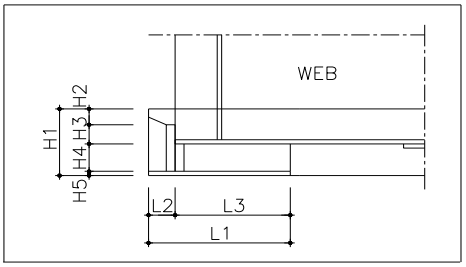
  * I      =  .5447E+11 mm^4  < 2-1-2) 참조 >

  * Sstr   = (DLO+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
           =  9.394 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 = 3128.2 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 = 3,128.2 × 10^3 / (1,200.0×900.0)

= 2.90 MPa < fba = 11.25 MPa ----------O.K

· 보강판의 지압응력 (fbs)

A = 0.034 × 0.750 × 1 ea = 0.02550 m^2

fbs = 3,128.2 × 10^3 / (0.02550 × 10^6)

= 122.67 MPa < fsa = 215.00 MPa ----------O.K

[철도설계기준, 2013, P.9-20] 강재의 허용압축응력 SM 520B

b) 수평력

· 수평력 H = 2,121 kN/m × 0.150 = 318.195 kN ; 지점반력 × 0.15 (마찰계수)

· Con'c의 응력 f c = 318.20×10^3 / (120.0 × 3.4 × 100)

= 7.80 MPa < fba = 11.25 MPa ----------O.K

② 받침과 Flange 연결용접부의 응력검토

· 용접길이 = 450.0 mm × 2 EA

· 용접치수 = 8.0 mm

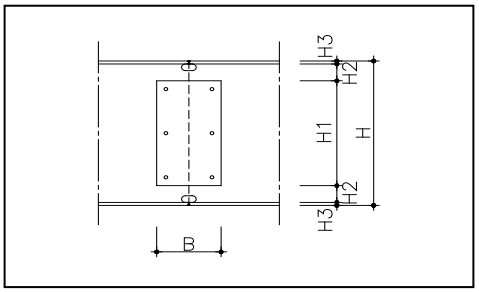
· 유효 목두께 : a = 8.0 × 0.7071 = 5.657 mm

τ = 318.195 × 10^3 / (5.657 × 450.0 × 2)

= 62.5 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 = 2,440 mm

H2 = 103.5 mm

H3 = 39 mm (14 mm)

B = 400 mm

· Preflexion Load = 755.665 kN

· 용접길이 = 2440.0 mm × 2 EA

· 용접치수 = 8.0 mm

· 유효 목두께 : a = 8.0 × 0.7071 = 5.657 mm

τ = 755.7×10^3 / (5.657 × 2440.0 × 2)

= 27.37 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 = 170000 N <1-8)참조>

A : 단면적 = 153100 mm^2 <2-1-2)참조>

I : 단면2차모멘트 = 130200000000 mm^4 <2-1-2)참조>

y : 단면의 중립축에서 응력을 구하고자 하는 위치까지의 거리 = 842.3 mm <2-1-2)참조>

e : 단면의 중립축에서 PC강연선 도심까지의 편심거리

e = 842.3 - (30 * 85 mm + 34 * 190mm) / (30 + 34)

= 701.52 mm <1-8)참조>

∴ f_{LCBS} = {(170000*64)/153100} + {(170000*64*701.52)/130200000000)} * 842.3

= 120.44 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 = 20.14 MPa

(3) 응력 검토

정착부의 지압 응력

∴ f_{LCB} = 20.14 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	460.6 kN	855.3 kN	805.4 kN	26.0 kN	980.9 kN	3128.2 kN	3500 kN
G2측	460.6 kN	816.3 kN	803.5 kN	25.7 kN	983.3 kN	3089.4 kN	3500 kN
G3측	460.6 kN	816.3 kN	802.6 kN	25.7 kN	985.8 kN	3091.0 kN	3500 kN
G4측	460.6 kN	816.3 kN	803.5 kN	25.7 kN	983.3 kN	3089.4 kN	3500 kN
G5측	460.6 kN	855.3 kN	805.4 kN	26.0 kN	980.9 kN	3128.2 kN	3500 kN

[단선 재하시]

구 분	자 중	합성전 고정하중	합성후 고정하중	보도하중	활하중	합 계	적용받침
G1측	460.6 kN	855.3 kN	805.4 kN	39.1 kN	929.3 kN	3089.7 kN	3500 kN
G2측	460.6 kN	816.3 kN	803.5 kN	25.8 kN	713.0 kN	2819.2 kN	3500 kN
G3측	460.6 kN	816.3 kN	802.6 kN	12.8 kN	491.7 kN	2584.0 kN	3500 kN
G4측	460.6 kN	816.3 kN	803.5 kN	-0.1 kN	272.9 kN	2353.2 kN	3500 kN
G5측	460.6 kN	855.3 kN	805.4 kN	-12.9 kN	51.7 kN	2160.1 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

$\Delta\ell c = -\Phi \times \beta \times \{ Pt \times \ell / (Ec \times Ac) \}$

$= -2.0 \times 0.5 \times \{10{,}880{,}000 \times 45{,}000 / (30{,}251 \times 1{,}848{,}500)\}$

$= -8.756$ 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
$-\Delta = -(\Delta\ell t + \Delta\ell s + \Delta\ell c + \Delta\ell r)$	=	-38.289	mm
부가여유량 = 기본 신축량 * 20%	=	9.818	mm
설치여유량	=	10.000	mm
합 계 : $+\Delta$	=	30.618	mm
$-\Delta$	=	-58.107	mm

7. 가로보 설계

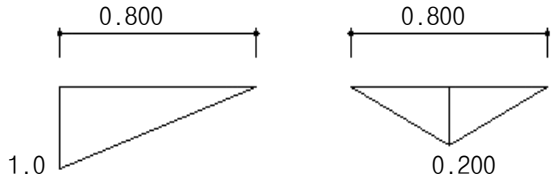
· 거더간격 : 2.000 m

· L.C 폭 : 1.200 m

· 가로보순지간 : 0.800 m

(1) 고정하중에 의한 단면력

전단력 영향선 모멘트 영향선



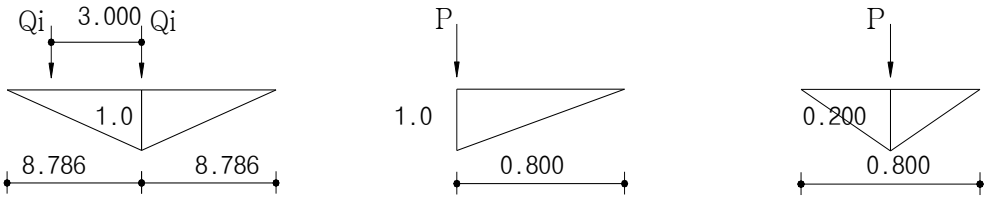
Σ A = 0.400 Σ A = 0.080 <== 영향선의 단면적

(단위 : kN.m)

구 분	두 께	폭	단위중량	전단력	모멘트
바닥판	0.280	8.7860	24.500	24.109	4.822
배수기울기	0.045	8.7860	24.500	3.875	0.775
자갈도상 및 침목	0.650	8.7860	19.000	43.403	8.681
레 일		8.7860	0.875	3.076	0.615
가로보	2.270	0.3000	24.500	6.674	1.335
합 계				81.137	16.228

(2) 활하중에 의한 단면력 [철도설계기준, 2013, P.8-31]

종방향으로의 영향선 전단력 영향선 모멘트 영향선



종거 y1 = 0.659 종거 y2 = 1.000 종거 = 0.200

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) * ∑ (종거 : 종단면) = 891.663 kN

전 단 력 : S = P * ∑ (종거 : 전단력) = 891.663 kN

모 멘 트 : M = P * ∑ (종거 : 모멘트) = 178.333 kN.m

(3) 극한 단면력

Su = 1.35 * Sd + 1.85 * Sl = 1759.112 kN (사용하중 : 972.800 kN)

Mu = 1.35 * Md + 1.85 * Ml = 351.823 kN.m (사용하중 : 194.561 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 =	351.82	kN-m	d =	2440.0	mm
Vu =	1759.11	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 * a² 에서

0.425*f ck*b*a²− 0.85*f ck*b*d*a + Mu/Φ = 0 (a 에 대한 2차 방정식)

∴ a = 21.033

Req'd As = 0.85 * (f ck/f y) * a * b = 402.261 mm²

USE As = 2026.80 mm² 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 = 351.82 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 = 0.800 / 2.440 = 0.328 < 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 (=1759.112) 이므로

(Vu−Φ*Vc) / (Φ*f y*d) = (Av/s) * (1+ln/d) / 12 + (Ah/s_2) * (11−ln/d) / 12

143.578 = (Av/s) * 0.1107 + (Ah/s_2) * 0.8893 ------ 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 = 3179.430 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 = 194.561 kN.m (service load)

p = 0.0028 , n = Es/Ec = 6.611

k = − n*p + √((n * p)² + 2 * n * p) = 0.175

x = k * d = 426.492 mm

f s = Mser / { As * (d−x/3) }

= 194.561 * 10^6 / { 2026.8 * (2440 − 426.492 / 3)}

= 41.78 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 (1766 , 1508)

= 1.508 m > 사용 인장철근 간격 = 0.180 m == O.K

9.2 교대공

9.2.1 A1

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 하중계산

4. 안정검토

5. 벽체단면설계

6. FOOTING 설계

7. 교량받침부 검토

8. 주철근 상세

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (복선 : 고정) 나. 기 초 : PILE 기초

나. 상부 구조형식 : PSC BEAM

1) 교 량 지 간 : 24.000 m

2) 총 길 이 : 25.025 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) = 25 ° (지반조사 보고서 참조)

흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토

흙자중 (γt) : 20.0 kN/m^3 내부마찰각(φ) = 35 °

흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.299 ; TAN(⅔ · Φ) : 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 15.0 kN/m^2 (지반조사 보고서 참조)

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (복선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 5096.022 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 복선 : R(1+i) = 3641.191 kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 복선 : RI = 3233.740 kN

4) 지진하중

가) 설계수평진도 : Kh = 0.5AS = 0.5 × 0.154 × 1.2 = 0.0924

(철도설계기준 p.8-103)

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(2013), p8-93"

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)	35	35	35	35	35	35
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	11.667	11.667	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)	0.271	0.251	0.251	0.323	0.323	0.323

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : fck = 30 MPa

나) 탄 성 계 수 : 8500 × 3√(fck+4) = 27536 MPa

다) 단 위 중 량 : w = 24.5 kN/m3

2) 철 근

가) 항복응력 : fy = 400 MPa

나) 허용응력 : fsa = 180 MPa

나) 탄성계수 : Es = 200,000 MPa

마. 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) 개정(안) (한국철도시설공단,2013) (KRL2012 하중 반영)

▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)

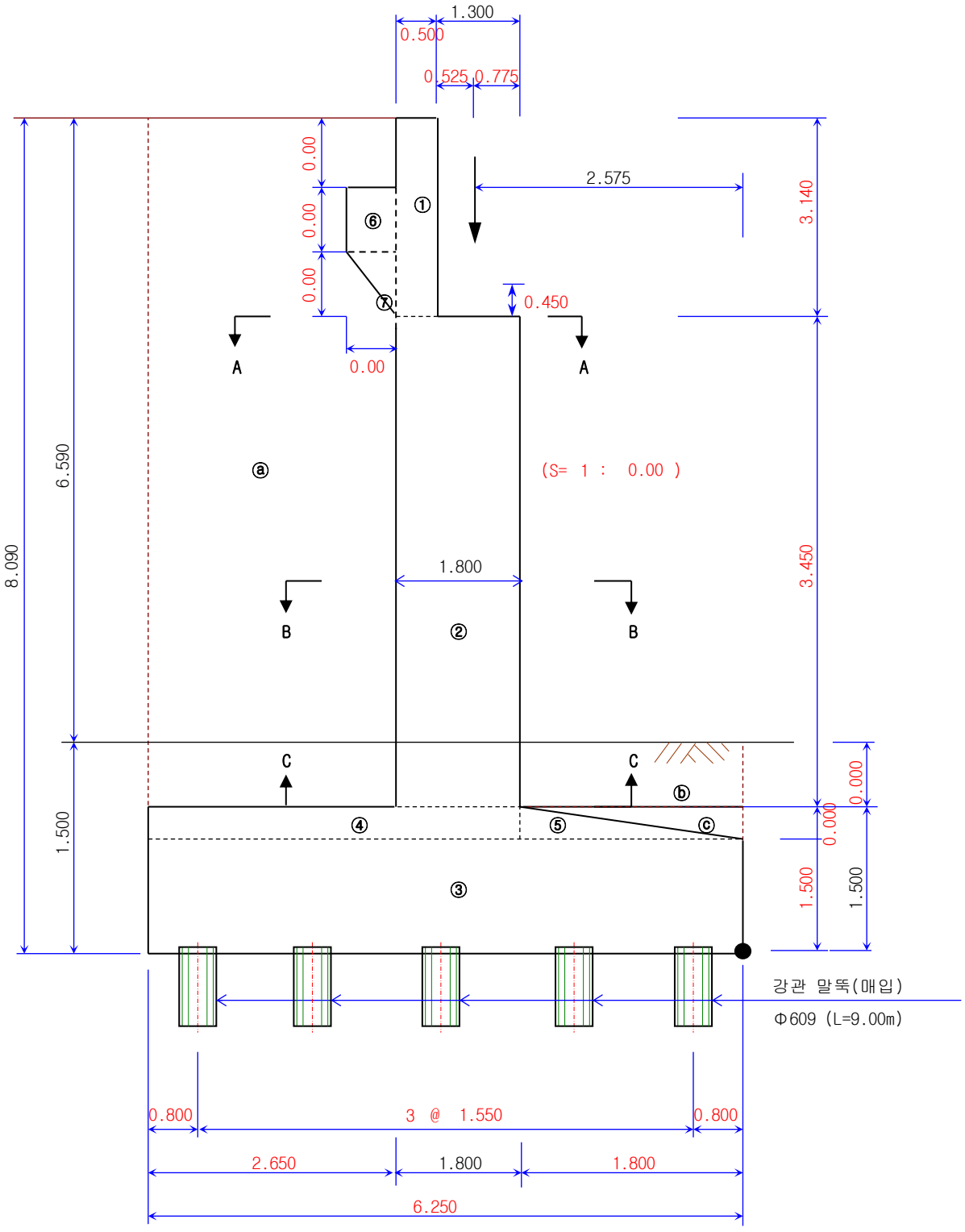
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 10.900 m
◎ 기 초 폭 : L' = 10.900 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.140	×	10.900		=	17.11 ㎥
②	1.800	×	3.450	×	10.900		=	67.69 ㎥
③	1.500	×	6.250	×	10.900		=	102.19 ㎥
④	0.000	×	4.450	×	10.900		=	0.00 ㎥
⑤	0.000	×	1.800	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	10.900		=	0.00 ㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥
ⓐ	2.650	×	6.590	×	10.900		=	190.35 ㎥
ⓑ	1.800	×	0.000	×	10.900		=	0.00 ㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대자중	①	17.11	24.50	419.27	3.35	1404.55	38.74	6.52	252.59
	②	67.69	24.50	1658.38	2.70	4477.63	153.23	3.23	494.18
	③	102.19	24.50	2503.59	3.13	7823.73	231.33	0.75	173.50
	④	0.00	24.50	0.00	4.03	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.20	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.09	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.09	0.00
	계	186.99		4581.24		13705.91	423.31		920.27
토사	ⓐ	190.35	20.00	3807.04	4.93	18749.69	351.77	4.80	1686.74
	ⓑ	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	190.35		3807.04		18749.69	351.77		1686.74

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 5096.02 kN
- x = = 2.58 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(1+i)$ = 3641.19 kN
- x = = 2.58 m

다. 부력

- Vw = 6.250 × (219.261 - 227.761) × 10.900 × 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) × 10.900 = 515.03 kN
Xc = 6.250 - (2.650 + 0.500) / 2 = 4.68 m
Yc = 1.500 + 3.450 + 3.140 = 8.09 m
MVd = Vd × Xc = 2407.74 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 47.59 kN
MHd = Hd × Yc = 384.99 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 10.900 = 14.07 kN/㎡
Vql1 = 14.067 × (2.650 + 0.500) × 10.900 = 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 × 25.03 = 500.50 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 25.03 = 825.83 kN ≤ 1000.0 kN

3) 고정단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 5096.022 + 3233.740 = 8329.76 kN
Tf (고정단수평력) = 825.825 - 1/2 × 0.15 × 8,329.762
= 201.093 < 412.913 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 412.913 kN (Tf은 1/2T 이상)

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 300.30 kN
Rm (지점 반력) = 5096.022 = 5096.02 kN
Tf (고정단수평력) = 300.300 - 1/2 × 0.15 × 5,096.022
= -81.902 < 150.150 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 150.150 kN (Tf은 1/2T 이상)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 300.30 kN

Rm (지 점 반 력) = 5096.022 + 3641.191 = 8737.21 kN

Tf (고정단수평력) = 300.300 - 1/2 × 0.15 × 8,737.213

= -354.991 < 150.150 (= 1/2 T)

Tfb (설계수평력) = 150.150 kN (Tf은 1/2T 이상)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/㎡
- ql = 14.07 kN/㎡

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.271 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 358.44 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.271 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 336.15 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 × 0.271 × 20.00 × 65.45 × 10.900 = 1933.20 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.70 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.271 × 20.00 × 8.09 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_3 = h_2 / 2 = 0.00 m

Pa_4 = 1/2 × Ka × γs × h_2^2 × L

= 0.500 × 0.271 × 11.00 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.323 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 427.34 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.323 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 400.77 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

Pae_2 = 1/2 × Kae × (1-Kv) × γt × H^2 × L

= 0.500 × 0.323 × (1- 0.000) × 20.00 × 65.45 × 10.900

= 2304.80 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} = 1083.961 × 0.150 = 162.594 kN

T_{s2} = 977.111 × 0.150 = 146.567 kN

T_{s3} = 973.878 × 0.150 = 146.082 kN

T_{s4} = 977.111 × 0.150 = 146.567 kN

T_{s5} = 1083.961 × 0.150 = 162.594 kN

▶ $\sum T_u$ (복선재하시) = 764.403 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교대	①	1468.681	283.454
	②	958.988	286.653
	③	773.800	288.225
	④	958.988	286.653
	⑤	1468.681	283.454
	⑥	0.000	0.000
	⑦	0.000	0.000
	⑧	0.000	0.000

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다(철도설계기준 p.11-16)

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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		13999.333		47985.593	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (47985.593 - 6663.098) / 13999.333 - 6.250 / 2

= -0.173 m

Mo = 13999.333 x 0.1733 = 2425.420 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	343.350	-	1605.161	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	238.962	4.045	966.600
토 압		-	-	-	1933.200		5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8731.636		34060.755	2172.162		6179.798

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (34060.755 - 6179.798) / 8731.636 - 6.250 / 2
= 0.068 m
Mo = 8731.636 x 0.0681 = 594.596 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (58570.498 - 8022.841) / 17716.073 - 6.250 / 2
= -0.272 m
Mo = 17716.073 x 0.2718 = 4815.070 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.913	5.400	2229.728
합 계		17716.073		58570.498	3040.710		10252.569

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58570.498 - 10252.569) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -0.398 m

Mo = 17716.073 x 0.3977 = 7044.798 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.400	-
온 도		-	-	-	764.403	5.400	4127.778
합 계		17716.073		58570.498	3392.201		12150.619

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (58570.498 - 12150.619) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -0.505 m

M_o = 17716.073 × 0.505 = 8942.848 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	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	1883.490	5.400	10170.845
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	358.557	5.400	1936.208
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	47.588	8.090	384.989
	활 하 중	483.000	-	2258.025	13.389	8.090	108.315
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	6211.012		27879.989

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58570.498 - 27879.989) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -1.393 m

Mo = 17716.073 x 1.3926 = 24672.218 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	13999.333	2291.643	2425.420	-0.173	
LOAD CASE 2	8731.636	2172.162	594.596	0.068	
LOAD CASE 3	17716.073	2627.797	4815.070	-0.272	
LOAD CASE 4	17716.073	3040.710	7044.798	-0.398	축력 최대
LOAD CASE 5	17716.073	3392.201	8942.848	-0.505	모멘트 최대
LOAD CASE 6	17716.073	6211.012	24672.218	-1.393	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	17716.073	3040.710	7044.798	-0.398	
2	모멘트 최대시	17716.073	3392.201	8942.848	-0.398	
3	지 진 시	17716.073	6211.012	24672.218	-1.393	

4.3. 말뚝안정검토

4.3.1 상시

가. 설계 조건 (내부굴착강관말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 9.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm^4 , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Va = 1112.80 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Ha = 169.40 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50485 1/m
 ∴ βL = 4.54 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 65959.763 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.215 1/m
 ∴ βλ = 0.57 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
축 력 최대시	17716.073	3040.710	7044.798	
모멘트 최대시	17716.073	3392.201	8942.848	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

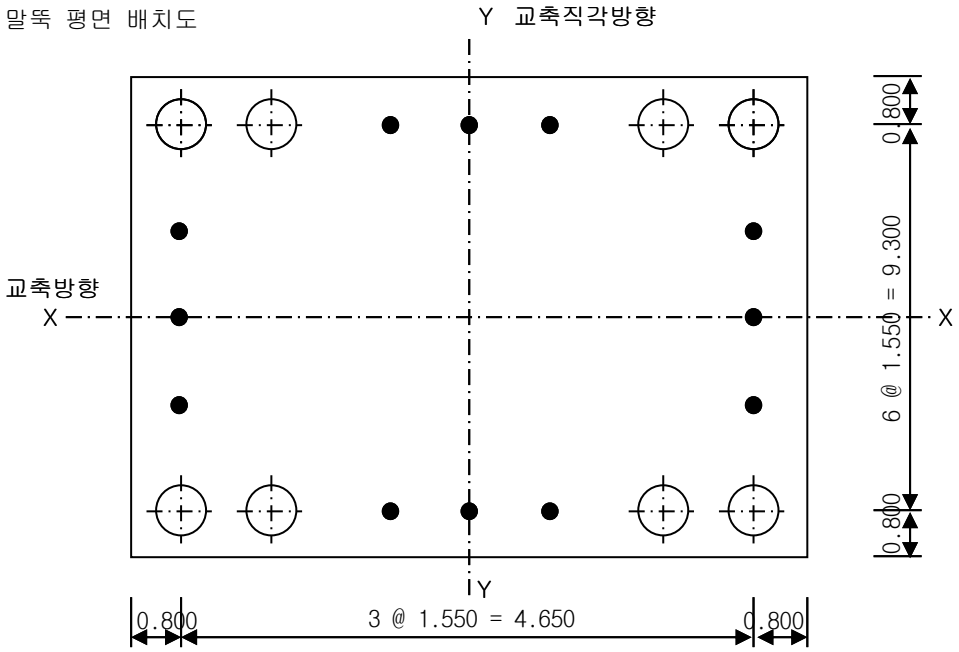
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31773	0	0	0	160482	0.523

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1779292	0	-1762196	4493509	0	16985098

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3040.710	17716.073	7044.798	0.00236247	0.00394259	0.00065987

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00236	0.00548	878.93	108.60	-66.42
2 열	0.00236	0.00445	714.79	108.60	-66.42
3 열	0.00236	0.00343	550.65	108.60	-66.42
4 열	0.00236	0.00241	386.51	108.60	-66.42
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00236	0.00548	878.93	108.60	66.42

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	889646	0	0	4493509	0	13494569

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3040.710	17716.073	7044.798	0.0034179	0.0039426	0.0005220

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00342	0.00516	827.50	108.60	0.00
2 열	0.00342	0.00435	697.65	108.60	0.00
3 열	0.00342	0.00354	567.79	108.60	0.00
4 열	0.00342	0.00273	437.93	108.60	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00342	0.00516	827.50	108.60	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.693	0.00342	66.42	0.00236

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 3.418 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	108.60	말뚝머리 힌 지	수평력	108.60
	수직력	878.93		수직력	827.50
	모멘트	66.42		모멘트	0.69
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	878.93 kN	1112.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	108.60 kN	169.40 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1779292	0	-1762196	4493509	0	16985098

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3392.201	17716.073	8942.848	0.00270599	0.00394259	0.00080726

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00271	0.00582	933.92	121.15	-69.67
2 열	0.00271	0.00457	733.12	121.15	-69.67
3 열	0.00271	0.00332	532.32	121.15	-69.67
4 열	0.00271	0.00241	386.51	121.15	-69.67
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00271	0.00582	933.92	121.15	69.67

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	889646	0	0	4493509	0	13494569

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3392.201	17716.073	8942.848	0.0038130	0.0039426	0.0006627

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00381	0.00548	879.98	121.15	0.00
2 열	0.00381	0.00446	715.14	121.15	0.00
3 열	0.00381	0.00343	550.29	121.15	0.00
4 열	0.00381	0.00240	385.45	121.15	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00381	0.00548	879.98	121.15	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	-0.774	0.00381	69.67	0.00271

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 3.813 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	121.15	말뚝머리 힌 지	수평력	121.15
	수직력	933.92		수직력	879.98
	모멘트	69.67		모멘트	0.77
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	933.92 kN	1112.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	121.15 kN	169.40 kN	O.K

4.3.2 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 9.00 m
° 확대기초 제원
  - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.66m)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) 1669.20 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Ha = 254.20 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.60136 1/m
 ∴ βL = 5.41 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 65959.763 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.215 1/m
 ∴ βλ = 0.57 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
지 진 시	17716.073	6211.012	24672.218	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

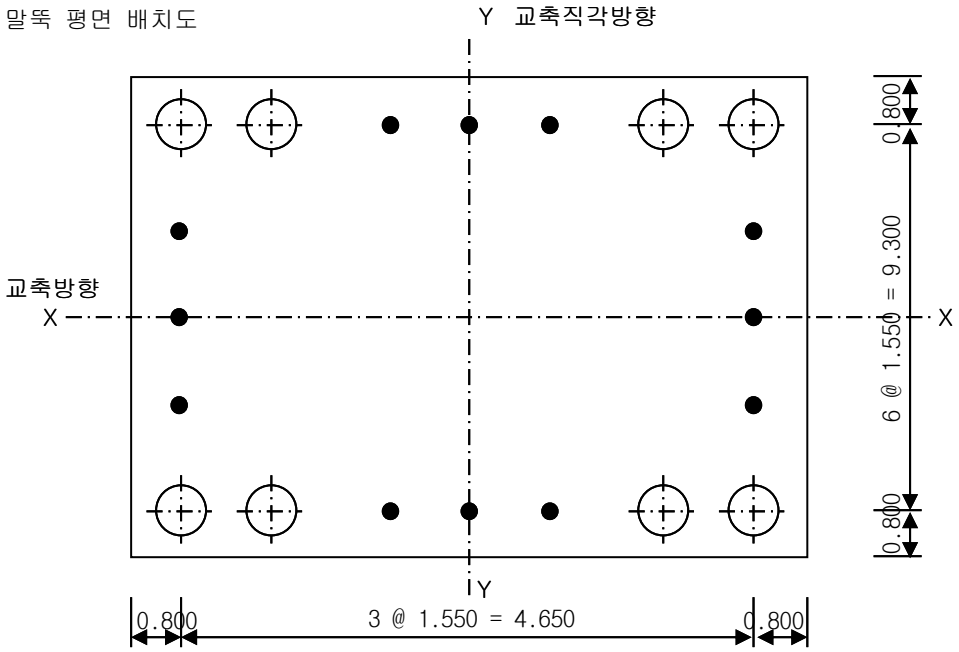
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	107401	89298	89298	148493	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	53700	0	0	0	160482	0.523

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3007227	0	-2500347	4493509	0	17652375

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	6211.012	17716.073	24672.218	0.00365828	0.00394259	0.00191584

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00366	0.00840	1347.56	221.82	-42.19
2 열	0.00366	0.00543	871.00	221.82	-42.19
3 열	0.00366	0.00246	394.44	221.82	-42.19
4 열	0.00366	-0.00051	-82.13	221.82	-42.19
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00366	0.00840	1347.56	221.82	42.19

▷ 축방향 작용 인발력 (82.13 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (178.19 kN) ∴ O.K

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1503613	0	0	4493509	0	13494569

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	6211.012	17716.073	24672.218	0.0041307	0.0039426	0.0018283

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00413	0.00819	1314.90	221.82	0.00
2 열	0.00413	0.00536	860.11	221.82	0.00
3 열	0.00413	0.00253	405.32	221.82	0.00
4 열	0.00413	-0.00031	-49.46	221.82	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00413	0.00819	1314.90	221.82	0.00

▷ 축방향 작용 인발력 (49.46 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (178.19 kN) ∴ O.K

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.013	-1.189	0.00413	42.19	0.00366

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 4.131 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	221.82	말뚝머리 힌 지	수평력	221.82
	수직력	1347.56		수직력	1314.90
	모멘트	42.19		모멘트	1.19
	β	0.601362		β	0.601362

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	1347.56 kN	1669.20 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	221.82 kN	254.20 kN	O.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압
LOAD CASE 2 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일종하중
LOAD CASE 3 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일종하중
LOAD CASE 4 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4온도하중
LOAD CASE 5 = 1.35고정하중+1.6토압+1.85열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 6 = 1.6고정하중+1.6토압+1.6열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 7 = 1.0고정하중+1.0열차하중(충격미포함)+1.0토압+1.0지진하중

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (흉벽)	①	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	1.570	60.822
	계	17.113	24.5	419.269	-	104.817	38.740	-	60.822
B-B (벽체)	①	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	3.295	127.650
	②	33.845	24.5	829.190	0.900	746.271	76.617	0.863	66.082
	계	50.958	24.5	1248.459	-	851.088	115.358	-	193.732
C-C (벽체)	①	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	5.020	194.477
	②	67.689	24.5	1658.381	0.900	1492.542	153.234	1.725	264.329
	계	84.802	24.5	2077.649	-	1597.360	191.975	-	458.806

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.14	×	10.900	=	128.783	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	128.783	×	cos δ					=	126.123	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	128.783	×	sin δ					=	26.042	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.14	×	10.900	=	120.775	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	120.78	×	cos δ					=	118.280	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	120.78	×	sin δ					=	24.423	kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	2					=	1.570	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	1.725	×	10.900	=	70.749	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	70.749	×	cos (δ+θ)					=	69.287	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	70.749	×	sin (δ+θ)					=	14.307	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	1.725	×	10.900	=	66.350	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	66.35	×	cos (δ+θ)					=	64.979	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	66.35	×	sin (δ+θ)					=	13.417	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2					=	0.863	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.450	×	10.900	=	141.498	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	141.498	×	cos (δ+θ)					=	138.574	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	141.498	×	sin (δ+θ)					=	28.613	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.450	×	10.900	=	132.699	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	132.7	×	cos (δ+θ)					=	129.958	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	132.7	×	sin (δ+θ)					=	26.834	kN
작 용 점 :	y	=	3.45	/	2					=	1.725	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.251	×	20.0	×	3.14 ^2	×	10.900	=	269.586	kN
수평 분력 :	Ph	=	269.586	×	cos δ							=	264.017	kN
수직 분력 :	Pv	=	269.586	×	sin δ							=	54.515	kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	3							=	1.047	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.14					=	15.753	kN
	P2	=	15.753	+	0.251	×	20.0	×	1.725			=	24.408	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	15.753	+	24.408)	×	1.725	×	10.900	=	377.563	kN
수평 분력 :	Ph	=	377.563	×	cos (δ+θ)							=	369.762	kN
수직 분력 :	Pv	=	377.563	×	sin (δ+θ)							=	76.350	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)							=	0.801	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.14			=	15.753	kN
	P2	=	15.753	+	0.251	×	20.0	×	3.450	=	33.062	kN
토 압 력 :	P	=	1/2	×	(15.753	+	33.062)	×	3.450 × 10.900	=	917.847	kN
수평 분력 :	Ph	=	917.847	×	cos (δ+Θ)					=	898.885	kN
수직 분력 :	Pv	=	917.847	×	sin (δ+Θ)					=	185.605	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)					=	1.521	m

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.14	×	10.900	=	165.866	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	165.866	×	cos δ					=	165.866	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	165.866	×	sin δ					=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.14	×	10.900	=	155.552	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	155.552	×	cos δ					=	155.552	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	155.552	×	sin δ					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.140	/	2					=	1.570	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	1.725	×	10.900	=	91.121	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	91.121	×	cos (δ+β)					=	91.121	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	91.121	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	1.725	×	10.900	=	85.455	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	85.455	×	cos (δ+β)					=	85.455	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	85.455	9	sin (δ+β)					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2					=	0.863	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.450	×	10.900	=	182.241	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	182.241	×	cos (δ+β)					=	182.241	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	182.241	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.45	×	10.900	=	170.909	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	170.91	×	cos (δ+β)					=	170.909	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	170.91	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	/	2					=	1.725	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.323	×	20.0	×	3.14 ^2 × 10.900	=	347.212	kN
수평 분력 :	Ph	=	347.212	×	cos δ					=	347.212	kN
수직 분력 :	Pv	=	347.212	×	sin δ					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	2					=	1.570	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.14			=	20.289	kN
	P2	=	20.289	+	0.323	×	20.0	×	1.725	=	31.436	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.289	+	31.436)	×	1.725	× 10.900	=	486.280	kN
수평 분력 :	Ph	=	486.280	× cos (δ+β)						=	486.280	kN
수직 분력 :	Pv	=	486.280	× sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2					=	0.863	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.14			=	20.289	kN
	P2	=	20.289	+	0.323	×	20.0	×	3.450	=	42.582	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.289	+	42.582)	×	3.450	× 10.900	=	1182.137	kN
수평 분력 :	Ph	=	1182.137	× cos (δ+β)						=	1182.137	kN
수직 분력 :	Pv	=	1182.137	× sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	/	2					=	1.725	m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	1.570	198.013	201.796	316.820
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	581.576	125.255	805.267	169.094	∑H =	390.139	474.350	624.223	758.960
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	3.295	415.574	201.796	664.919
		벽 체	1.6	14.307	0.000	0.000	22.891	0.000	69.287	0.863	59.760	110.859	95.616
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6597.445	6094.948	8949.354	8228.180	∑H =	829.189	1503.113	1326.702	2404.981
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	5.020	633.136	201.796	1013.017
		벽 체	1.6	28.613	0.000	0.000	45.781	0.000	138.574	1.725	239.041	221.719	382.465
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	7550.20	6841.220	10266.459	9235.646	∑H =	1427.599	3426.684	2284.158	5482.695

2) LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	1.570	198.013	201.796	316.820
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	581.576	125.255	805.267	169.094	∑H =	390.139	474.350	624.223	758.960
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	3.295	415.574	201.796	664.919
		벽 체	1.6	14.307	0.000	0.000	22.891	0.000	69.287	0.863	59.760	110.859	95.616
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.150	2.175	326.576	210.210	457.207
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6597.445	6094.948	8949.354	8228.180	∑H =	979.339	1829.689	1536.912	2862.187
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	5.020	633.136	201.796	1013.017
		벽 체	1.6	28.613	0.000	0.000	45.781	0.000	138.574	1.725	239.041	221.719	382.465
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.150	3.900	585.585	210.210	819.819
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	7550.20	6841.220	10266.459	9235.646	∑H =	1577.749	4012.269	2494.368	6302.514

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	951.677	195.927	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.025	3314.583	4527.236	4640.417	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.025	417.637	570.432	584.692	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.150	2.175	326.576	210.210	457.207
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	412.913	2.175	898.085	578.078	1257.319
	계			∑V =	10353.14	9846.336	14214.898	13480.123	∑H =	1575.510	3173.551	2408.204	4832.750
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.025	3314.583	4527.236	4640.417	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.025	417.637	570.432	584.692	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.150	3.900	585.585	210.210	819.819
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	412.913	3.900	1610.359	578.078	2254.502
	계			∑V =	11319.31	10592.607	15553.471	14487.589	∑H =	2238.899	6440.571	3469.626	9865.726

4) LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 온도하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	951.677	195.927	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.025	3314.583	4527.236	4640.417	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.025	417.637	570.432	584.692	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	764.403	2.175	1662.577	1070.165	2327.608
	계			∑V =	10353.14	9846.336	14214.898	13480.123	∑H =	1776.851	3611.468	2690.081	5445.833
벽 체 중 앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.025	3314.583	4527.236	4640.417	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.025	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	764.403	3.900	2981.173	1070.165	4173.642
	계			∑V =	11319.31	10174.970	14983.039	13902.896	∑H =	2440.240	7225.801	3751.503	10965.046

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	986.177	204.552	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3233.740	1.025	3314.583	5982.419	6131.979	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	407.451	1.025	417.637	753.785	772.629	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10353.14	9846.336	15887.934	15168.247	∑H =	1012.448	1948.890	1619.917	3118.225
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.4	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3233.740	1.025	3314.583	5982.419	6131.979	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	407.451	1.025	417.637	753.785	772.629	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11319.31	10592.607	17226.507	16175.713	∑H =	1675.837	4244.628	2681.339	6791.404

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	1092.265	231.074	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	829.190	0.900	746.271	1326.704	1194.034	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	5096.022	1.025	5223.423	8153.635	8357.476	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3233.740	1.025	3314.583	5173.984	5303.333	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	407.451	1.025	417.637	651.922	668.220	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10353.14	9846.336	16565.027	15754.137	∑H =	1012.448	1948.890	1619.917	3118.225
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
		②	1.6	1658.381	0.900	1492.542	2653.409	2388.068	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	5096.022	1.025	5223.423	8153.635	8357.476	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3233.740	1.025	3314.583	5173.984	5303.333	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	407.451	1.025	417.637	651.922	668.220	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11319.31	10592.607	18110.898	16948.171	∑H =	1675.837	4244.628	2681.339	6791.404

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
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	3.140	23.719	7.554	23.719
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.140	6.673	2.125	6.673
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	1.570	60.822	38.740	60.822
	상 재 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	1.570	504.626	321.418	504.626
	배 면 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	1.570	545.124	347.212	545.124
	계			∑V =	577.685	144.421	577.685	144.421	∑H =	717.050	1140.964	717.050	1140.964
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	4.865	36.749	7.554	36.749
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.865	10.339	2.125	10.339
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	3.295	127.650	38.740	127.650
		②,H/2	1.0	829.190	0.900	746.271	829.190	746.271	76.617	0.863	66.082	76.617	66.082
	상부 하중	고정하중	1.0	5096.022	1.025	5223.423	5096.022	5223.423	1883.490	2.175	4096.590	1883.490	4096.590
		활 하 중	1.0	3233.740	1.025	3314.583	3233.740	3314.583	358.557	2.175	779.862	358.557	779.862
		충 격	-	-	1.025	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	3.295	1059.072	321.418	1059.072
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	176.575	0.863	152.296	176.575	152.296
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	3.295	1144.065	347.212	1144.065
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	486.280	0.863	419.417	486.280	419.417
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	9736.637	9428.698	9736.637	9428.698	∑H =	3698.569	7892.121	3698.569	7892.121
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	6.590	49.779	7.554	49.779
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.590	14.005	2.125	14.005
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	5.020	194.477	38.740	194.477
		②	1.0	1658.381	0.900	1492.542	1658.381	1492.542	153.234	1.725	264.329	153.234	264.329
	상부 하중	고정하중	1.0	5096.022	1.025	5223.423	5096.022	5223.423	1883.490	3.900	7345.610	1883.490	7345.610
		활 하 중	1.0	3233.740	1.025	3314.583	3233.740	3314.583	358.557	3.900	1398.373	358.557	1398.373
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	5.020	1613.518	321.418	1613.518
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	353.150	1.725	609.184	353.150	609.184
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	5.020	1743.007	347.212	1743.007
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1182.137	1.725	2039.187	1182.137	2039.187
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10565.83	10174.970	10565.827	10174.970	∑H =	4647.618	15271.468	4647.618	15271.468

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$\sum M = \sum M_v + \sum M_h \qquad e = \sum M \Big/ \sum \gamma V - B/2 \qquad M_u = \sum \gamma V \bullet e$$

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	∑ɣV	∑ɣH(S_u)	∑M	e	M_u
1	581.576	390.139	599.605	0.781	454.211	805.267	624.223	928.054	0.902	726.737
2	581.576	390.139	599.605	0.781	454.211	805.267	624.223	928.054	0.902	726.737
3	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	951.677	813.471	1252.007	1.066	1014.088
4	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	951.677	813.471	1252.007	1.066	1014.088
5	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	986.177	813.471	1260.632	1.028	1014.088
6	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	1092.265	813.471	1287.154	0.928	1014.088
7	577.685	717.050	1285.385	1.975	1140.964	577.685	717.050	1285.385	1.975	1140.964
Max.		508.420			633.805		813.471			1140.964

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	∑ɣV	∑ɣH(S_u)	∑M	e	M_u
1	6597.445	829.189	7598.061	0.252	1660.361	8949.354	1326.702	10633.161	0.288	2578.743
2	6597.445	979.339	7924.638	0.301	1986.938	8949.354	1536.912	11090.368	0.339	3035.950
3	10353.142	1575.510	13019.887	0.358	3702.059	14214.898	2408.204	18312.873	0.388	5519.464
4	10353.142	1776.851	13457.803	0.400	4139.975	14214.898	2690.081	18925.955	0.431	6132.547
5	10353.142	1012.448	11795.226	0.239	2477.398	15887.934	1619.917	18286.472	0.251	3987.331
6	10353.142	1012.448	11795.226	0.239	2477.398	16565.027	1619.917	18872.362	0.239	3963.837
7	9736.637	3698.569	17320.820	0.879	8557.846	9736.637	3698.569	17320.820	0.879	8557.846
Max.		1776.851			4139.975		3698.569			8557.846

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	7550.196	1427.599	10267.904	0.460	3472.727	10266.459	2284.158	14718.342	0.534	5478.528
2	7550.196	1577.749	10853.489	0.538	4058.312	10266.459	2494.368	15538.161	0.613	6298.347
3	11319.311	2238.899	17033.179	0.605	6845.799	15553.471	3469.626	24353.315	0.666	10355.191
4	11319.311	2440.240	17400.770	0.637	7213.390	14983.039	3751.503	24867.943	0.760	11383.207
5	11319.311	1675.837	14837.235	0.411	4649.855	17226.507	2681.339	22967.118	0.433	7463.261
6	11319.311	1675.837	14837.235	0.411	4649.855	18110.898	2681.339	23739.576	0.411	7439.768
7	10565.827	4647.618	25446.438	1.508	15937.193	10565.827	4647.618	25446.438	1.508	15937.193
Max.		2440.240			7213.390		4647.618			15937.193

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	1140.964	813.471	633.805	
벽체 중앙	8557.846	3698.569	4139.975	
벽체 하단	15937.193	4647.618	7213.390	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	104.676	74.63	58.147	
벽체 중앙	785.123	339.318	379.814	
벽체 하단	1462.128	426.387	661.779	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.14 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	104.676	74.630	58.147

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	16	-	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 2.154]

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 = 737.584 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ 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 = 983.45 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 (= 104.676 kN · m) [사용률 = 2.116] ∴ O.K!!

나) 전단검토

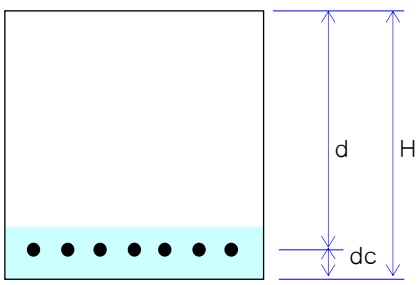
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

x 310.38 > Vu = 74.630 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 =	58.147	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)) = 98.369 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 98.369 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 570.55 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 571 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, P10-3 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 = 1.725 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	785.123	339.318	379.814

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 3.141]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06405 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1290.565 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 = 1720.75 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2433.631 kN · mm

ΦMn > Mu (= 785.123 kN · m) [사용률 = 3.100] ∴ O.K!!

나) 전단검토

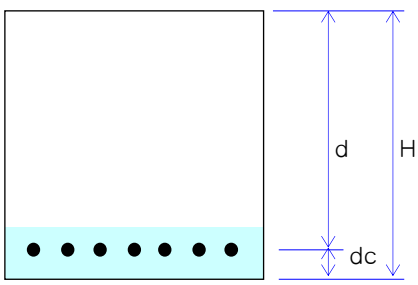
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 339.318 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 =	379.814	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 283.52 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 58.361 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 58.361 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1079.49 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 1079 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, P10-3 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000	mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.45 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	1462.128	426.387	661.779

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.678]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06405 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2416.029 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 = 3221.37 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) = 2433.631 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1462.128 kN · m) [사용률 = 1.664] ∴ O.K!!

나) 전단검토

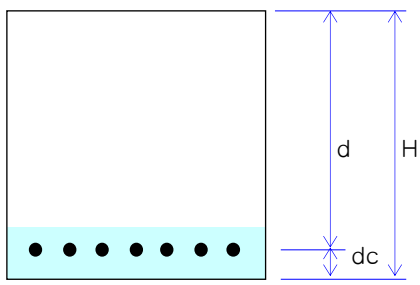
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 426.387 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 =	661.779	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 283.52 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 101.687 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 101.687 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 555.69 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 556 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, P10-3 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/㎡

활하중(ql) = 35.000 kN/㎡

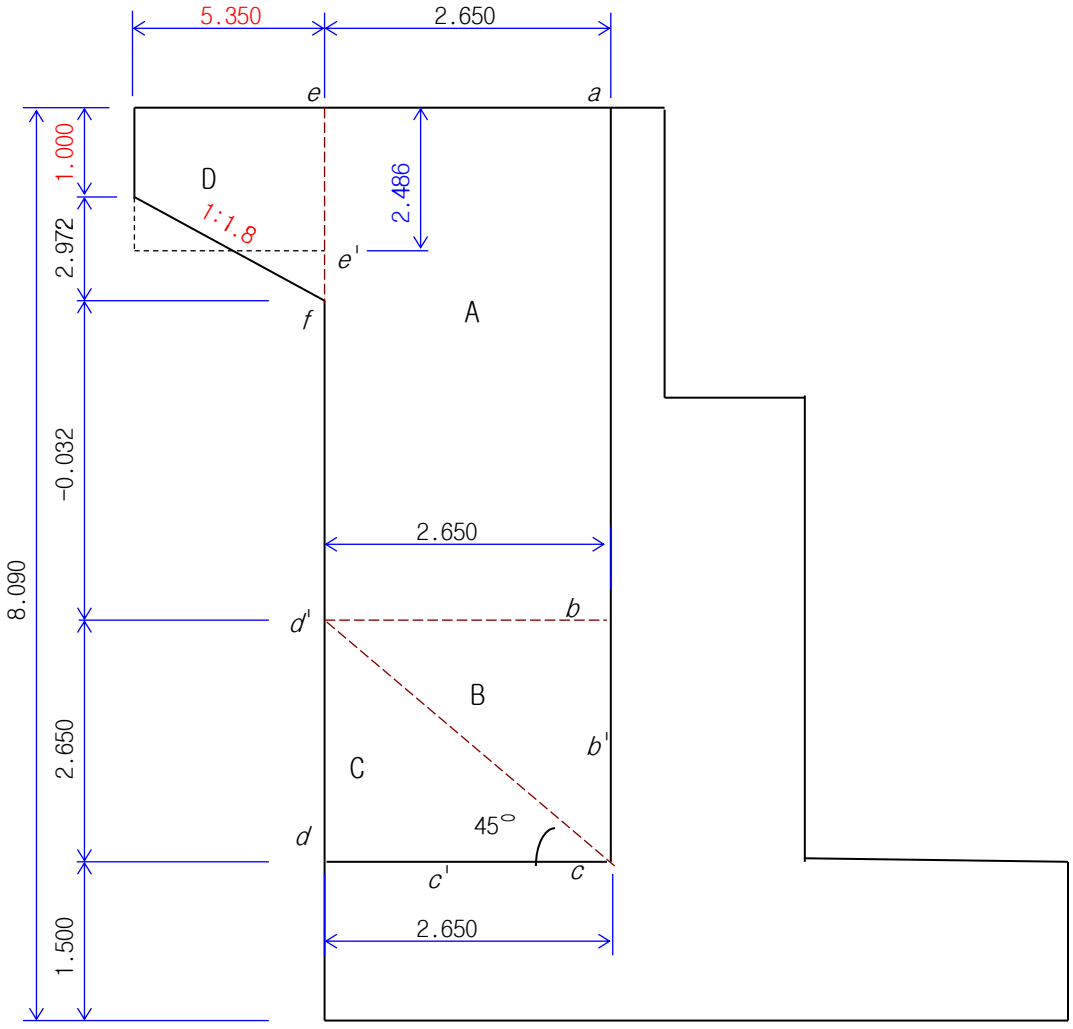
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.426

(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	×	0.426	×	50.000					=	21.321	kN/㎡
Pe'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	2.486	+ Pe		=	42.523	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	×	5.350	=	424.567	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350					=	1135.716	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.426	×	50.000					=	34.114	kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	2.486	+ Pe		=	68.037	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	×	5.350	=	679.307	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350					=	1817.145	kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=										=	21.321	kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	3.940	+ Pe		=	54.923	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.940	×	2.650	=	398.03	kN
Va_total	=Va + Vd										=	822.60	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650	+ Md	=	2788.21	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=										=	34.114	kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	3.940	+ Pe		=	87.877	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.940	×	2.650	=	636.86	kN
Va_total	=Va + Vd										=	1316.16	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650	+ Md	=	4461.14	kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=										=	54.923	kN/㎡
Vb	=	Pb	×	2.65							=	145.547	kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	2.650^{2}					=	192.850	kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 87.877 kN/㎡

Vb = Pb × 2.65 = 232.875 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 2.650 ² = 308.559 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 54.923 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.426 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 77.524 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 175.492 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 219.302 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 87.877 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.426 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 124.038 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 280.788 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 350.88 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	730.952	1132.269	308.559	350.883
설계 하중(S)	273.253	334.051	232.875	280.788
사용 하중(M)	456.845	707.668	192.850	219.302

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	730.952	273.253	456.845

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 1.345]

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

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{----------} \quad (1)$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

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 = 2302.212 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 = 3069.62 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 (= 730.952 kN · m) [사용률 = 1.335] ∴ O.K!!

나) 전단검토

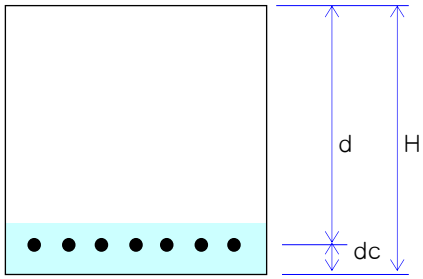
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 273.253 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 =	456.845	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)) = 175.415 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 175.415 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 226.44 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 226 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 3.940m]

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	1132.269	334.051	707.668

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 1.123]

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

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{----------} \quad (1)$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

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 = 3608.109 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 4810.81 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 (= 1132.269 kN · m) [사용률 = 1.118] ∴ O.K!!

나) 전단검토

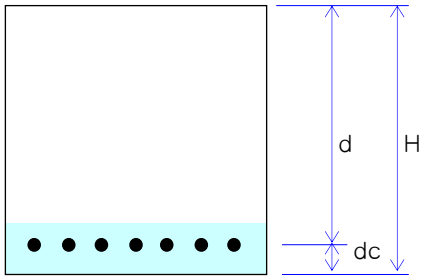
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 334.051 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 =	707.668	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)) = 209.443 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 209.443 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 157.25 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 157 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 6.590m]

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	308.559	232.875	192.850

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 1.612]

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 = 960.382 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 = 1280.51 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 (= 308.559 kN · m) [사용률 = 1.604] ∴ O.K!!

나) 전단검토

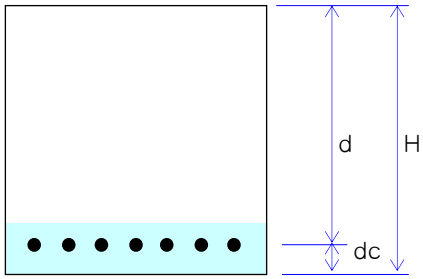
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 232.875 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 =	192.850	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)) = 145.344 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 145.344 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 319.32 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 319 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 6.590m]

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	350.883	280.788	219.302

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 1.416]

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 = 1093.389 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 = 1457.85 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 (= 350.883 kN · m) [사용률 = 1.410] ∴ O.K!!

나) 전단검토

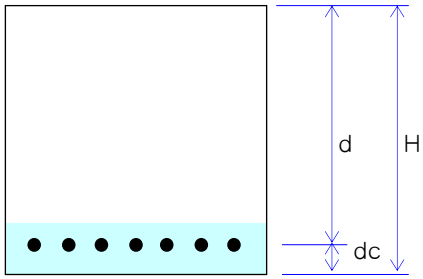
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 280.788 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 =	219.302	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)) = 165.280 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 165.280 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 253.96 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 254 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		13999.333		47985.593	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (47985.593 - 6663.098) / 13999.333 - 6.250 / 2

= -0.173 m

Mo = 13999.333 x 0.1733 = 2425.420 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	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6879.630	2.575	17715.046	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		18899.099		64780.550	3666.629		10660.956

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (64780.550 - 10660.956) / 18899.099 - 6.250 / 2

= -0.261 m

Mo = 18899.099 x 0.2614 = 4940.091 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	150.150	5.400	810.810
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		13999.333		47985.593	2441.793		7473.908

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (47985.593 - 7473.908) / 13999.333 - 6.250 / 2

= -0.231 m

Mo = 13999.333 x 0.2312 = 3236.230 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	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6879.630	2.575	17715.046	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	210.210	5.400	1135.134
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		18899.099		64780.550	3876.839		11796.090

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (64780.550 - 11796.090) / 18899.099 - 6.250 / 2

= -0.321 m

Mo = 18899.099 x 0.3215 = 6075.225 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		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-		336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	150.150	5.400	810.810
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.913	5.400	2229.728
합 계		17716.073		58570.498	3190.860		11063.379

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (58570.498 - 11063.379) / 17716.073 - 6.250 / 2
= -0.443 m
Mo = 17716.073 x 0.4434 = 7855.608 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6879.630	2.575	17715.046	-	-	-
	활 하 중	5097.667	2.575	13126.494	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	210.210	5.400	1135.134
시동 또는 제동 하중		-	-	-	578.078	5.400	3121.619
합 계		24672.967		81068.279	4992.763		17093.298

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (81068.279 - 17093.298) / 24672.967 - 6.250 / 2
= -0.532 m
Mo = 24672.967 x 0.5321 = 13128.040 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	P_L	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	764.403	5.400	4127.778
합 계		17716.073		58570.498	3392.201		12150.619

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (58570.498 - 12150.619) / 17716.073 - 6.250 / 2
= -0.505 m
M_o = 17716.073 × 0.505 = 8942.848 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	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6879.630	2.575	17715.046	-	-	-
	활 하 중	5097.667	2.575	13126.494	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	P_L	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1070.165	5.400	5778.889
합 계		24672.967		81068.279	5274.640		18615.435

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (81068.279 - 18615.435) / 24672.967 - 6.250 / 2
= -0.594 m
M_o = 24672.967 × 0.594 = 14650.177 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58570.498 - 8022.841) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -0.272 m

Mo = 17716.073 x 0.2718 = 4815.070 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	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6879.630	2.575	17715.046	-	-	-
	활 하 중	5982.419	2.575	15404.728	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	893.550	4.675	4177.346	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25775.068		84362.624	4204.476		12836.546

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (84362.624 - 12836.546) / 25775.068 - 6.250 / 2

= -0.350 m

Mo = 25775.068 x 0.3500 = 9021.009 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58570.498 - 8022.841) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -0.272 m

Mo = 17716.073 x 0.2718 = 4815.070 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	7329.988	-	23300.042	-	-	-
	배 면 토	6091.269	-	31874.468	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	8153.635	2.575	20995.611	-	-	-
	활 하 중	5173.984	2.575	13323.008	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	824.040	4.675	3852.387	-	-	-
	활 하 중	772.800	4.675	3612.840	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8862.435
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		28345.716		96958.355	4204.476		13357.865

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (96958.355 - 13357.865) / 28345.716 - 6.250 / 2

= -0.176 m

Mo = 28345.716 x 0.1757 = 4979.873 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	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
상 부	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	1883.490	5.400	10170.845
하 중	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	358.557	5.400	1936.208
상 재	고정하중	515.025	4.675	2407.742	47.588	-	384.989
하 중	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상 재	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
토 압	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	6211.012		27879.989

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58570.498 - 27879.989) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -1.393 m

Mo = 17716.073 x 1.3926 = 24672.218 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	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
상 부	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	1883.490	5.400	10170.845
하 중	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	358.557	5.400	1936.208
상 재	고정하중	515.025	4.675	2407.742	47.588	-	384.989
하 중	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상 재	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
토 압	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	6211.012		27879.989

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58570.498 - 27879.989) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -1.393 m

Mo = 17716.073 x 1.3926 = 24672.218 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	13999.333	2291.643	2425.420	-0.173	
LOAD CASE2	13999.333	2441.793	3236.230	-0.231	
LOAD CASE3	17716.073	3190.860	7855.608	-0.443	
LOAD CASE4	17716.073	3392.201	8942.848	-0.505	
LOAD CASE5	17716.073	2627.797	4815.070	-0.272	
LOAD CASE6	17716.073	2627.797	4815.070	-0.272	
LOAD CASE7	17716.073	6211.012	24672.218	-1.393	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	18899.099	3666.629	4940.091	-0.261	
LOAD CASE2	18899.099	3876.839	6075.225	-0.321	
LOAD CASE3	24672.967	4992.763	13128.040	-0.532	
LOAD CASE4	24672.967	5274.640	14650.177	-0.594	
LOAD CASE5	25775.068	4204.476	9021.009	-0.350	
LOAD CASE6	28345.716	4204.476	4979.873	-0.176	
LOAD CASE7	17716.073	6211.012	24672.218	-1.393	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	17716.073	3392.201	8942.848	24672.967	5274.640	14650.177
축 력 최대시	17716.073	3190.860	7855.608	28345.716	4204.476	4979.873
지 진 시	17716.073	6211.012	24672.218	17716.073	6211.012	24672.218

6.4. PILE 검토

6.4.1 축력최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm

° 말뚝 길이(L) = 9.00 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = 4√(Kh×D/(4×EI)) = 0.50568 1/m

∴ βL = 4.55 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	17716.073	3190.860	7855.608	
극 한 하 중	28345.716	4204.476	4979.873	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

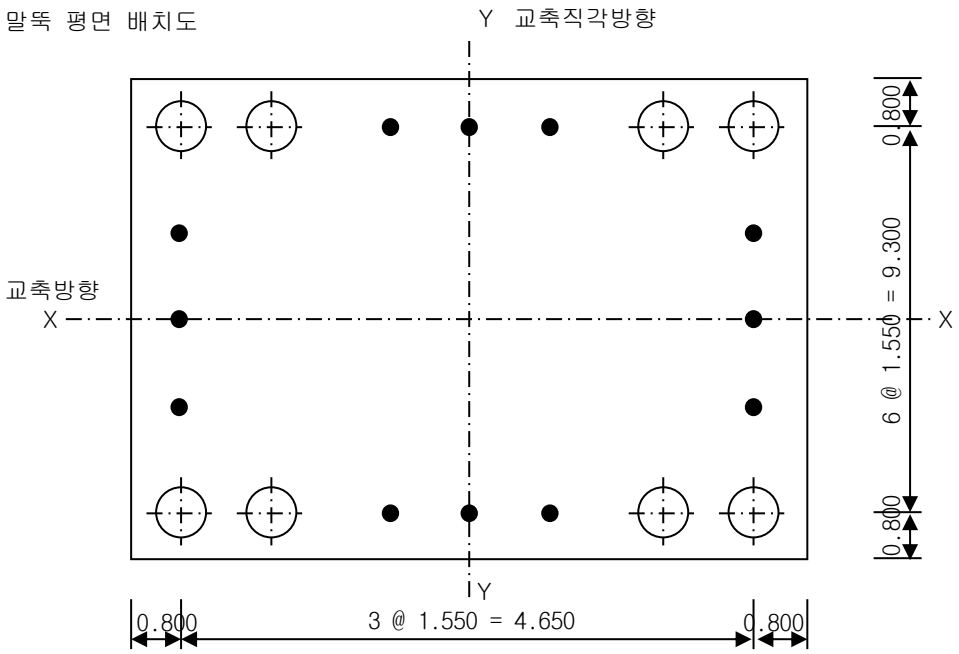
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	160482	0.523

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1788108	0	-1768012	4493509	0	16990853

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3190.860	17716.073	7855.608	0.00249872	0.00394259	0.00072235

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00250	0.00562	902.24	113.96	-67.58
2 열	0.00250	0.00450	722.56	113.96	-67.58
3 열	0.00250	0.00338	542.88	113.96	-67.58
4 열	0.00250	0.00226	363.19	113.96	-67.58
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00250	0.00562	902.24	113.96	67.58

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	894054	0	0	4493509	0	13494569

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3190.860	17716.073	7855.608	0.0035690	0.0039426	0.0005821

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00357	0.00530	849.92	113.96	0.00
2 열	0.00357	0.00439	705.12	113.96	0.00
3 열	0.00357	0.00349	560.31	113.96	0.00
4 열	0.00357	0.00259	415.51	113.96	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00357	0.00530	849.92	113.96	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	-0.727	0.00357	67.58	0.00250

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	113.96	말뚝머리 힌 지	수평력	113.96
	수직력	902.24		수직력	849.92
	모멘트	67.58		모멘트	0.73
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	103.4	17.3	65.0	17.3
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 902.24}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.097 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{902.242}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400}$$

= 0.102 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{113.959}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.871 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{113.959}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.059 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×6311.5 ×1400.0) /1000

= 38589.980 kN ≥ 1236.011 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	4204.476	28345.716	4979.87	0.00294	0.00631	0.00060

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1236.011	150.160
2 열	1086.902	150.160
3 열	937.792	150.160
4 열	788.683	150.160
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1236.011	150.160

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	4204.475539	28345.716	4979.872669	0.00470	0.00631	0.00037

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1150.039	150.160
2 열	1058.244	150.160
3 열	966.450	150.160
4 열	874.655	150.160
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1150.039	150.160

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1236.011	902.242
2 열	1086.902	722.559
3 열	937.792	542.875
4 열	788.683	363.192
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.4.2 모멘트최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 9.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m
 ∴ βL = 4.55 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	17716.073	3392.201	8942.848	
극 한 하 중	24672.967	5274.640	14650.177	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

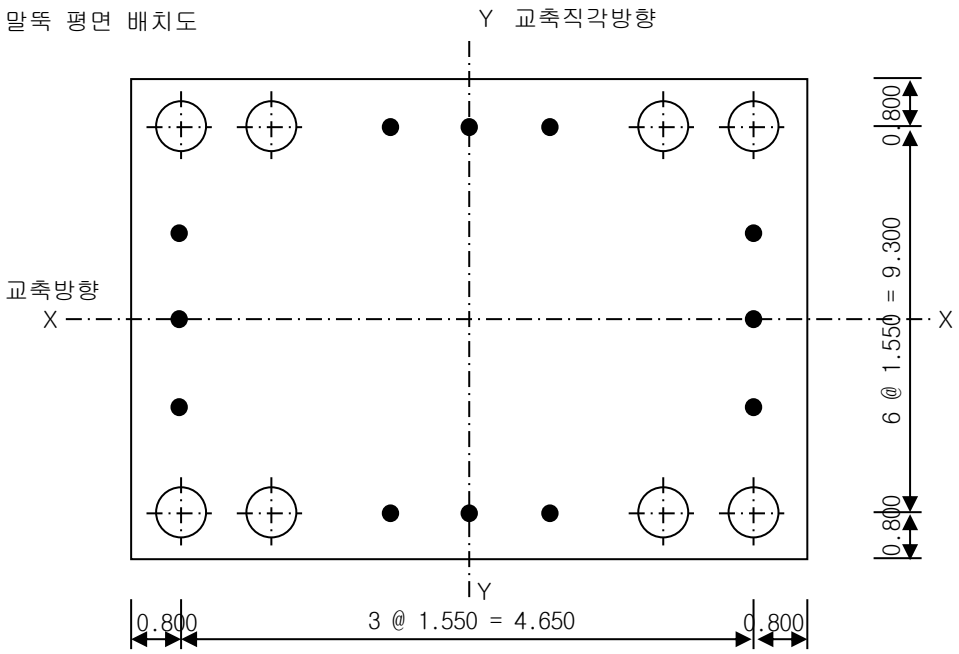
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	160482	0.523

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1788108	0	-1768012	4493509	0	16990853

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3392.201	17716.073	8942.848	0.00269476	0.00394259	0.00080674

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00269	0.00582	933.73	121.15	-69.42
2 열	0.00269	0.00457	733.05	121.15	-69.42
3 열	0.00269	0.00332	532.38	121.15	-69.42
4 열	0.00269	0.00207	331.70	121.15	-69.42
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00269	0.00582	933.73	121.15	69.42

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	894054	0	0	4493509	0	13494569

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3392.201	17716.073	8942.848	0.0037942	0.0039426	0.0006627

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00379	0.00548	879.98	121.15	0.00
2 열	0.00379	0.00446	715.14	121.15	0.00
3 열	0.00379	0.00343	550.29	121.15	0.00
4 열	0.00379	0.00240	385.45	121.15	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00379	0.00548	879.98	121.15	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	-0.772	0.00379	69.42	0.00269

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	121.15	말뚝머리 힌 지	수평력	121.15
	수직력	933.73		수직력	879.98
	모멘트	69.42		모멘트	0.77
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	106.7	18.4	67.3	18.4
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 933.73}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.206 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{933.730}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400}$$

= 0.106 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{121.150}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.989 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{121.150}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.063 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×6311.5 ×1400.0) /1000

= 38589.980 kN ≥ 1367.460 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	5274.640	24672.967	14650.18	0.00424	0.00549	0.00130

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1367.460	188.380
2 열	1043.272	188.380
3 열	719.083	188.380
4 열	394.895	188.380
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1367.460	188.380

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	5274.640159	24672.967	14650.17679	0.00590	0.00549	0.00109

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1286.251	188.380
2 열	1016.202	188.380
3 열	746.153	188.380
4 열	476.103	188.380
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1286.251	188.380

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1367.460	933.730
2 열	1043.272	733.054
3 열	719.083	532.379
4 열	394.895	331.704
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.4.3 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 9.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.66m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.60136 1/m
 ∴ βL = 5.41 ≥ 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	17716.073	6211.012	24672.218	
극 한 하 중	17716.073	6211.012	24672.218	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

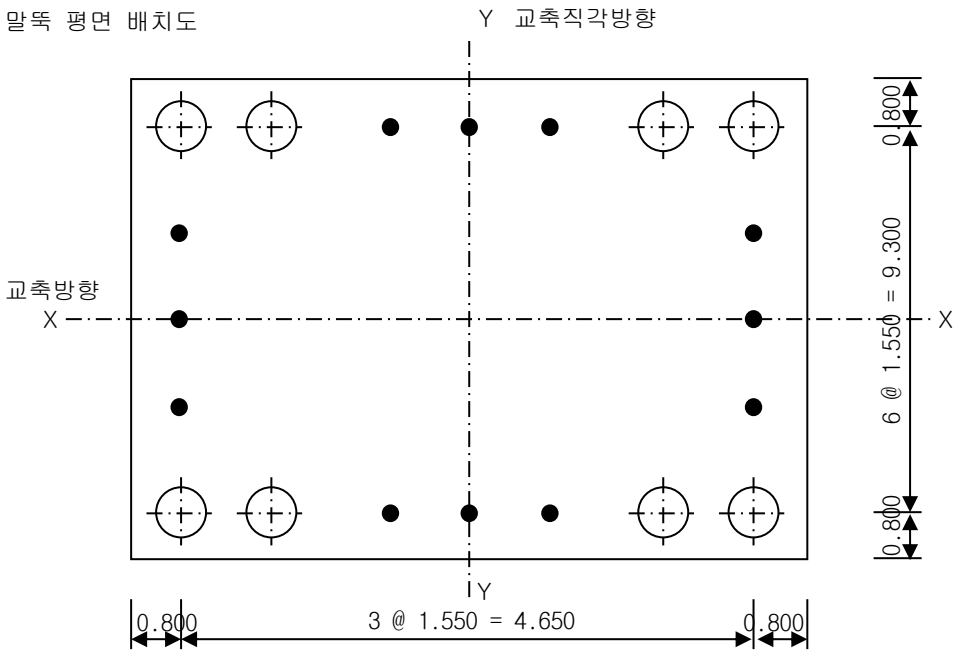
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	107401	89298	89298	148493	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	53700	0	0	0	160482	0.523

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3007227	0	-2500347	4493509	0	17652375

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	6211.012	17716.073	24672.218	0.00365828	0.00394259	0.00191584

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00366	0.00840	1347.56	221.82	-42.19
2 열	0.00366	0.00543	871.00	221.82	-42.19
3 열	0.00366	0.00246	394.44	221.82	-42.19
4 열	0.00366	-0.00051	-82.13	221.82	-42.19
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00366	0.00840	1347.56	221.82	42.19

▷ 축방향 작용 인발력 (82.13 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (178.19 kN) ∴ O.K

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1503613	0	0	4493509	0	13494569

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	6211.012	17716.073	24672.218	0.0041307	0.0039426	0.0018283

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00413	0.00819	1314.90	221.82	0.00
2 열	0.00413	0.00536	860.11	221.82	0.00
3 열	0.00413	0.00253	405.32	221.82	0.00
4 열	0.00413	-0.00031	-49.46	221.82	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00413	0.00819	1314.90	221.82	0.00

▷ 축방향 작용 인발력 (49.46 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (178.19 kN) ∴ O.K

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.013	-1.189	0.00413	42.19	0.00366

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	221.82	말뚝머리 힌 지	수평력	221.82
	수직력	1347.56		수직력	1314.90
	모멘트	42.19		모멘트	1.19
	β	0.601362		β	0.601362

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	124.2	33.7	100.6	33.7
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 1347.56}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 4.626 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)\,h} = \frac{1347.560}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.400\ )\ x\ \ 1.400}$$

= 0.153 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{221.822}{0.609 \times 0.100}$$

= 3.642 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{221.822}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.115 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$

= 38589.980 kN ≥ 1347.560 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	6211.012	17716.073	24672.22	0.00366	0.00394	0.00192

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1347.560	221.822
2 열	870.998	221.822
3 열	394.436	221.822
4 열	-82.126	221.822
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1347.560	221.822

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	6211.012209	17716.073	24672.21845	0.00413	0.00394	0.00183

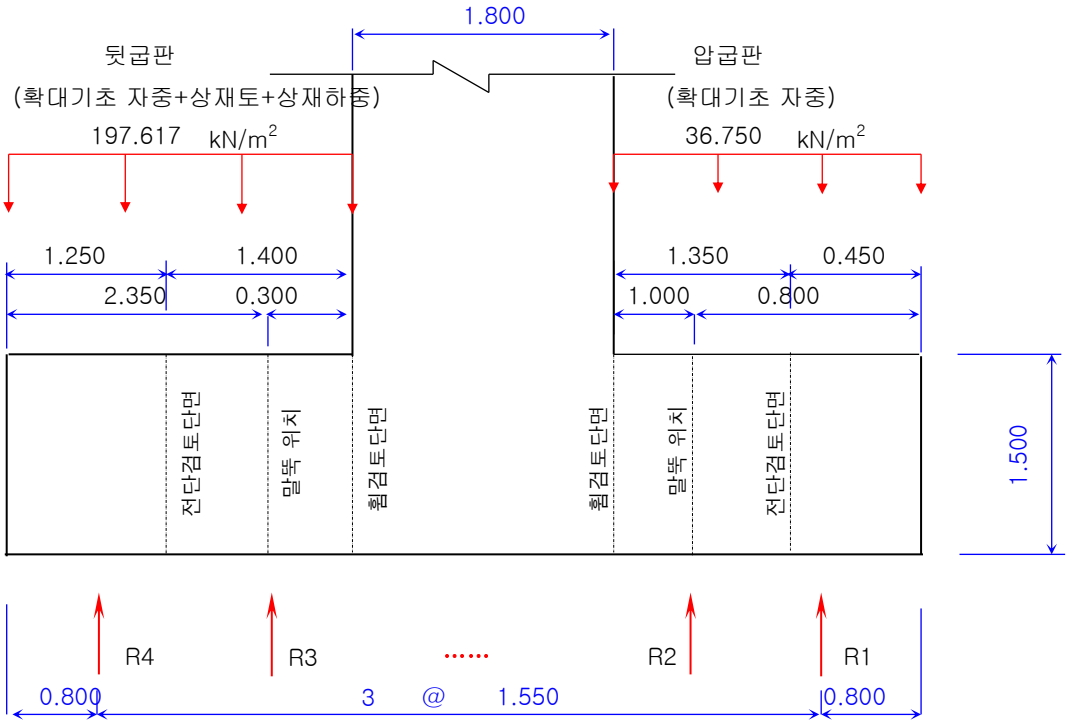
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1314.898	221.822
2 열	860.111	221.822
3 열	405.323	221.822
4 열	-49.464	221.822
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1314.898	221.822

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	1347.560	1347.560
2 열	870.998	870.998
3 열	394.436	394.436
4 열	-82.126	-82.126
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1236.011	1367.460	1347.560	1367.460	MAX
2 열	1086.902	1043.272	870.998	1086.902	MAX
3 열	937.792	719.083	394.436	394.436	MIN
4 열	788.683	394.895	-82.126	-82.126	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	902.242	933.730		933.730	MAX
2 열	722.559	733.054		733.054	MAX
3 열	542.875	532.379		532.379	MIN
4 열	363.192	331.704		331.704	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⊙ q_d = = 36.750 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 36.75 × 1.80 ^{2} ÷ 2 = 59.535 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 36.75 × 1.80 = 66.150 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,367.460	1,086.902	-	878.185	-	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	878.185	- 80.372	797.813

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
878.185	-	-	878.185	- 89.303	788.883

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
933.730	733.054	-	599.643	-	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	599.643	- 59.535	540.108

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 197.617 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 197.62 × 2.65 $^2 \div 2$ = 693.884 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 197.62 × 2.65 = 523.69 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R4	R3	R2	R4	R3	R2			
-82.126	394.436	-	-52.741	253.307	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	-21.580	-1,054.908	-1,076.488

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R4	R3	R2			
-52.741	253.307	-	200.566	-796.157	-595.591

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R4	R3	R2	R4	R3	R2	
331.704	532.379	-	213.021	341.895	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	496.657	-693.884	-197.226

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1400.00	100.00	1076.488	595.591	197.226

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 1.432]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.06928 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2162.077 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ MAX As = 56033.87 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4900.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2882.77 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1533.256 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1076.488 kN · m) [사용률 = 1.424] ∴ O.K!!

나) 전단검토

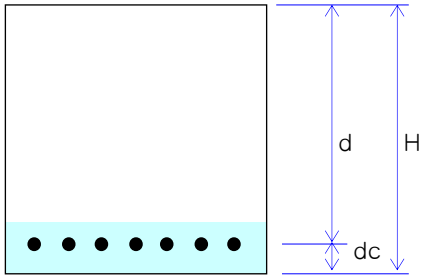
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1400.00 / 1000 = 1086.32 kN

ΦVc= 1086.32 > Vu = 595.591 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	197.226	kN· m,	As =	3096.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 225.64 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 48.074 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 48.074 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1310.49 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 1310 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 3096.800 = 619.360 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 앞굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1350.00	150.00	797.813	788.883	540.108

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 1.383]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.09117 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1657.553 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 54032.66 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4725.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2210.07 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 36.555 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1098.831 kN · mm

ΦMn > Mu (= 797.813 kN · m) [사용률 = 1.377] ∴ O.K!!

<3차현장자문회의 결과 반영>

나) 전단검토

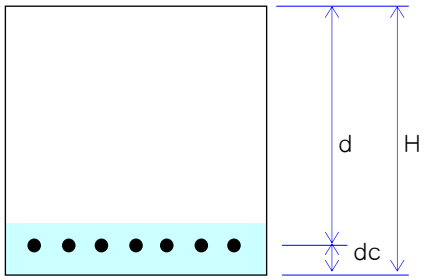
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1350.00 / 1000 = 1047.52 kN

ΦVc= 1047.52 > Vu = 788.883 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	540.108	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)) = 192.71 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 183.275 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 183.275 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 203.43 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 203 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

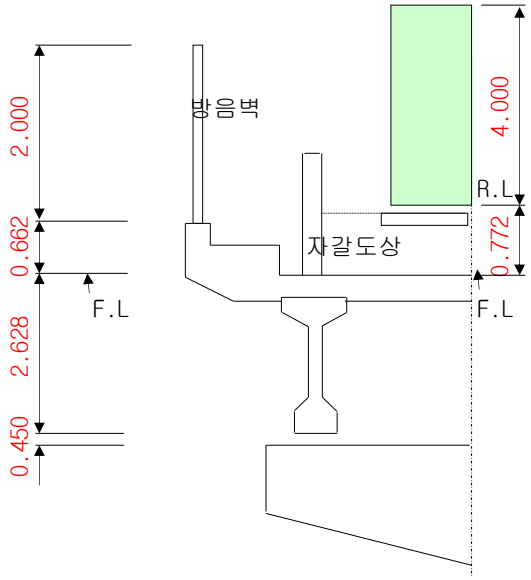
- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

<3차현장자문회의 결과 반영>

7. 교량받침부 검토 (고정)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.650 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.850 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 3.095 M

풍하중(열차재하) = 4.150 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 5096.022 kN

R_{d1} = 1083.961 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

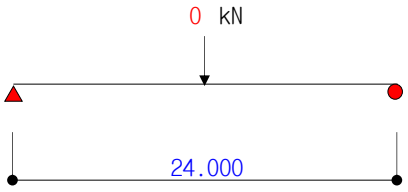
ΣR_L = 3641.191 kN

R_{L1} = 987.505 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} = 0.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 0.000 × 3.850 = 0.000 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	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	0.000	↓
G5			4.000	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 24.000 V = 250 km/hr

$$\therefore \left(\max = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.575}{127 \times \infty} = 0.000 \right.$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75 \right) \times \left(1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.575$$

상부반력 (P_L) 3233.740 kN (충격 제외)

P_c = 3233.74 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.650 = 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	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	0.000	↓
G5			4.000	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 5 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 × 5.290 × 12.450 = 197.582 kN

M_n = 197.582 × 3.095 = 611.516 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	611.516	40.000	4.000	61.152	↑
G2			2.000	30.576	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	30.576	↓
G5			4.000	61.152	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.400 × 12.450 = 138.195 kN

M_t = 138.195 × 4.150 = 573.509 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	573.509	40.000	4.000	57.351	↑
G2			2.000	28.675	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	28.675	↓
G5			4.000	57.351	↓

③ 적용하중

H_w = 138.195 / 5 shoe

= 27.639 kN

P_w = 57.351 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.45

P_E = 1428.439 kN

M_c = 1428.439 × 0.450 = 642.798 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	642.798	40.000	4.000	64.280	↑
G2			2.000	32.140	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	32.140	↓
G5			4.000	64.280	↓

H_E = 288.225 kN

R_E = 64.280 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 5096.022 kN

R_{d1} = 1083.961 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 3641.191 kN

R_{L1} = 987.505 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 412.913 / 5 shoe

= 82.583 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 150.150 / 5 shoe

= 30.030 kN

마) 지진하중(내진계산서 참조)

H_E = 1468.681 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	2128.817	27.639	0.80
	지진시	2135.746	288.225	
교축 방향	상시	2071.466	112.613	0.80
	지진시	2071.466	1468.681	

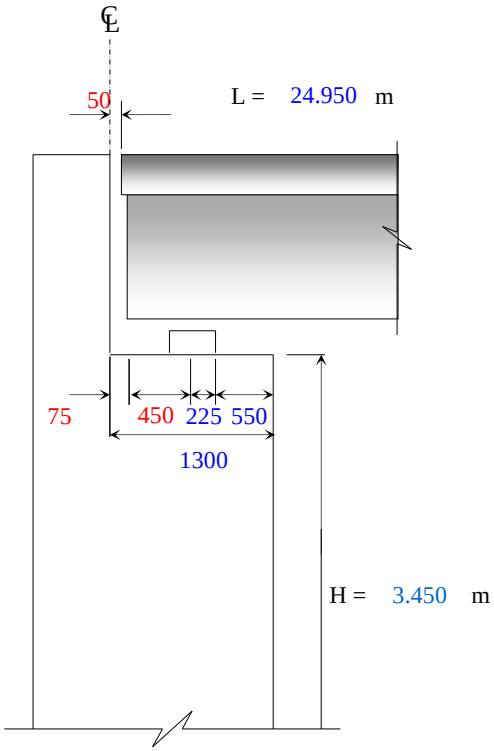
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2128.817	27.639	1576.901	20.473	1.35
	지진시	2135.746	288.225	1525.533	205.875	1.40
교축 방향	상시	2071.466	112.613	1657.173	90.090	1.25
	지진시	2071.466	1468.681	1479.619	1049.058	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 450 × 618 mm
▣ 높 이 : 219 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 550 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 (˚)

$N = (200 + 1.67 \times 24.95 + 6.66 \times 3.45) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 264.64

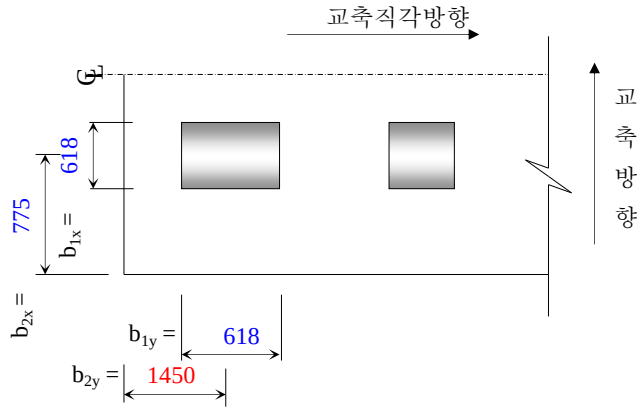
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 450 mm
$S_2 =$ 225 / 2 = 112.50 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 324.75 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 450 + 112.50 + 324.75 = 887.25 mm

∴ Max (N, ∑S) = 887.25 mm < 1225.00 - O.K -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 775 = 1550.0 < 5 \times b_{1x} = 3090.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1450 = 2900.0 < 5 \times b_{1y} = 3090.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 618 / 1550) \times 1657172.8 / 180$

$= 1383.9$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 618 / 1550) \times 1479618.6 / 180$

$= 1235.7$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 618 / 2900) \times 1576901.4 / 180$

$= 1723.4$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 618 / 2900) \times 1525532.682 / 180$

$= 1667.3$ ㎟

나) 수평하중에 대한 보강

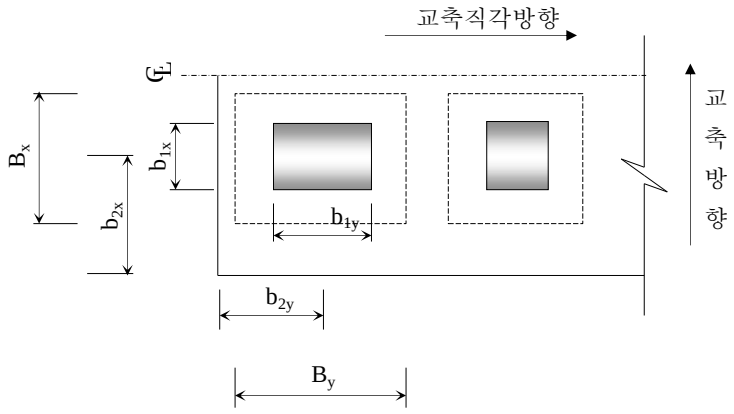
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 90090 / 180 = 500.5$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 1049058 / 180 = 5828.1$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 20473 / 180 = 113.7$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 205875 / 180 = 1143.8$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 618 + 1450 = 2068.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 775.0 mm 가 $B_x/2$ = 1034.0 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 775 + (618 + 1450) / 2 = 1809.0 mm

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 618 + 775 = 1393.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 1723.400 + 113.741 = 1837.141 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 1667.300 + 1143.750 = 2811.050 ㎟

B_y = 1393.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2811.050 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

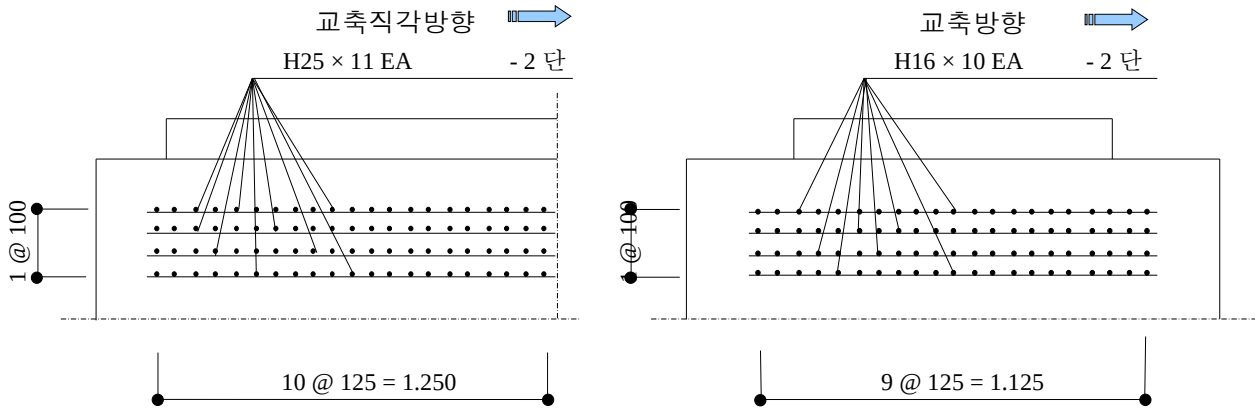
$A_{sx(상시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 1383.900 + 500.500 = 1884.400 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 1235.700 + 5828.099 = 7063.799 ㎟

B_x = 1809.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 25 - 11 EA × 2 단 = 11147.400 ㎟ > 7063.799 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{205875.0}{180} = 1143.75 \ ㎟$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 ea = 4369.200 ㎟ > 1143.750 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

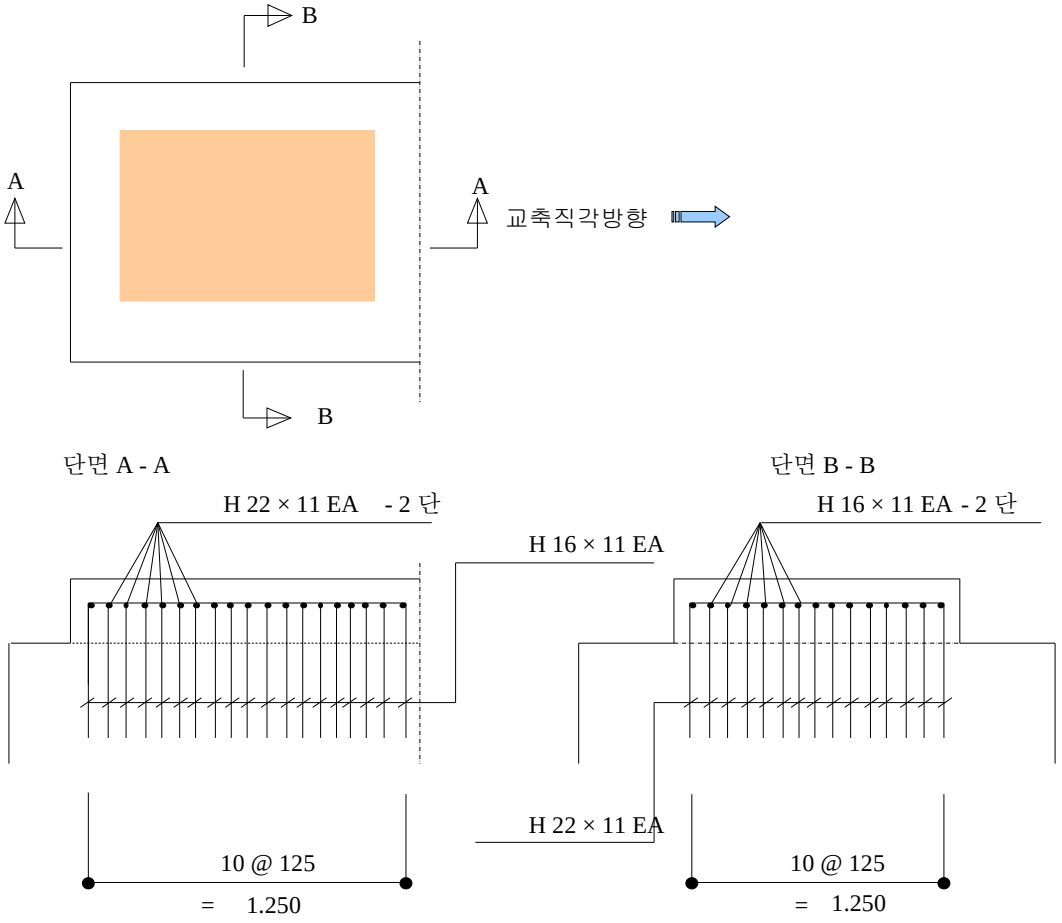
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{1049057.9}{180} = 5828.10 \ ㎟$$

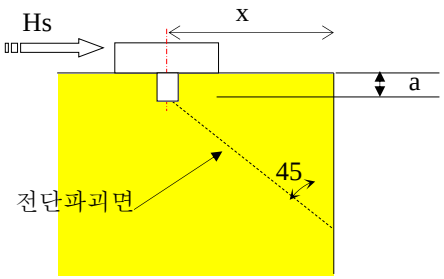
Use A_{sx} = H 22 - 11 EA × 2 ea = 8516.200 ㎟ > 5828.099 ㎟ **- O.K -**

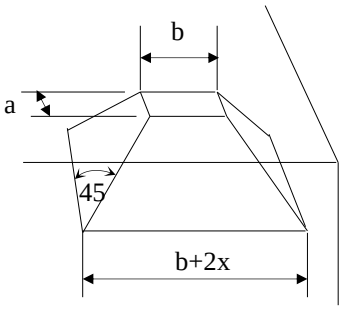
(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{205875}{7214045} = 0.029 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = √2 ·X· (2X + 2a + b) = 7214045 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 205875 N

X : 1450 mm

a : 0 mm

b : 618 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{1049058}{2376162} = 0.69 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = √2 ·X· (2X + 2a + b) = 2376162 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 1049058 N

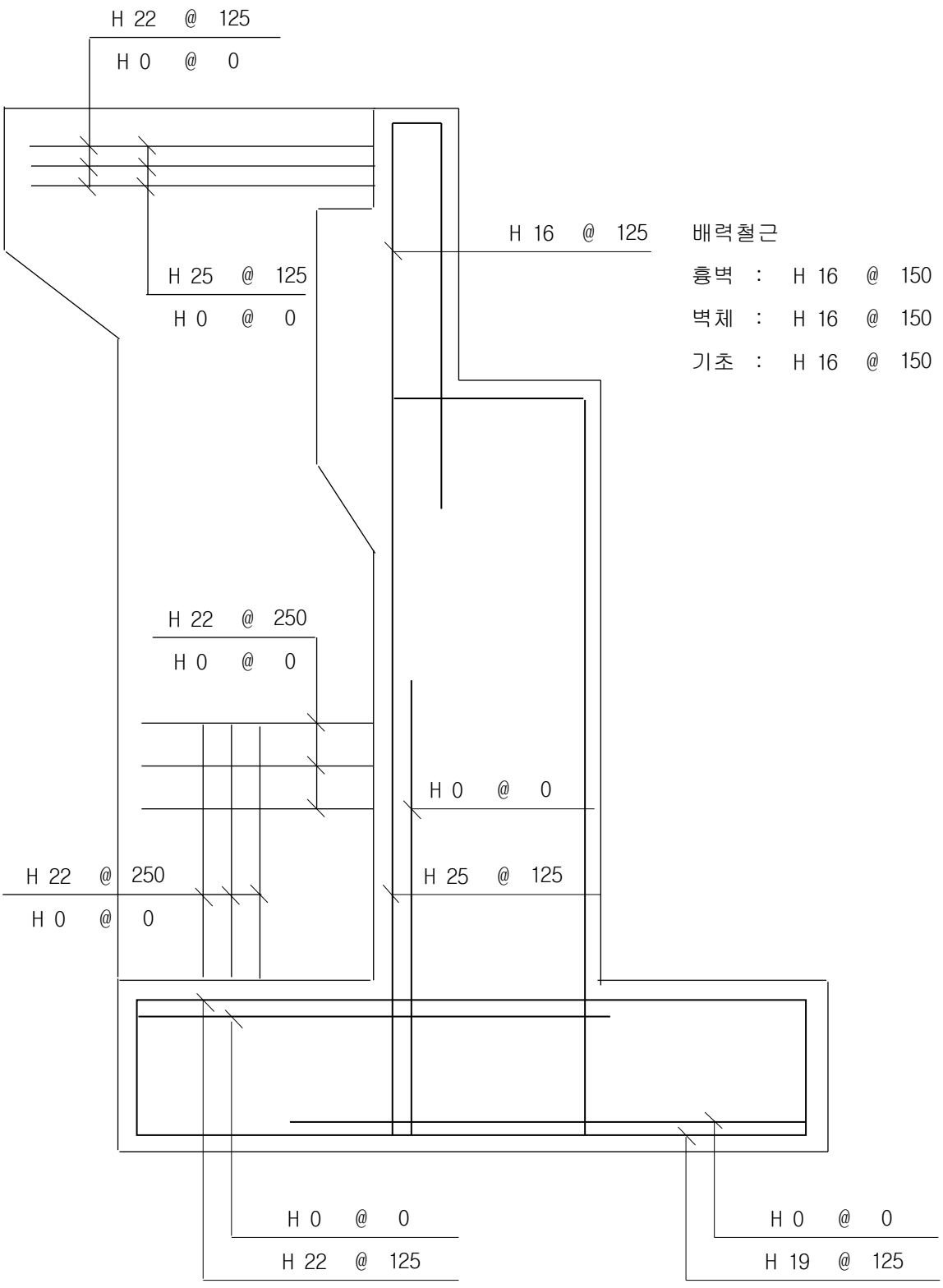
X : 775 mm

a : 0 mm

b : 618 mm

8.주철근 조립도

파전제2교 교대 A1



배력철근

흉벽 : H 16 @ 150

벽체 : H 16 @ 150

기초 : H 16 @ 150

9.2.2 A2

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 하중계산

4. 안정검토

5. 벽체단면설계

6. FOOTING 설계

7. 교량받침부 검토

8. 주철근 상세

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (복선 : 가동) 나. 기 초 : PILE 기초

나. 상부 구조형식 : PSC BEAM

1) 교 량 지 간 : 24.000 m

2) 총 길 이 : 25.025 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) = 25 ° (지반조사 보고서 참조)

흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토

흙자중 (γt) : 20.0 kN/m^3 내부마찰각(φ) = 35 °

흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.299 ; TAN(⅔ · Φ) : 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 15.0 kN/m^2 (지반조사 보고서 참조)

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (복선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 5096.022 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 복선 : R(1+i) = 3641.191 kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 복선 : RI = 3233.740 kN

4) 지진하중

가) 설계수평진도 : Kh = 0.5AS = 0.5 × 0.154 × 1.2 = 0.0924

(철도설계기준 p.8-103)

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(2013), p8-93"

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)	35	35	35	35	35	35
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	11.667	11.667	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)	0.271	0.251	0.251	0.323	0.323	0.323

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : fck = 30 MPa

나) 탄 성 계 수 : 8500 × 3√(fck+4) = 27536 MPa

다) 단 위 중 량 : w = 24.5 kN/m3

2) 철 근

가) 항복응력 : fy = 400 MPa

나) 허용응력 : fsa = 180 MPa

나) 탄성계수 : Es = 200,000 MPa

마. 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) 개정(안) (한국철도시설공단,2013) (KRL2012 하중 반영)

▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)

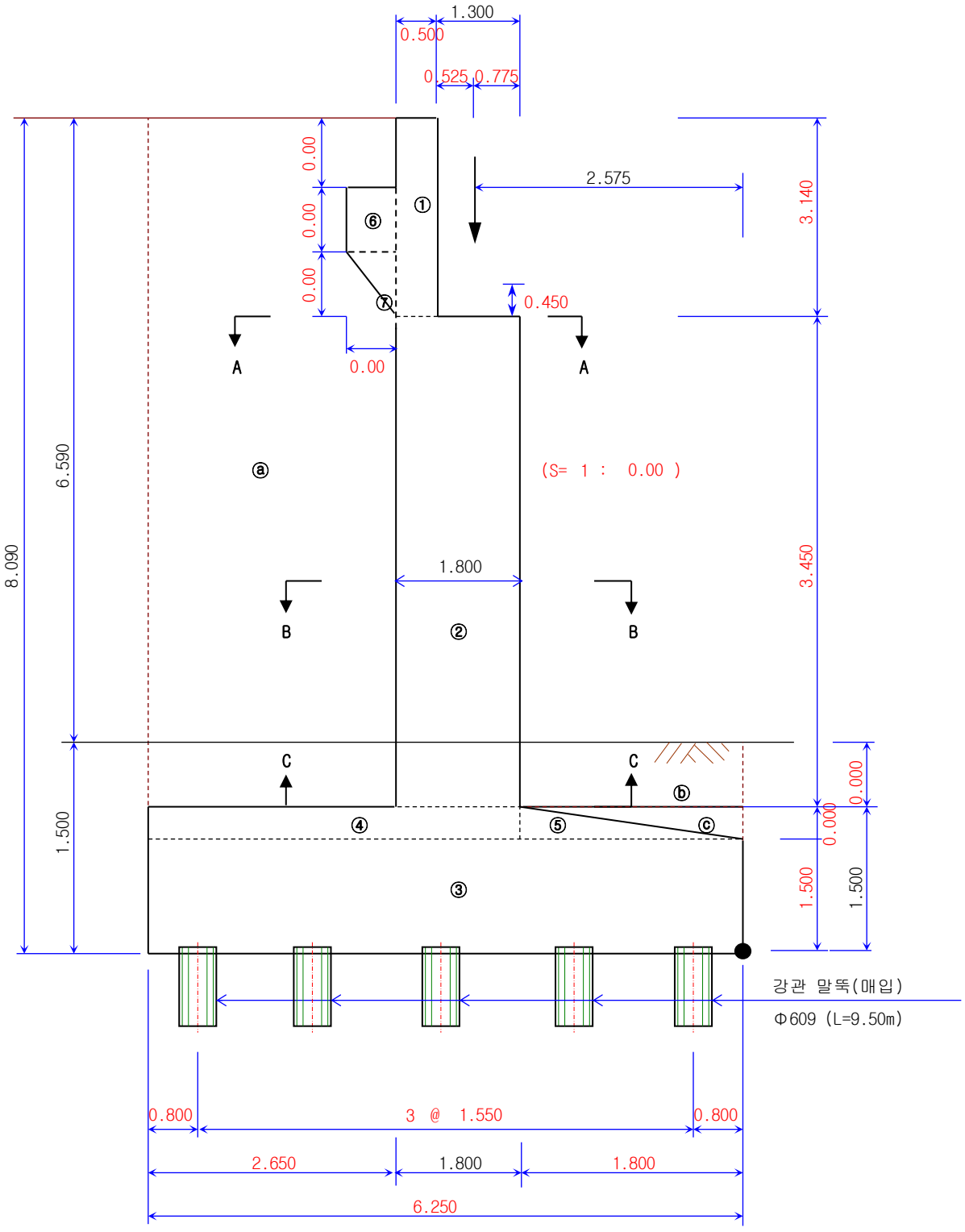
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 10.900 m
◎ 기 초 폭 : L' = 10.900 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.140	×	10.900		=	17.11 ㎥
②	1.800	×	3.450	×	10.900		=	67.69 ㎥
③	1.500	×	6.250	×	10.900		=	102.19 ㎥
④	0.000	×	4.450	×	10.900		=	0.00 ㎥
⑤	0.000	×	1.800	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	10.900		=	0.00 ㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥
ⓐ	2.650	×	6.590	×	10.900		=	190.35 ㎥
ⓑ	1.800	×	0.000	×	10.900		=	0.00 ㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대자중	①	17.11	24.50	419.27	3.35	1404.55	38.74	6.52	252.59
	②	67.69	24.50	1658.38	2.70	4477.63	153.23	3.23	494.18
	③	102.19	24.50	2503.59	3.13	7823.73	231.33	0.75	173.50
	④	0.00	24.50	0.00	4.03	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.20	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.09	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.09	0.00
	계	186.99		4581.24		13705.91	423.31		920.27
토사	ⓐ	190.35	20.00	3807.04	4.93	18749.69	351.77	4.80	1686.74
	ⓑ	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	190.35		3807.04		18749.69	351.77		1686.74

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 5096.02 kN
- x = = 2.58 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(1+i)$ = 3641.19 kN
- x = = 2.58 m

다. 부력

- Vw = 6.250 × (219.261 - 227.761) × 10.900 × 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) × 10.900 = 515.03 kN
Xc = 6.250 - (2.650 + 0.500) / 2 = 4.68 m
Yc = 1.500 + 3.450 + 3.140 = 8.09 m
MVd = Vd × Xc = 2407.74 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 47.59 kN
MHd = Hd × Yc = 384.99 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 10.900 = 14.07 kN/㎡
Vql1 = 14.067 × (2.650 + 0.500) × 10.900 = 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 × 25.03 = 500.50 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 25.03 = 825.83 kN ≤ 1000.0 kN

3) 가동단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 5096.022 + 3233.740 = 8329.76 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 8,329.762
= 1249.464 > 412.913 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 412.913 kN (Tm은 1/2T 이하)

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 300.30 kN
Rm (지점 반력) = 5096.022 = 5096.02 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 5,096.022
= 764.403 > 150.150 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 150.150 kN (Tm은 1/2T 이하)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 300.30 kN

Rm (지 점 반 력) = 5096.022 + 3641.191 = 8737.21 kN

Tm (가동단수평력) = 0.15 × 8,737.213

= 1310.582 > 150.150 (= 1/2 T)

Tmb (설계수평력) = 150.150 kN (Tm은 1/2T 이하)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/㎡
- ql = 14.07 kN/㎡

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.271 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 358.44 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.271 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 336.15 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 × 0.271 × 20.00 × 65.45 × 10.900 = 1933.20 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.70 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.271 × 20.00 × 8.09 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_3 = h_2 / 2 = 0.00 m

Pa_4 = 1/2 × Ka × γs × h_2^2 × L

= 0.500 × 0.271 × 11.00 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.323 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 427.34 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.323 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 400.77 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

Pae_2 = 1/2 × Kae × (1-Kv) × γt × H^2 × L

= 0.500 × 0.323 × (1- 0.000) × 20.00 × 65.45 × 10.900

= 2304.80 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} = 1083.961 × 0.150 = 162.594 kN

T_{s2} = 977.111 × 0.150 = 146.567 kN

T_{s3} = 973.878 × 0.150 = 146.082 kN

T_{s4} = 977.111 × 0.150 = 146.567 kN

T_{s5} = 1083.961 × 0.150 = 162.594 kN

▶ $\sum T_u$ (복선재하시) = 764.403 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교대	①	0.000	249.209
	②	0.000	252.360
	③	0.000	254.025
	④	0.000	252.360
	⑤	0.000	249.209
	⑥	0.000	0.000
	⑦	0.000	0.000
	⑧	0.000	0.000

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다(철도설계기준 p.11-16)

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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		13999.333		47985.593	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (47985.593 - 6663.098) / 13999.333 - 6.250 / 2

= -0.173 m

Mo = 13999.333 x 0.1733 = 2425.420 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	343.350	-	1605.161	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	238.962	4.045	966.600
토 압		-	-	-	1933.200		5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8731.636		34060.755	2172.162		6179.798

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (34060.755 - 6179.798) / 8731.636 - 6.250 / 2
= 0.068 m
Mo = 8731.636 x 0.0681 = 594.596 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (58570.498 - 8022.841) / 17716.073 - 6.250 / 2
= -0.272 m
Mo = 17716.073 x 0.2718 = 4815.070 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.913	5.400	2229.728
합 계		17716.073		58570.498	3040.710		10252.569

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58570.498 - 10252.569) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -0.398 m

Mo = 17716.073 x 0.3977 = 7044.798 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.400	-
온 도		-	-	-	764.403	5.400	4127.778
합 계		17716.073		58570.498	3392.201		12150.619

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (58570.498 - 12150.619) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -0.505 m

M_o = 17716.073 × 0.505 = 8942.848 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	47.588	8.090	384.989
	활 하 중	483.000	-	2258.025	13.389	8.090	108.315
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	3968.965		15772.937

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58570.498 - 15772.937) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -0.709 m

Mo = 17716.073 x 0.7093 = 12565.166 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	13999.333	2291.643	2425.420	-0.173	
LOAD CASE 2	8731.636	2172.162	594.596	0.068	
LOAD CASE 3	17716.073	2627.797	4815.070	-0.272	
LOAD CASE 4	17716.073	3040.710	7044.798	-0.398	축력 최대
LOAD CASE 5	17716.073	3392.201	8942.848	-0.505	모멘트 최대
LOAD CASE 6	17716.073	3968.965	12565.166	-0.709	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	17716.073	3040.710	7044.798	-0.398	
2	모멘트 최대시	17716.073	3392.201	8942.848	-0.398	
3	지 진 시	17716.073	3968.965	12565.166	-0.709	

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 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm^4 , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Va = 1696.70 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Ha = 173.10 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 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) = 63324.559 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.213 1/m
 ∴ βλ = 0.56 ≤ 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	17716.073	3040.710	7044.798	
모멘트 최대시	17716.073	3392.201	8942.848	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

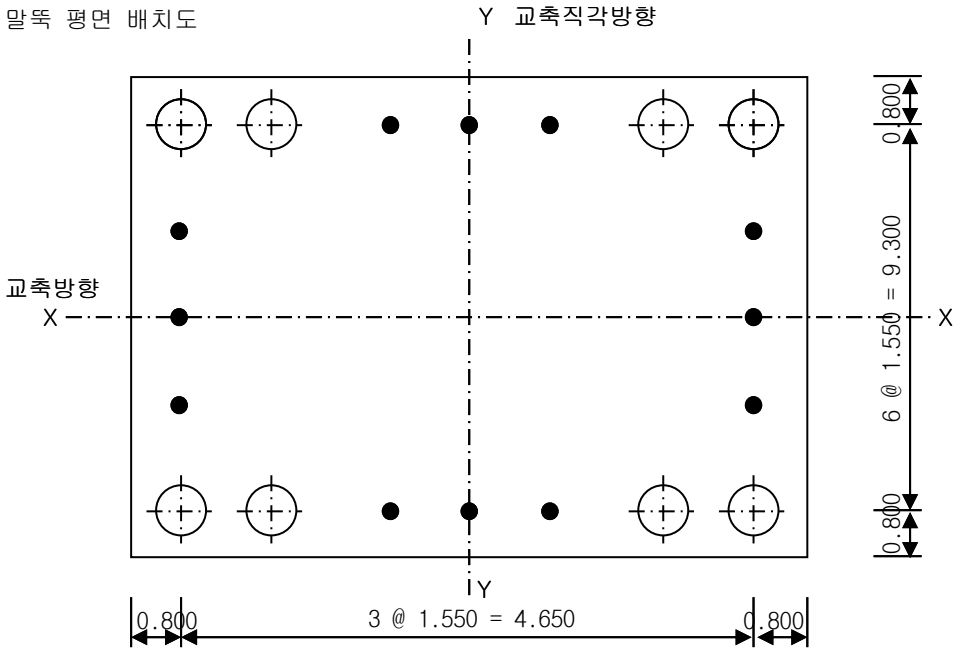
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	154071	0.530

◇ 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	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1779292	0	-1762196	4313986	0	16445967

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3040.710	17716.073	7044.798	0.00238644	0.00410666	0.00068407

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00239	0.00570	877.76	108.60	-64.91
2 열	0.00239	0.00464	714.40	108.60	-64.91
3 열	0.00239	0.00358	551.04	108.60	-64.91
4 열	0.00239	0.00252	387.67	108.60	-64.91
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00239	0.00570	877.76	108.60	64.91

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	889646	0	0	4313986	0	12955438

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3040.710	17716.073	7044.798	0.0034179	0.0041067	0.0005438

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00342	0.00537	827.50	108.60	0.00
2 열	0.00342	0.00453	697.65	108.60	0.00
3 열	0.00342	0.00369	567.79	108.60	0.00
4 열	0.00342	0.00284	437.93	108.60	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00342	0.00537	827.50	108.60	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.693	0.00342	64.91	0.00239

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500㎜ 이하인 말뚝의 허용변위량은 15㎜로 한다."

δ = 3.418 ㎜ < δa = 15 ㎜ ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	108.60	말뚝머리 힌 지	수평력	108.60
	수직력	877.76		수직력	827.50
	모멘트	64.91		모멘트	0.69
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	877.76 kN	1696.70 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	108.60 kN	173.10 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1779292	0	-1762196	4313986	0	16445967

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3392.201	17716.073	8942.848	0.00273531	0.00410666	0.00083686

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00274	0.00605	932.49	121.15	-67.82
2 열	0.00274	0.00476	732.64	121.15	-67.82
3 열	0.00274	0.00346	532.79	121.15	-67.82
4 열	0.00274	0.00252	387.67	121.15	-67.82
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00274	0.00605	932.49	121.15	67.82

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	889646	0	0	4313986	0	12955438

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3392.201	17716.073	8942.848	0.0038130	0.0041067	0.0006903

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00381	0.00571	879.98	121.15	0.00
2 열	0.00381	0.00464	715.14	121.15	0.00
3 열	0.00381	0.00357	550.29	121.15	0.00
4 열	0.00381	0.00250	385.45	121.15	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00381	0.00571	879.98	121.15	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	-0.774	0.00381	67.82	0.00274

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 3.813 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정			말뚝머리 힌 지		
	수평력	121.15		수평력	121.15
	수직력	932.49		수직력	879.98
	모멘트	67.82		모멘트	0.77
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	932.49 kN	1696.70 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	121.15 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 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.66m)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) 2545.10 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) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.60136 1/m
 ∴ βL = 5.71 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 63324.559 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.213 1/m
 ∴ βλ = 0.56 ≤ 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	17716.073	3968.965	12565.166	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

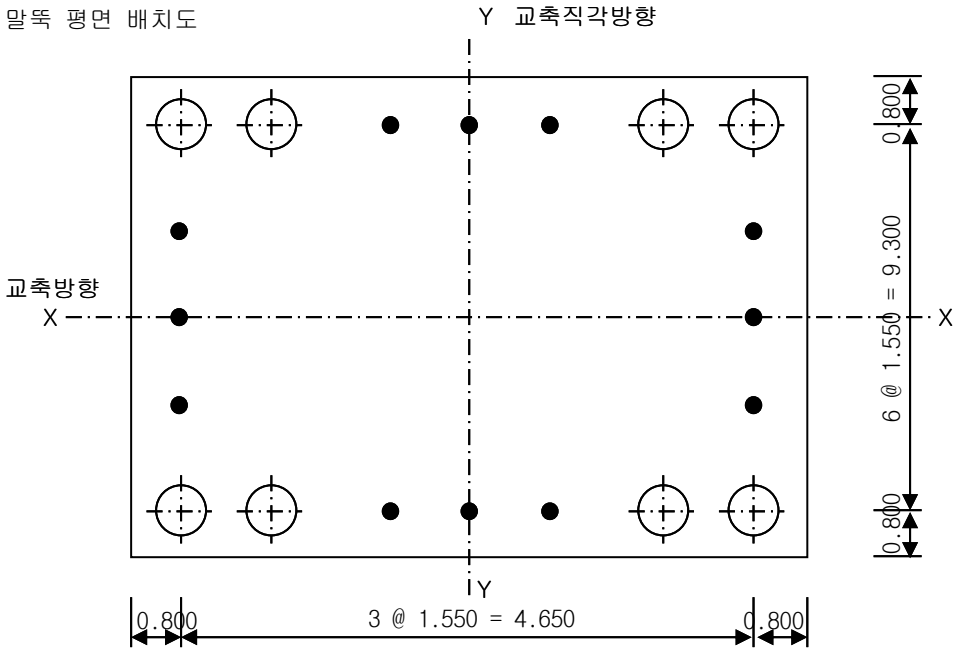
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	107401	89298	89298	148493	154071	0.530

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	53700	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	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3007227	0	-2500347	4313986	0	17113244

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3968.965	17716.073	12565.166	0.00219720	0.00410666	0.00105526

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00220	0.00656	1010.73	141.75	-39.51
2 열	0.00220	0.00492	758.72	141.75	-39.51
3 열	0.00220	0.00329	506.71	141.75	-39.51
4 열	0.00220	0.00165	254.71	141.75	-39.51
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00220	0.00656	1010.73	141.75	39.51

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1503613	0	0	4313986	0	12955438

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3968.965	17716.073	12565.166	0.0026396	0.0041067	0.0009699

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00264	0.00636	980.14	141.75	0.00
2 열	0.00264	0.00486	748.52	141.75	0.00
3 열	0.00264	0.00336	516.91	141.75	0.00
4 열	0.00264	0.00185	285.29	141.75	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00264	0.00636	980.14	141.75	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.013	-0.760	0.00264	39.51	0.00220

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 2.640 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	141.75	말뚝머리 힌 지	수평력	141.75
	수직력	1010.73		수직력	980.14
	모멘트	39.51		모멘트	0.76
	β	0.601362		β	0.601362

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	1010.73 kN	2545.10 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	141.75 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	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	1.570	60.822
	계	17.113	24.5	419.269	-	104.817	38.740	-	60.822
B-B (벽체)	①	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	3.295	127.650
	②	33.845	24.5	829.190	0.900	746.271	76.617	0.863	66.082
	계	50.958	24.5	1248.459	-	851.088	115.358	-	193.732
C-C (벽체)	①	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	5.020	194.477
	②	67.689	24.5	1658.381	0.900	1492.542	153.234	1.725	264.329
	계	84.802	24.5	2077.649	-	1597.360	191.975	-	458.806

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.14	×	10.900	=	128.783	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	128.783	×	cos δ					=	126.123	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	128.783	×	sin δ					=	26.042	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.14	×	10.900	=	120.775	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	120.78	×	cos δ					=	118.280	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	120.78	×	sin δ					=	24.423	kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	2					=	1.570	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	1.725	×	10.900	=	70.749	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	70.749	×	cos (δ+θ)					=	69.287	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	70.749	×	sin (δ+θ)					=	14.307	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	1.725	×	10.900	=	66.350	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	66.35	×	cos (δ+θ)					=	64.979	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	66.35	×	sin (δ+θ)					=	13.417	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2					=	0.863	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.450	×	10.900	=	141.498	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	141.498	×	cos (δ+θ)					=	138.574	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	141.498	×	sin (δ+θ)					=	28.613	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.450	×	10.900	=	132.699	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	132.7	×	cos (δ+θ)					=	129.958	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	132.7	×	sin (δ+θ)					=	26.834	kN
작 용 점 :	y	=	3.45	/	2					=	1.725	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.251	×	20.0	×	3.14 ^2	×	10.900	=	269.586	kN
수평 분력 :	Ph	=	269.586	×	cos δ							=	264.017	kN
수직 분력 :	Pv	=	269.586	×	sin δ							=	54.515	kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	3							=	1.047	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.14					=	15.753	kN
	P2	=	15.753	+	0.251	×	20.0	×	1.725			=	24.408	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	15.753	+	24.408)	×	1.725	×	10.900	=	377.563	kN
수평 분력 :	Ph	=	377.563	×	cos (δ+θ)							=	369.762	kN
수직 분력 :	Pv	=	377.563	×	sin (δ+θ)							=	76.350	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)							=	0.801	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.14			=	15.753	kN
	P2	=	15.753	+	0.251	×	20.0	×	3.450	=	33.062	kN
토 압 력 :	P	=	1/2	×	(15.753	+	33.062)	×	3.450 × 10.900	=	917.847	kN
수평 분력 :	Ph	=	917.847	×	cos (δ+Θ)					=	898.885	kN
수직 분력 :	Pv	=	917.847	×	sin (δ+Θ)					=	185.605	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)					=	1.521	m

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.14	×	10.900	=	165.866	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	165.866	×	cos δ					=	165.866	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	165.866	×	sin δ					=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.14	×	10.900	=	155.552	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	155.552	×	cos δ					=	155.552	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	155.552	×	sin δ					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.140	/	2					=	1.570	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	1.725	×	10.900	=	91.121	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	91.121	×	cos (δ+β)					=	91.121	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	91.121	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	1.725	×	10.900	=	85.455	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	85.455	×	cos (δ+β)					=	85.455	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	85.455	9	sin (δ+β)					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2					=	0.863	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.450	×	10.900	=	182.241	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	182.241	×	cos (δ+β)					=	182.241	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	182.241	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.45	×	10.900	=	170.909	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	170.91	×	cos (δ+β)					=	170.909	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	170.91	×	sin (δ+β)					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	/	2					=	1.725	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.323	×	20.0	×	3.14 ^2 × 10.900	=	347.212	kN
수평 분력 :	Ph	=	347.212	×	cos δ					=	347.212	kN
수직 분력 :	Pv	=	347.212	×	sin δ					=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	2					=	1.570	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.14			=	20.289	kN
	P2	=	20.289	+	0.323	×	20.0	×	1.725	=	31.436	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.289	+	31.436)	×	1.725	× 10.900	=	486.280	kN
수평 분력 :	Ph	=	486.280	× cos (δ+β)						=	486.280	kN
수직 분력 :	Pv	=	486.280	× sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2					=	0.863	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.14			=	20.289	kN
	P2	=	20.289	+	0.323	×	20.0	×	3.450	=	42.582	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.289	+	42.582)	×	3.450	× 10.900	=	1182.137	kN
수평 분력 :	Ph	=	1182.137	× cos (δ+β)						=	1182.137	kN
수직 분력 :	Pv	=	1182.137	× sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	/	2					=	1.725	m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	1.570	198.013	201.796	316.820
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	581.576	125.255	805.267	169.094	∑H =	390.139	474.350	624.223	758.960
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	3.295	415.574	201.796	664.919
		벽 체	1.6	14.307	0.000	0.000	22.891	0.000	69.287	0.863	59.760	110.859	95.616
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6597.445	6094.948	8949.354	8228.180	∑H =	829.189	1503.113	1326.702	2404.981
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	5.020	633.136	201.796	1013.017
		벽 체	1.6	28.613	0.000	0.000	45.781	0.000	138.574	1.725	239.041	221.719	382.465
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	7550.20	6841.220	10266.459	9235.646	∑H =	1427.599	3426.684	2284.158	5482.695

2) LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	1.570	198.013	201.796	316.820
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	581.576	125.255	805.267	169.094	∑H =	390.139	474.350	624.223	758.960
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	3.295	415.574	201.796	664.919
		벽 체	1.6	14.307	0.000	0.000	22.891	0.000	69.287	0.863	59.760	110.859	95.616
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.150	2.175	326.576	210.210	457.207
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6597.445	6094.948	8949.354	8228.180	∑H =	979.339	1829.689	1536.912	2862.187
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	5.020	633.136	201.796	1013.017
		벽 체	1.6	28.613	0.000	0.000	45.781	0.000	138.574	1.725	239.041	221.719	382.465
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.150	3.900	585.585	210.210	819.819
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	7550.20	6841.220	10266.459	9235.646	∑H =	1577.749	4012.269	2494.368	6302.514

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	951.677	195.927	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.025	3314.583	4527.236	4640.417	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.025	417.637	570.432	584.692	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.150	2.175	326.576	210.210	457.207
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	412.913	2.175	898.085	578.078	1257.319
	계			∑V =	10353.14	9846.336	14214.898	13480.123	∑H =	1575.510	3173.551	2408.204	4832.750
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.025	3314.583	4527.236	4640.417	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.025	417.637	570.432	584.692	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.150	3.900	585.585	210.210	819.819
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	412.913	3.900	1610.359	578.078	2254.502
	계			∑V =	11319.31	10592.607	15553.471	14487.589	∑H =	2238.899	6440.571	3469.626	9865.726

4) LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 온도하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	951.677	195.927	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.025	3314.583	4527.236	4640.417	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.025	417.637	570.432	584.692	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	764.403	2.175	1662.577	1070.165	2327.608
	계			∑V =	10353.14	9846.336	14214.898	13480.123	∑H =	1776.851	3611.468	2690.081	5445.833
벽 체 중 앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.025	3314.583	4527.236	4640.417	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.025	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	764.403	3.900	2981.173	1070.165	4173.642
	계			∑V =	11319.31	10174.970	14983.039	13902.896	∑H =	2440.240	7225.801	3751.503	10965.046

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	986.177	204.552	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3233.740	1.025	3314.583	5982.419	6131.979	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	407.451	1.025	417.637	753.785	772.629	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10353.14	9846.336	15887.934	15168.247	∑H =	1012.448	1948.890	1619.917	3118.225
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.4	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	5096.022	1.025	5223.423	6879.630	7051.620	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3233.740	1.025	3314.583	5982.419	6131.979	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	407.451	1.025	417.637	753.785	772.629	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11319.31	10592.607	17226.507	16175.713	∑H =	1675.837	4244.628	2681.339	6791.404

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	1092.265	231.074	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	829.190	0.900	746.271	1326.704	1194.034	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	5096.022	1.025	5223.423	8153.635	8357.476	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3233.740	1.025	3314.583	5173.984	5303.333	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	407.451	1.025	417.637	651.922	668.220	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10353.14	9846.336	16565.027	15754.137	∑H =	1012.448	1948.890	1619.917	3118.225
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
		②	1.6	1658.381	0.900	1492.542	2653.409	2388.068	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	5096.022	1.025	5223.423	8153.635	8357.476	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3233.740	1.025	3314.583	5173.984	5303.333	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	407.451	1.025	417.637	651.922	668.220	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11319.31	10592.607	18110.898	16948.171	∑H =	1675.837	4244.628	2681.339	6791.404

7) LOAD CASE 7 = 1.0 (1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중 + 1.0 열차하중)

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	3.140	23.719	7.554	23.719
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.140	6.673	2.125	6.673
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	1.570	60.822	38.740	60.822
	상 재 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	1.570	504.626	321.418	504.626
	배 면 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	1.570	545.124	347.212	545.124
	계			∑V =	577.685	144.421	577.685	144.421	∑H =	717.050	1140.964	717.050	1140.964
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	4.865	36.749	7.554	36.749
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.865	10.339	2.125	10.339
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	3.295	127.650	38.740	127.650
		②,H/2	1.0	829.190	0.900	746.271	829.190	746.271	76.617	0.863	66.082	76.617	66.082
	상부 하중	고정하중	1.0	5096.022	1.025	5223.423	5096.022	5223.423	0.000	2.175	0.000	0.000	0.000
		활 하 중	1.0	3233.740	1.025	3314.583	3233.740	3314.583	0.000	2.175	0.000	0.000	0.000
		충 격	-	-	1.025	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	3.295	1059.072	321.418	1059.072
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	176.575	0.863	152.296	176.575	152.296
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	3.295	1144.065	347.212	1144.065
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	486.280	0.863	419.417	486.280	419.417
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	9736.637	9428.698	9736.637	9428.698	∑H =	1456.522	3015.669	1456.522	3015.669
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	6.590	49.779	7.554	49.779
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.590	14.005	2.125	14.005
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	5.020	194.477	38.740	194.477
		②	1.0	1658.381	0.900	1492.542	1658.381	1492.542	153.234	1.725	264.329	153.234	264.329
	상부 하중	고정하중	1.0	5096.022	1.025	5223.423	5096.022	5223.423	0.000	3.900	0.000	0.000	0.000
		활 하 중	1.0	3233.740	1.025	3314.583	3233.740	3314.583	0.000	3.900	0.000	0.000	0.000
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	5.020	1613.518	321.418	1613.518
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	353.150	1.725	609.184	353.150	609.184
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	5.020	1743.007	347.212	1743.007
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1182.137	1.725	2039.187	1182.137	2039.187
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10565.83	10174.970	10565.827	10174.970	∑H =	2405.572	6527.486	2405.572	6527.486

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$\sum M = \sum M_v + \sum M_h \qquad e = \sum M \Big/ \sum \gamma V - B/2 \qquad M_u = \sum \gamma V \bullet e$$

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	∑ɣV	∑ɣH(S_u)	∑M	e	M_u
1	581.576	390.139	599.605	0.781	454.211	805.267	624.223	928.054	0.902	726.737
2	581.576	390.139	599.605	0.781	454.211	805.267	624.223	928.054	0.902	726.737
3	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	951.677	813.471	1252.007	1.066	1014.088
4	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	951.677	813.471	1252.007	1.066	1014.088
5	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	986.177	813.471	1260.632	1.028	1014.088
6	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	1092.265	813.471	1287.154	0.928	1014.088
7	577.685	717.050	1285.385	1.975	1140.964	577.685	717.050	1285.385	1.975	1140.964
Max.		508.420			633.805		813.471			1140.964

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	∑ɣV	∑ɣH(S_u)	∑M	e	M_u
1	6597.445	829.189	7598.061	0.252	1660.361	8949.354	1326.702	10633.161	0.288	2578.743
2	6597.445	979.339	7924.638	0.301	1986.938	8949.354	1536.912	11090.368	0.339	3035.950
3	10353.142	1575.510	13019.887	0.358	3702.059	14214.898	2408.204	18312.873	0.388	5519.464
4	10353.142	1776.851	13457.803	0.400	4139.975	14214.898	2690.081	18925.955	0.431	6132.547
5	10353.142	1012.448	11795.226	0.239	2477.398	15887.934	1619.917	18286.472	0.251	3987.331
6	10353.142	1012.448	11795.226	0.239	2477.398	16565.027	1619.917	18872.362	0.239	3963.837
7	9736.637	1456.522	12444.368	0.378	3681.394	9736.637	1456.522	12444.368	0.378	3681.394
Max.		1776.851			4139.975		2690.081			6132.547

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	7550.196	1427.599	10267.904	0.460	3472.727	10266.459	2284.158	14718.342	0.534	5478.528
2	7550.196	1577.749	10853.489	0.538	4058.312	10266.459	2494.368	15538.161	0.613	6298.347
3	11319.311	2238.899	17033.179	0.605	6845.799	15553.471	3469.626	24353.315	0.666	10355.191
4	11319.311	2440.240	17400.770	0.637	7213.390	14983.039	3751.503	24867.943	0.760	11383.207
5	11319.311	1675.837	14837.235	0.411	4649.855	17226.507	2681.339	22967.118	0.433	7463.261
6	11319.311	1675.837	14837.235	0.411	4649.855	18110.898	2681.339	23739.576	0.411	7439.768
7	10565.827	2405.572	16702.455	0.681	7193.211	10565.827	2405.572	16702.455	0.681	7193.211
Max.		2440.240			7213.390		3751.503			11383.207

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	1140.964	813.471	633.805	
벽체 중앙	6132.547	2690.081	4139.975	
벽체 하단	11383.207	3751.503	7213.390	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	104.676	74.63	58.147	
벽체 중앙	562.619	246.796	379.814	
벽체 하단	1044.331	344.175	661.779	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.14 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	104.676	74.630	58.147

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	16	-	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 2.154]

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 = 737.584 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ 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 = 983.45 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 (= 104.676 kN · m) [사용률 = 2.116] ∴ O.K!!

나) 전단검토

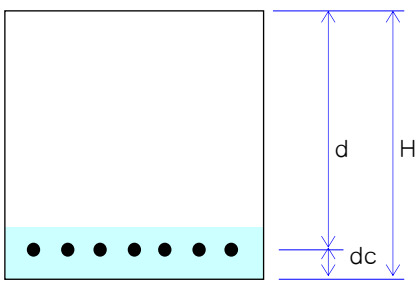
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

x 310.38 > Vu = 74.630 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 =	58.147	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)) = 98.369 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 98.369 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 570.55 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 571 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, P10-3 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 = 1.725 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	562.619	246.796	379.814

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 3.354]

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 = 923.245 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 = 1230.99 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 (= 562.619 kN · m) [사용률 = 3.320] ∴ O.K!!

나) 전단검토

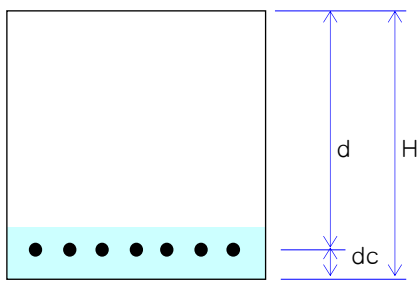
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 246.796 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 =	379.814	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)) = 75.875 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 75.875 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 815.39 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 815 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, P10-3 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 = 3.45 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	1044.331	344.175	661.779

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 1.800]

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 = 1720.073 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 = 2293.43 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 (= 1044.331 kN · m) [사용률 = 1.788] ∴ O.K!!

나) 전단검토

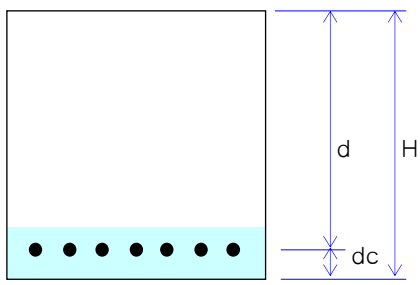
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 344.175 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 =	661.779	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)) = 132.202 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 132.202 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 373.18 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 373 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, P10-3 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/㎡

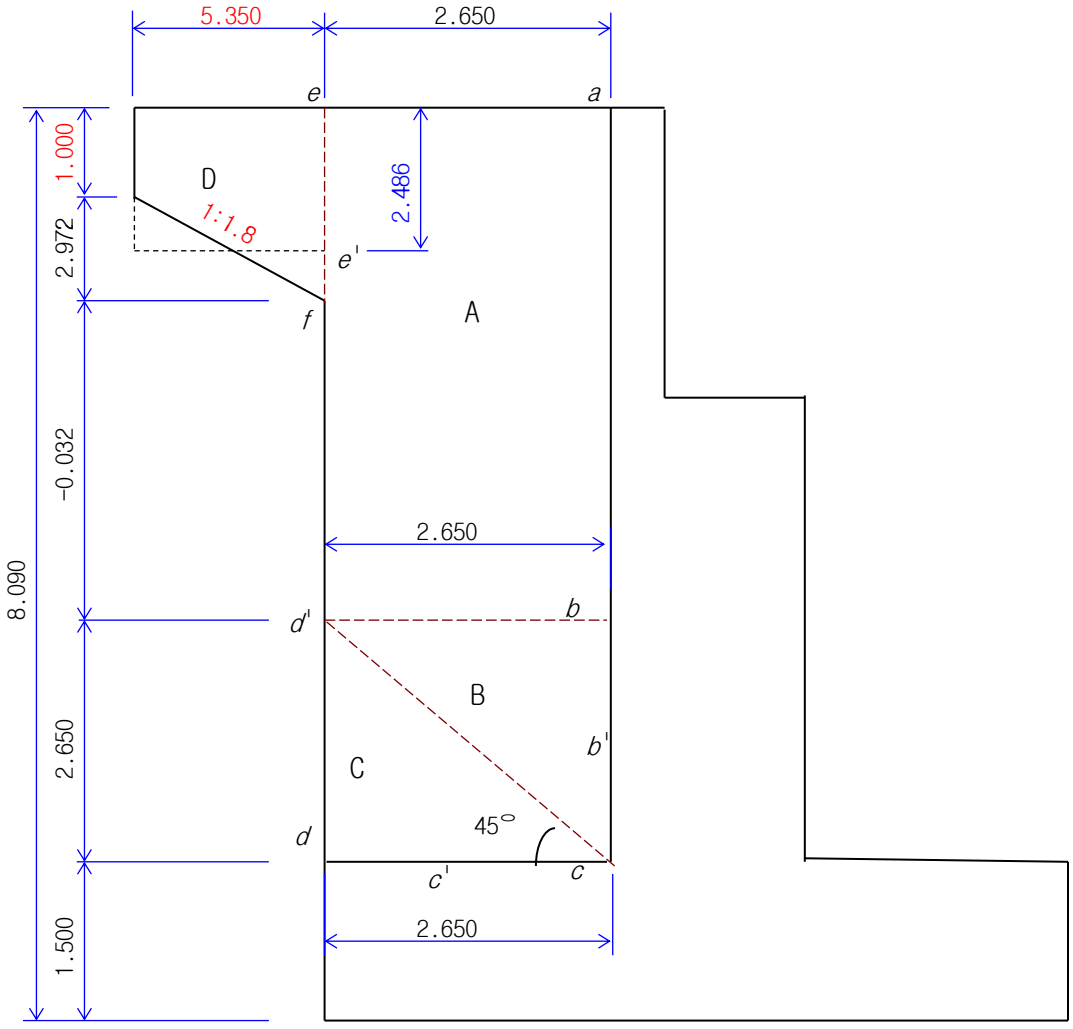
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.426

(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	×	0.426	×	50.000					=	21.321	kN/㎡
Pe'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	2.486	+ Pe		=	42.523	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	×	5.350	=	424.567	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350					=	1135.716	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.426	×	50.000					=	34.114	kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	2.486	+ Pe		=	68.037	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	×	5.350	=	679.307	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350					=	1817.145	kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=										=	21.321	kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	3.940	+ Pe		=	54.923	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.940	×	2.650	=	398.03	kN
Va_total	=Va + Vd										=	822.60	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650	+ Md	=	2788.21	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=										=	34.114	kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	3.940	+ Pe		=	87.877	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.940	×	2.650	=	636.86	kN
Va_total	=Va + Vd										=	1316.16	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650	+ Md	=	4461.14	kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=										=	54.923	kN/㎡
Vb	=	Pb	×	2.65							=	145.547	kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	2.650^{2}					=	192.850	kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 87.877 kN/㎡

Vb = Pb × 2.65 = 232.875 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 2.650 ² = 308.559 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 54.923 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.426 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 77.524 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 175.492 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 219.302 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 87.877 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.426 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 124.038 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 280.788 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 350.88 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	730.952	1132.269	308.559	350.883
설계 하중(S)	273.253	334.051	232.875	280.788
사용 하중(M)	456.845	707.668	192.850	219.302

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	730.952	273.253	456.845

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 1.345]

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

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{----------} \quad (1)$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

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 = 2302.212 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 = 3069.62 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 (= 730.952 kN · m) [사용률 = 1.335] ∴ O.K!!

나) 전단검토

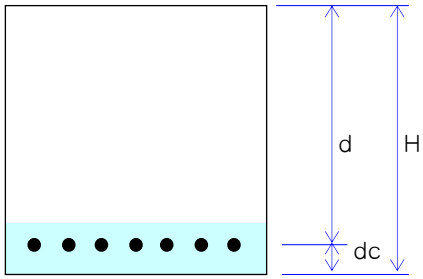
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 273.253 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 =	456.845	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)) = 175.415 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 175.415 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 226.44 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 226 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 3.940m]

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	1132.269	334.051	707.668

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 1.123]

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

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{----------} \quad (1)$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

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 = 3608.109 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 4810.81 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 (= 1132.269 kN · m) [사용률 = 1.118] ∴ O.K!!

나) 전단검토

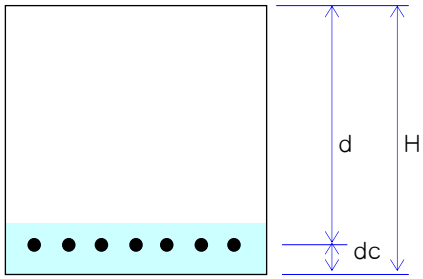
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 334.051 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 =	707.668	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)) = 209.443 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 209.443 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 157.25 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 157 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 6.590m]

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	308.559	232.875	192.850

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 1.612]

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 = 960.382 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 = 1280.51 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 (= 308.559 kN · m) [사용률 = 1.604] ∴ O.K!!

나) 전단검토

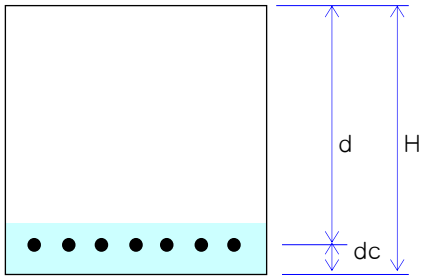
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 232.875 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 =	192.850	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)) = 145.344 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 145.344 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 319.32 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 319 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 6.590m]

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	350.883	280.788	219.302

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 1.416]

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 = 1093.389 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 = 1457.85 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 (= 350.883 kN · m) [사용률 = 1.410] ∴ O.K!!

나) 전단검토

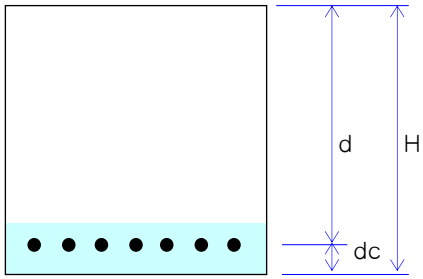
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 280.788 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 =	219.302	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)) = 165.280 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 165.280 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 253.96 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 254 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		13999.333		47985.593	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (47985.593 - 6663.098) / 13999.333 - 6.250 / 2

= -0.173 m

Mo = 13999.333 x 0.1733 = 2425.420 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	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6879.630	2.575	17715.046	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		18899.099		64780.550	3666.629		10660.956

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (64780.550 - 10660.956) / 18899.099 - 6.250 / 2

= -0.261 m

Mo = 18899.099 x 0.2614 = 4940.091 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	150.150	5.400	810.810
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		13999.333		47985.593	2441.793		7473.908

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (47985.593 - 7473.908) / 13999.333 - 6.250 / 2

= -0.231 m

Mo = 13999.333 x 0.2312 = 3236.230 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	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6879.630	2.575	17715.046	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	210.210	5.400	1135.134
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		18899.099		64780.550	3876.839		11796.090

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (64780.550 - 11796.090) / 18899.099 - 6.250 / 2

= -0.321 m

Mo = 18899.099 x 0.3215 = 6075.225 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		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-		336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	150.150	5.400	810.810
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.913	5.400	2229.728
합 계		17716.073		58570.498	3190.860		11063.379

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (58570.498 - 11063.379) / 17716.073 - 6.250 / 2
= -0.443 m
Mo = 17716.073 x 0.4434 = 7855.608 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6879.630	2.575	17715.046	-	-	-
	활 하 중	5097.667	2.575	13126.494	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	210.210	5.400	1135.134
시동 또는 제동 하중		-	-	-	578.078	5.400	3121.619
합 계		24672.967		81068.279	4992.763		17093.298

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (81068.279 - 17093.298) / 24672.967 - 6.250 / 2
= -0.532 m
Mo = 24672.967 x 0.5321 = 13128.040 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	P_L	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	764.403	5.400	4127.778
합 계		17716.073		58570.498	3392.201		12150.619

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (58570.498 - 12150.619) / 17716.073 - 6.250 / 2
= -0.505 m
M_o = 17716.073 × 0.505 = 8942.848 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	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6879.630	2.575	17715.046	-	-	-
	활 하 중	5097.667	2.575	13126.494	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	P_L	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1070.165	5.400	5778.889
합 계		24672.967		81068.279	5274.640		18615.435

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (81068.279 - 18615.435) / 24672.967 - 6.250 / 2
= -0.594 m
M_o = 24672.967 × 0.594 = 14650.177 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58570.498 - 8022.841) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -0.272 m

Mo = 17716.073 x 0.2718 = 4815.070 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	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6879.630	2.575	17715.046	-	-	-
	활 하 중	5982.419	2.575	15404.728	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	893.550	4.675	4177.346	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25775.068		84362.624	4204.476		12836.546

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (84362.624 - 12836.546) / 25775.068 - 6.250 / 2

= -0.350 m

Mo = 25775.068 x 0.3500 = 9021.009 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	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58570.498 - 8022.841) / 17716.073 - 6.250 / 2

= -0.272 m

Mo = 17716.073 x 0.2718 = 4815.070 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	7329.988	-	23300.042	-	-	-
	배 면 토	6091.269	-	31874.468	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	8153.635	2.575	20995.611	-	-	-
	활 하 중	5173.984	2.575	13323.008	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	824.040	4.675	3852.387	-	-	-
	활 하 중	772.800	4.675	3612.840	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8862.435
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		28345.716		96958.355	4204.476		13357.865

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (96958.355 - 13357.865) / 28345.716 - 6.250 / 2

= -0.176 m

Mo = 28345.716 x 0.1757 = 4979.873 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	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
상 부	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	0.000	5.400	0.000
하 중	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	0.000	5.400	0.000
상 재	고정하중	515.025	4.675	2407.742	47.588	-	384.989
하 중	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상 재	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
토 압	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	3968.965		15772.937

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (58570.498 - 15772.937) / 17716.073 - 6.250 / 2
= -0.709 m
Mo = 17716.073 x 0.7093 = 12565.166 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	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
상 부	고정하중	5096.022	2.575	13122.257	0.000	5.400	0.000
하 중	활 하 중	3233.740	2.575	8326.880	0.000	5.400	0.000
상 재	고정하중	515.025	4.675	2407.742	47.588	-	384.989
하 중	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상 재	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
토 압	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17716.073		58570.498	3968.965		15772.937

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (58570.498 - 15772.937) / 17716.073 - 6.250 / 2
= -0.709 m
Mo = 17716.073 x 0.7093 = 12565.166 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	13999.333	2291.643	2425.420	-0.173	
LOAD CASE2	13999.333	2441.793	3236.230	-0.231	
LOAD CASE3	17716.073	3190.860	7855.608	-0.443	
LOAD CASE4	17716.073	3392.201	8942.848	-0.505	
LOAD CASE5	17716.073	2627.797	4815.070	-0.272	
LOAD CASE6	17716.073	2627.797	4815.070	-0.272	
LOAD CASE7	17716.073	3968.965	12565.166	-0.709	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	18899.099	3666.629	4940.091	-0.261	
LOAD CASE2	18899.099	3876.839	6075.225	-0.321	
LOAD CASE3	24672.967	4992.763	13128.040	-0.532	
LOAD CASE4	24672.967	5274.640	14650.177	-0.594	
LOAD CASE5	25775.068	4204.476	9021.009	-0.350	
LOAD CASE6	28345.716	4204.476	4979.873	-0.176	
LOAD CASE7	17716.073	3968.965	12565.166	-0.709	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	17716.073	3392.201	8942.848	24672.967	5274.640	14650.177
축 력 최대시	17716.073	3190.860	7855.608	28345.716	4204.476	4979.873
지 진 시	17716.073	3968.965	12565.166	17716.073	3968.965	12565.166

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 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 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	17716.073	3190.860	7855.608	
극 한 하 중	28345.716	4204.476	4979.873	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

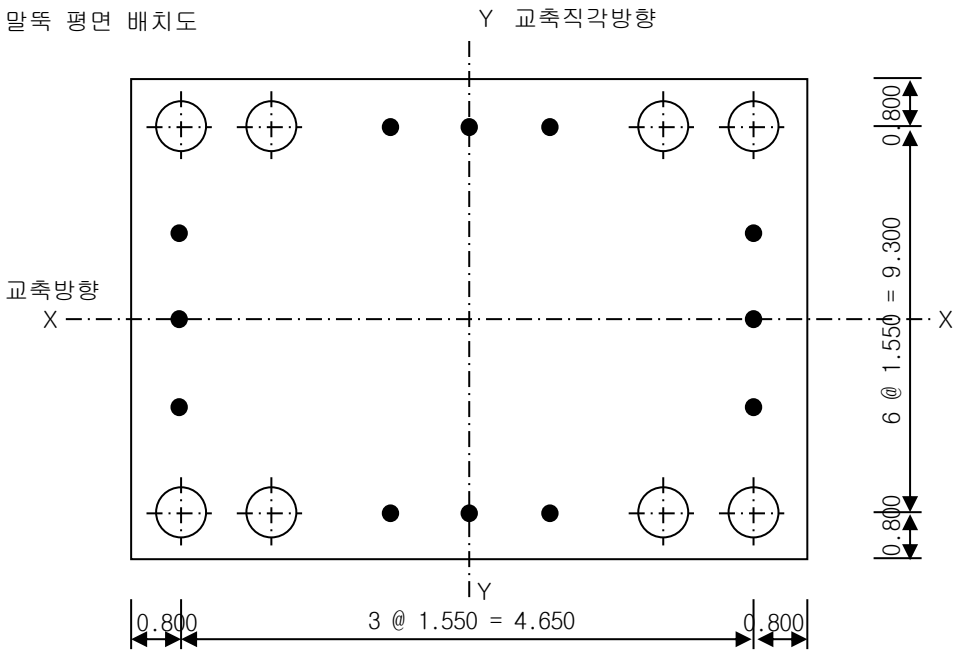
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	154071	0.530

◇ 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	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1788108	0	-1768012	4313986	0	16451722

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3190.860	17716.073	7855.608	0.00252491	0.00410666	0.00074884

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00252	0.00585	900.96	113.96	-65.93
2 열	0.00252	0.00469	722.13	113.96	-65.93
3 열	0.00252	0.00353	543.30	113.96	-65.93
4 열	0.00252	0.00237	364.47	113.96	-65.93
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00252	0.00585	900.96	113.96	65.93

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	894054	0	0	4313986	0	12955438

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3190.860	17716.073	7855.608	0.0035690	0.0041067	0.0006064

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00357	0.00552	849.92	113.96	0.00
2 열	0.00357	0.00458	705.12	113.96	0.00
3 열	0.00357	0.00364	560.31	113.96	0.00
4 열	0.00357	0.00270	415.51	113.96	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00357	0.00552	849.92	113.96	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	-0.727	0.00357	65.93	0.00252

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	113.96	말뚝머리 힌 지	수평력	113.96
	수직력	900.96		수직력	849.92
	모멘트	65.93		모멘트	0.73
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	102.4	17.3	65.0	17.3
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 900.96}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.093 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{900.962}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400}$$

= 0.102 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{113.959}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.871 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{113.959}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.059 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×6311.5 ×1400.0) /1000

= 38589.980 kN ≥ 1234.949 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	4204.476	28345.716	4979.87	0.00297	0.00657	0.00062

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1234.949	150.160
2 열	1086.548	150.160
3 열	938.146	150.160
4 열	789.745	150.160
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1234.949	150.160

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	4204.475539	28345.716	4979.872669	0.00470	0.00657	0.00038

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1150.039	150.160
2 열	1058.244	150.160
3 열	966.450	150.160
4 열	874.655	150.160
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1150.039	150.160

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1234.949	900.962
2 열	1086.548	722.132
3 열	938.146	543.302
4 열	789.745	364.472
-	-	-
-	-	-
-	-	-

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 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 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	17716.073	3392.201	8942.848	
극 한 하 중	24672.967	5274.640	14650.177	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

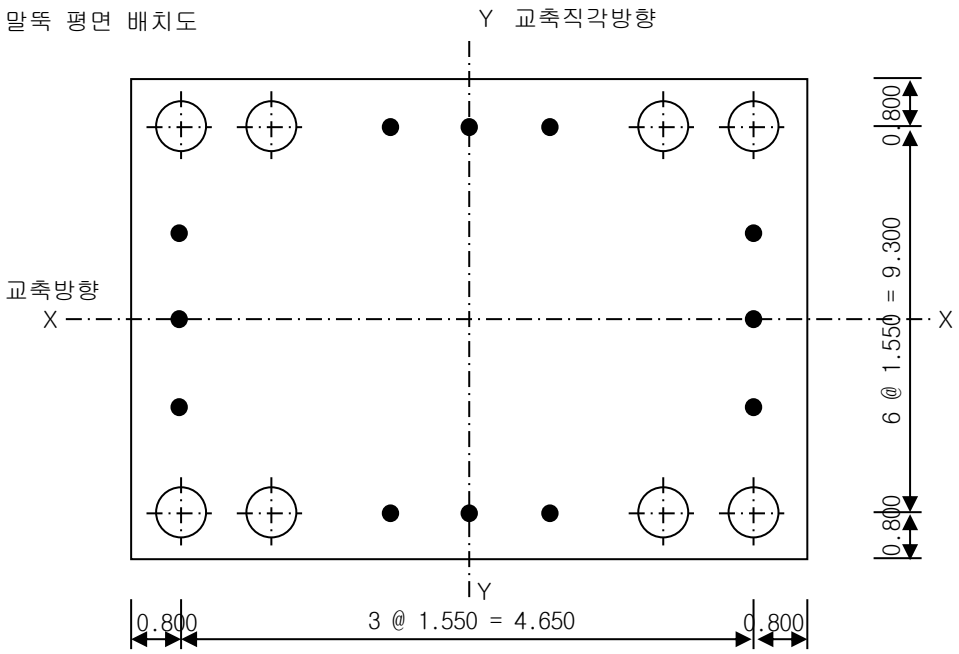
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	154071	0.530

◇ 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	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1788108	0	-1768012	4313986	0	16451722

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3392.201	17716.073	8942.848	0.00272401	0.00410666	0.00083632

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00272	0.00605	932.30	121.15	-67.57
2 열	0.00272	0.00475	732.58	121.15	-67.57
3 열	0.00272	0.00346	532.86	121.15	-67.57
4 열	0.00272	0.00216	333.13	121.15	-67.57
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00272	0.00605	932.30	121.15	67.57

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	894054	0	0	4313986	0	12955438

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3392.201	17716.073	8942.848	0.0037942	0.0041067	0.0006903

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00379	0.00571	879.98	121.15	0.00
2 열	0.00379	0.00464	715.14	121.15	0.00
3 열	0.00379	0.00357	550.29	121.15	0.00
4 열	0.00379	0.00250	385.45	121.15	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00379	0.00571	879.98	121.15	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	-0.772	0.00379	67.57	0.00272

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	121.15	말뚝머리 힌 지	수평력	121.15
	수직력	932.30		수직력	879.98
	모멘트	67.57		모멘트	0.77
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	105.7	18.4	67.3	18.4
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 932.30}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.201 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{932.300}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400}$$

= 0.106 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{121.150}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.989 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{121.150}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.063 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×6311.5 ×1400.0) /1000

= 38589.980 kN ≥ 1365.150 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	5274.640	24672.967	14650.18	0.00429	0.00572	0.00135

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1365.150	188.380
2 열	1042.502	188.380
3 열	719.853	188.380
4 열	397.205	188.380
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1365.150	188.380

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	5274.640159	24672.967	14650.17679	0.00590	0.00572	0.00113

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1286.251	188.380
2 열	1016.202	188.380
3 열	746.153	188.380
4 열	476.103	188.380
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1286.251	188.380

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1365.150	932.300
2 열	1042.502	732.578
3 열	719.853	532.856
4 열	397.205	333.134
-	-	-
-	-	-
-	-	-

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 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.66m)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√(Kh×D/(4×EI)) = 0.60136 1/m
  ∴ βL = 5.71 ≥ 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	17716.073	3968.965	12565.166	
극 한 하 중	17716.073	3968.965	12565.166	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

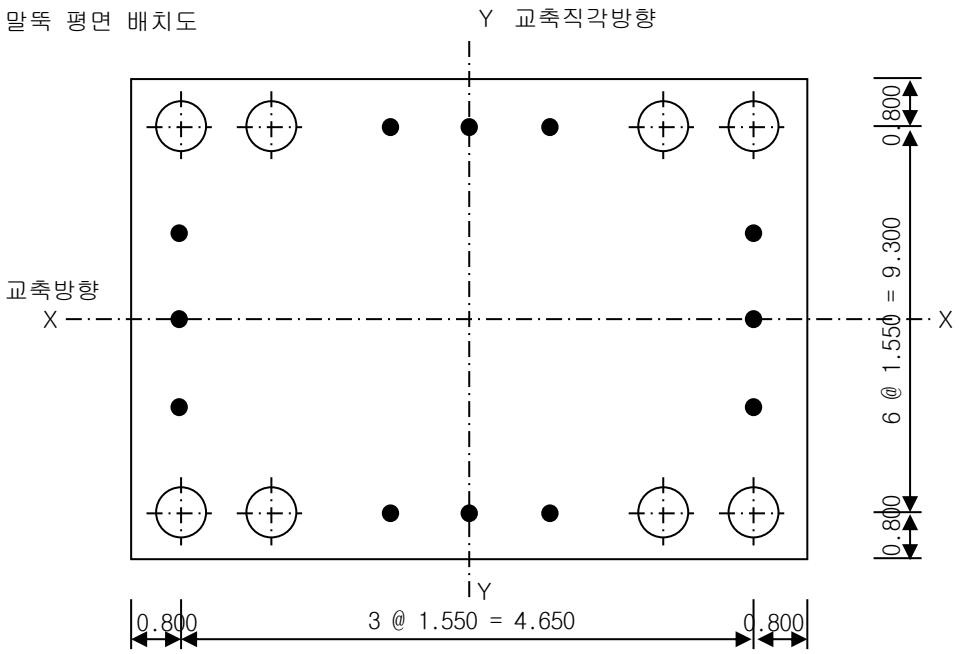
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	107401	89298	89298	148493	154071	0.530

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	53700	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	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3007227	0	-2500347	4313986	0	17113244

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3968.965	17716.073	12565.166	0.00219720	0.00410666	0.00105526

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00220	0.00656	1010.73	141.75	-39.51
2 열	0.00220	0.00492	758.72	141.75	-39.51
3 열	0.00220	0.00329	506.71	141.75	-39.51
4 열	0.00220	0.00165	254.71	141.75	-39.51
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00220	0.00656	1010.73	141.75	39.51

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1503613	0	0	4313986	0	12955438

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3968.965	17716.073	12565.166	0.0026396	0.0041067	0.0009699

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00264	0.00636	980.14	141.75	0.00
2 열	0.00264	0.00486	748.52	141.75	0.00
3 열	0.00264	0.00336	516.91	141.75	0.00
4 열	0.00264	0.00185	285.29	141.75	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00264	0.00636	980.14	141.75	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.013	-0.760	0.00264	39.51	0.00220

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	141.75	말뚝머리 힌 지	수평력	141.75
	수직력	1010.73		수직력	980.14
	모멘트	39.51		모멘트	0.76
	β	0.601362		β	0.601362

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	97.2	21.6	74.9	21.6
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 1010.73}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.470 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)\,h} = \frac{1010.727}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.400\ )\ x\ \ 1.400}$$

= 0.114 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{141.749}{0.609 \times 0.100}$$

= 2.328 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{141.749}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.074 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$

= 38589.980 kN ≥ 1010.727 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	3968.965	17716.073	12565.17	0.00220	0.00411	0.00106

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1010.727	141.749
2 열	758.720	141.749
3 열	506.714	141.749
4 열	254.707	141.749
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1010.727	141.749

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	3968.96541	17716.073	12565.16574	0.00264	0.00411	0.00097

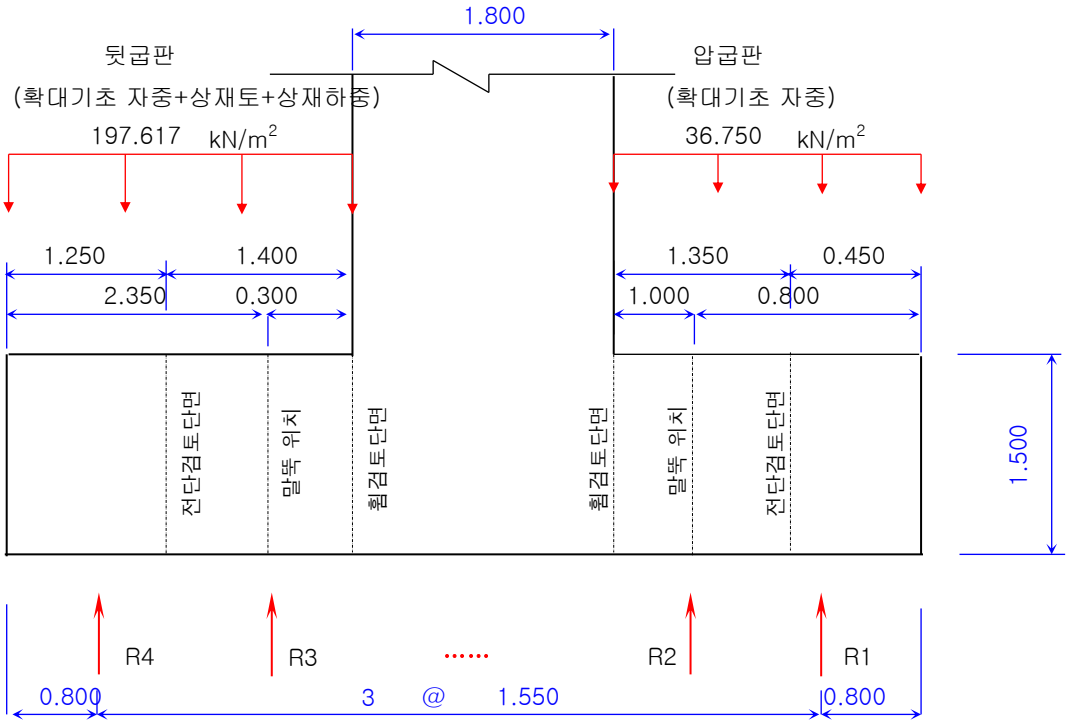
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	980.141	141.749
2 열	748.525	141.749
3 열	516.909	141.749
4 열	285.293	141.749
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	980.141	141.749

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	1010.727	1010.727
2 열	758.720	758.720
3 열	506.714	506.714
4 열	254.707	254.707
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1234.949	1365.150	1010.727	1365.150	MAX
2 열	1086.548	1042.502	758.720	1086.548	MAX
3 열	938.146	719.853	506.714	506.714	MIN
4 열	789.745	397.205	254.707	254.707	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	900.962	932.300		932.300	MAX
2 열	722.132	732.578		732.578	MAX
3 열	543.302	532.856		532.856	MIN
4 열	364.472	333.134		333.134	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⊙ q_d = = 36.750 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 36.75 × 1.80 $^2 \div 2$ = 59.535 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 36.75 × 1.80 = 66.150 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\dfrac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,365.150	1,086.548	-	876.702	-	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	876.702	- 80.372	796.330

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
876.702	-	-	876.702	- 89.303	787.399

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
932.300	732.578	-	598.725	-	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	598.725	- 59.535	539.190

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 197.617 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 197.62 × 2.65 $^2 \div 2$ = 693.884 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 197.62 × 2.65 = 523.69 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\dfrac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R4	R3	R2	R4	R3	R2			
254.707	506.714	-	163.573	325.412	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	400.234	-1,054.908	-654.674

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R4	R3	R2			
163.573	325.412	-	488.986	-796.157	-307.172

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R4	R3	R2	R4	R3	R2	
333.134	532.856	-	213.939	342.201	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	498.448	-693.884	-195.436

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1400.00	100.00	654.674	307.172	195.436

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 1.752]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.09466 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1308.549 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 56033.87 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4900.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1744.73 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 36.555 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1140.087 kN · mm

ΦMn > Mu (= 654.674 kN · m) [사용률 = 1.741] ∴ O.K!!

나) 전단검토

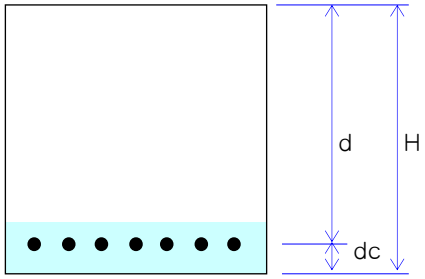
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1400.00 / 1000 = 1086.32 kN

ΦVc= 1086.32 > Vu = 307.172 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	195.436	kN· m,	As =	2292.000	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 196.51 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 63.896 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 63.896 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 985.98 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 986 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 앞굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1350.00	150.00	796.330	787.399	539.190

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	–	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 =	150	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.385]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.09117 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

Mu / Φ = As × fy × (d – a / 2) ---------- (1)

a = As × fy / (0.85 × fck × b) ---------- (2)

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

{fy^2/(2 × 0.85 × fck × b)}× As^2 – fy × d × As + Mu/ Φ = 0

→ Req As = 1654.441 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\frac{0.714\times0.9\times K1\times fck\times 60000}{fy\times(60000+fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 54032.66 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4725.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2205.92 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 36.555 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1098.831 kN · mm

ΦMn > Mu (= 796.330 kN · m) [사용률 = 1.380] ∴ O.K!!

나) 전단검토

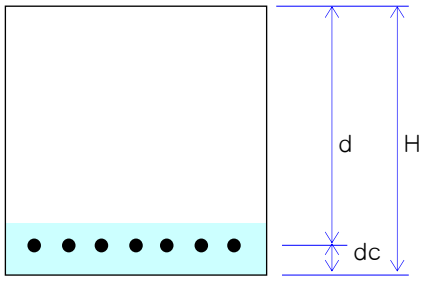
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1350.00 / 1000 = 1047.52 kN

ΦVc= 1047.52 > Vu = 787.399 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	539.190	kN· m,	As =	2292.000	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 192.71 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 182.964 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 182.964 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 204.16 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 204 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

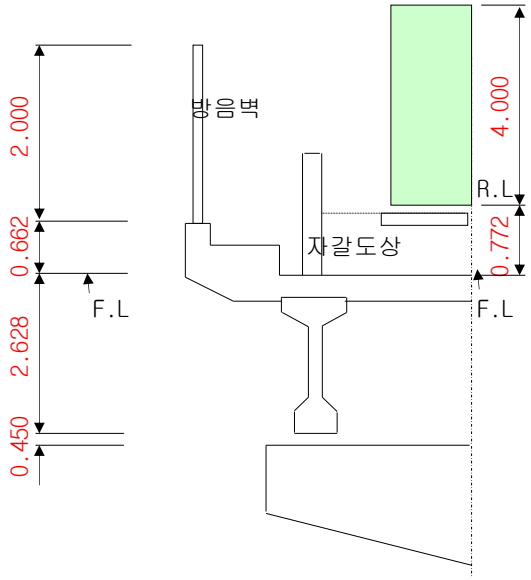
- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

<3차현장자문회의 결과 반영>

7. 교량받침부 검토 (가동)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.650 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.850 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 3.095 M

풍하중(열차재하) = 4.150 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 5096.022 kN

R_{d1} = 1083.961 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

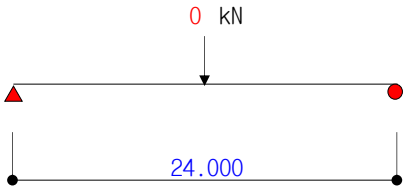
ΣR_L = 3641.191 kN

R_{L1} = 987.505 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} = 0.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 0.000 × 3.850 = 0.000 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	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	0.000	↓
G5			4.000	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 24.000 V = 250 km/hr

$$\therefore \left(\max = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.575}{127 \times \infty} = 0.000 \right.$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75 \right) \times \left(1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.575$$

상부반력 (P_L) 3233.740 kN (충격 제외)

P_c = 3233.74 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.650 = 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	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	0.000	↓
G5			4.000	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 5 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 × 5.290 × 12.450 = 197.582 kN

M_n = 197.582 × 3.095 = 611.516 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	611.516	40.000	4.000	61.152	↑
G2			2.000	30.576	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	30.576	↓
G5			4.000	61.152	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.400 × 12.450 = 138.195 kN

M_t = 138.195 × 4.150 = 573.509 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	573.509	40.000	4.000	57.351	↑
G2			2.000	28.675	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	28.675	↓
G5			4.000	57.351	↓

③ 적용하중

H_w = 138.195 / 5 shoe

= 27.639 kN

P_w = 57.351 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.45

P_E = 1257.163 kN

M_c = 1257.163 × 0.450 = 565.723 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	565.723	40.000	4.000	56.572	↑
G2			2.000	28.286	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	28.286	↓
G5			4.000	56.572	↓

H_E = 254.025 kN

R_E = 56.572 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 5096.022 kN

R_{d1} = 1083.961 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 3641.191 kN

R_{L1} = 987.505 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 412.913 / 5 shoe

= 82.583 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 150.150 / 5 shoe

= 30.030 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	2128.817	27.639	0.80
	지진시	2128.038	254.025	
교축 방향	상시	2071.466	0.000	0.80
	지진시	2071.466	0.000	

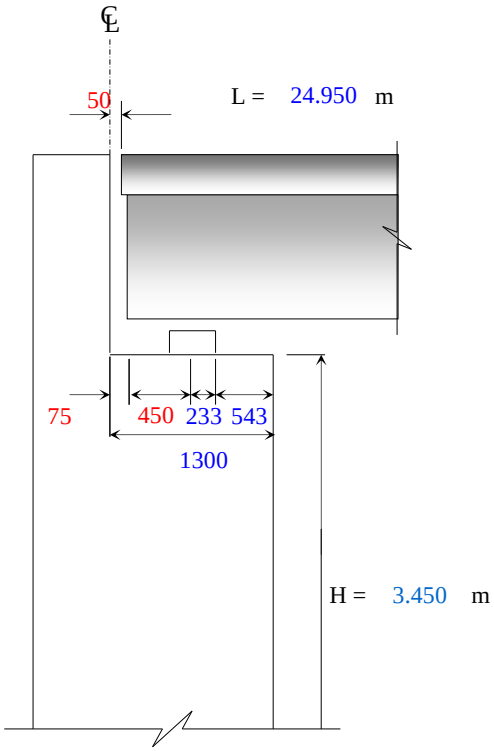
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2128.817	27.639	1576.901	20.473	1.35
	지진시	2128.038	254.025	1520.027	181.446	1.40
교축 방향	상시	2071.466	0.000	1657.173	0.000	1.25
	지진시	2071.466	0.000	1479.619	0.000	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 465 × 535 mm
▣ 높 이 : 175 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 543 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 (˚)

$N = (200 + 1.67 \times 24.95 + 6.66 \times 3.45) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 264.64

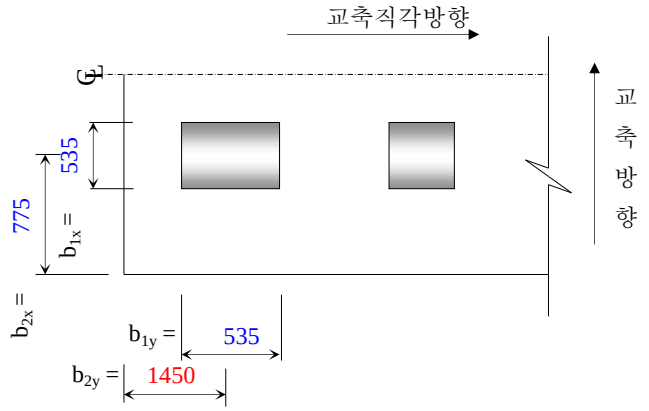
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 450 mm
$S_2 =$ 232.5 / 2 = 116.25 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 324.75 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 450 + 116.25 + 324.75 = 891.00 mm

∴ Max (N, ∑S) = 891.00 mm < 1225.00 **- O.K -**

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 775 = 1550.0 < 5 \times b_{1x} = 2675.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1450 = 2900.0 > 5 \times b_{1y} = 2675.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 535 / 1550) \times 1657172.8 / 180$

$= 1507.2$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 535 / 1550) \times 1479618.6 / 180$

$= 1345.7$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 535 / 2675) \times 1576901.4 / 180$

$= 1752.1$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 535 / 2675) \times 1520027.382 / 180$

$= 1688.9$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

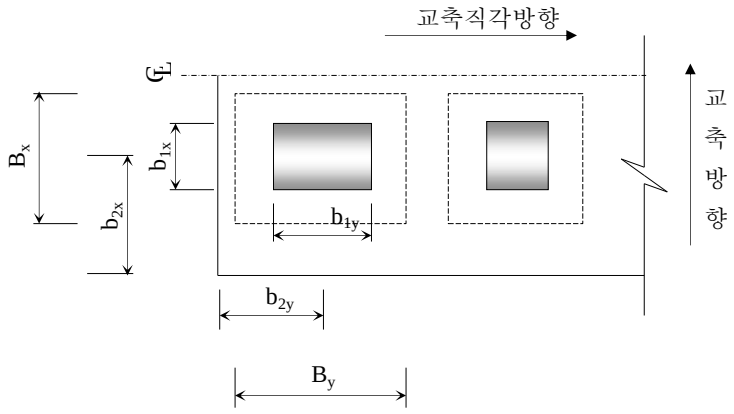
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 20473 / 180 = 113.7$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 181446 / 180 = 1008.0$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 535 + 1450 = 1985.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 775.0 mm 가 $B_x/2$ = 992.5 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 775 + (535 + 1450) / 2 = 1767.5 mm

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 535 + 775 = 1310.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 1752.100 + 113.741 = 1865.841 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 1688.900 + 1008.036 = 2696.936 ㎟

B_y = 1310.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2696.936 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

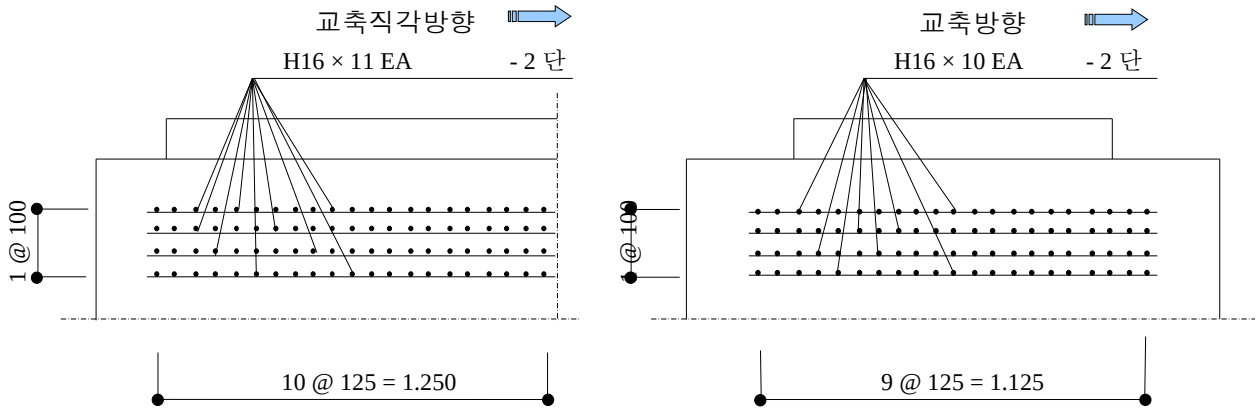
$A_{sx(상시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 1507.200 + 0.000 = 1507.200 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 1345.700 + 0.000 = 1345.700 ㎟

B_x = 1767.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 1507.200 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{181446.4}{180} = 1008.04 \ ㎟$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 ea = 4369.200 ㎟ > 1008.036 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

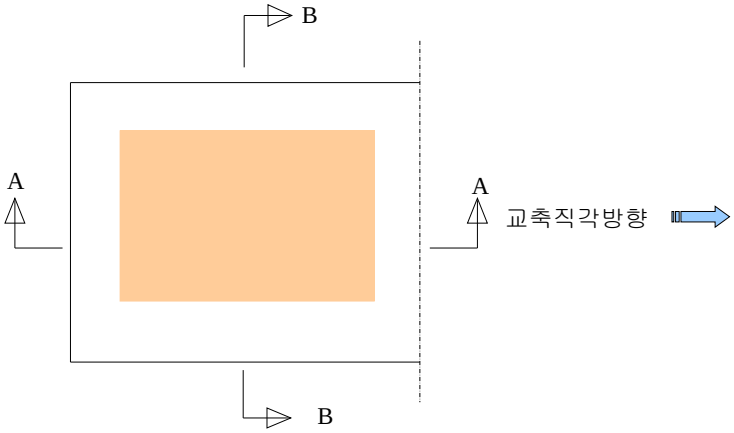
나) 교축방향

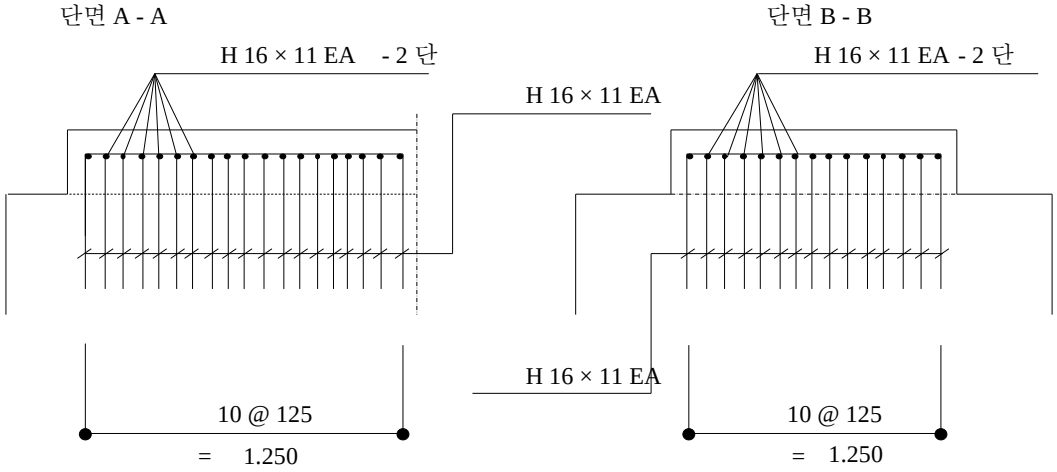
$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.00 \ ㎟$$

Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 2 ea = 4369.200 ㎟ > 0.000 ㎟ **- O.K -**

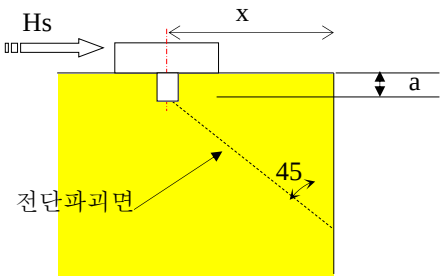
(CTC 125)

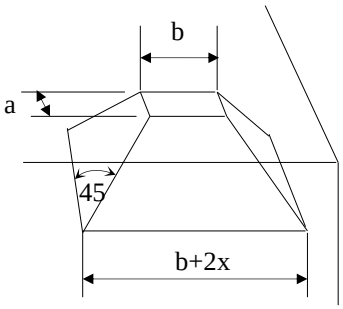
다) 철근배치도





6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{181446}{7043844} = 0.026 \text{ MPa} \le 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = √2 ·X· (2X + 2a + b) = 7043844 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 181446 N

X : 1450 mm

a : 0 mm

b : 535 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2285192} = 0.69 \text{ MPa} \le 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = √2 ·X· (2X + 2a + b) = 2285192 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

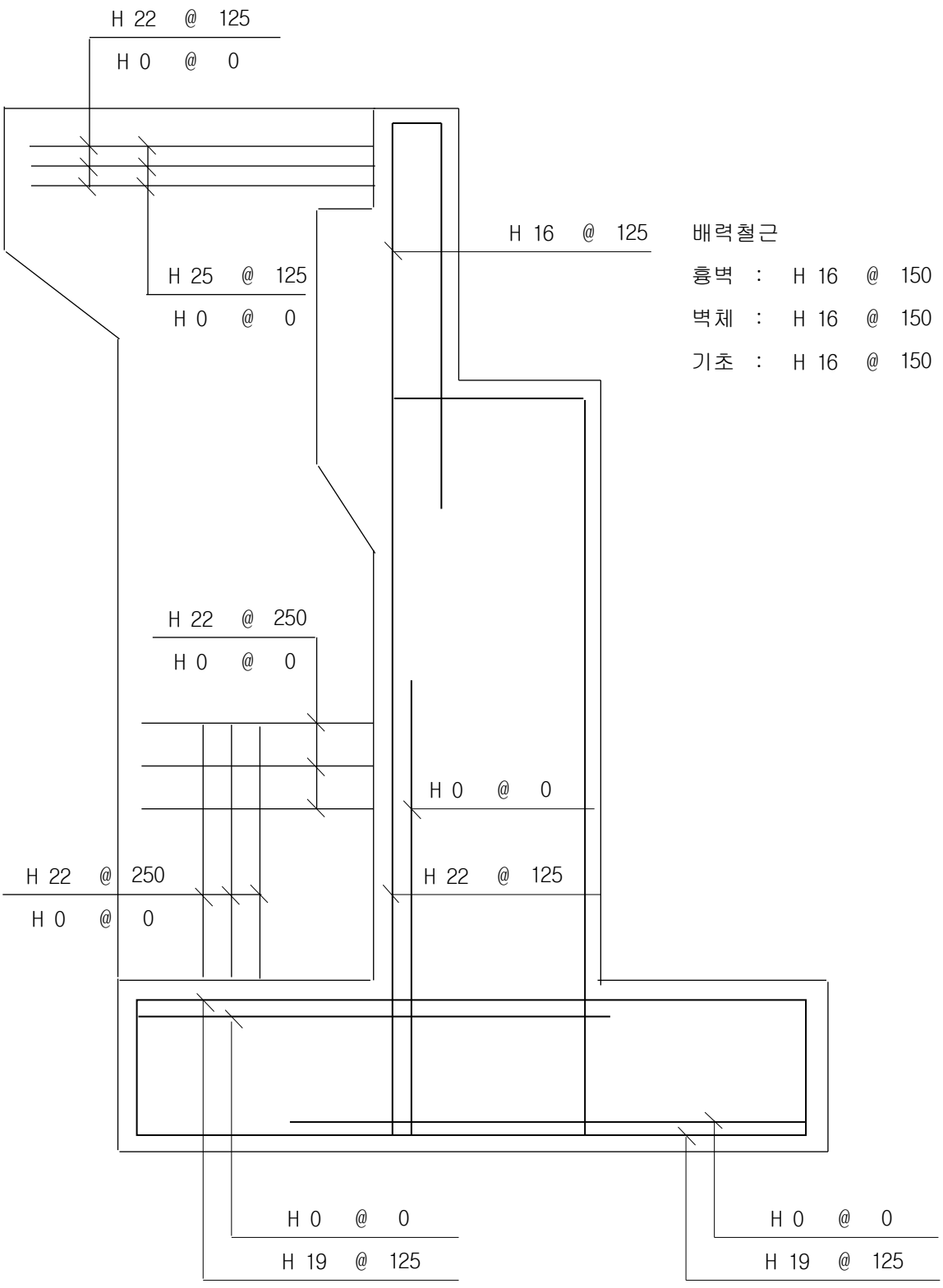
X : 775 mm

a : 0 mm

b : 535 mm

8.주철근 조립도

파전제2교 교대 A2



배력철근

흉벽 : H 16 @ 150

벽체 : H 16 @ 150

기초 : H 16 @ 150

9.3 교각공

9.3.1 P1

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 ; **RPF** + **PSC BEAM**

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = **45.000** m

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = **25.000** m

2) 교각형식 ; T 형교각 (H = **13.500** M)

3) 기초형식 ; **직접기초** **(L= 0.000 m)**

1.2 설계하중

1) 고정하중

철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³

2) 활 하 중 : **KRL2012** (복 선)

충격계수 i (%) ;

RPF (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.041**

PSC BEAM (종점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.120**

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 KL2012

제동하중 : 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN

시동하중 : 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN

②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - fo = ± 3 L

레일 신축이음장치가 있는 경우 - fo = ± 500

5) 원 심 하 중

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.

6) 차 량 횡 하 중

레일윗면에 교축직각방향으로 **0** kN 으로 정한다.

자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

7) 지진하중

가속도계수 Kh = **0.154** (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반 계수 S = **1.2**

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 fck = **30** Mpa

나) 탄성계수 Ec = **8,500** $\sqrt[3]{fcu}$ (fcu=fck+4)

= **27500** MPa

2) 철근 SD40

가) 항복응력 : fy = **400** Mpa

나) 탄성계수 : Es = **200000** MPa

1.4 흙의 성질

1) 흙의 단위중량 (γt) = **19.0** kN/㎥

2) 흙의 포화단위중량 (γsat) = **20.0** kN/㎥

3) 흙의 수중단위중량 (γsub) = **10.0** kN/㎥

4) 기초저면의 N치 = **50**

5) 기초저면의 내부마찰각 Φ = 33.00 ° (지반조사 보고서 참조)

6) 최대지반반력 상시 = 1000

지진시 = 1500 (1.5배)

7) 기초의 각종 계수들

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = Qu/ 3	평상시 = B / 6	평상시 = 1.5
지진시 = Qu/ 2	지진시 = B / 3	지진시 = 1.2

Φb = 2/3 × 33.00 = 22.000 tanΦb = 0.404	흙과 콘크리트
tanΦb = 0.600	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)

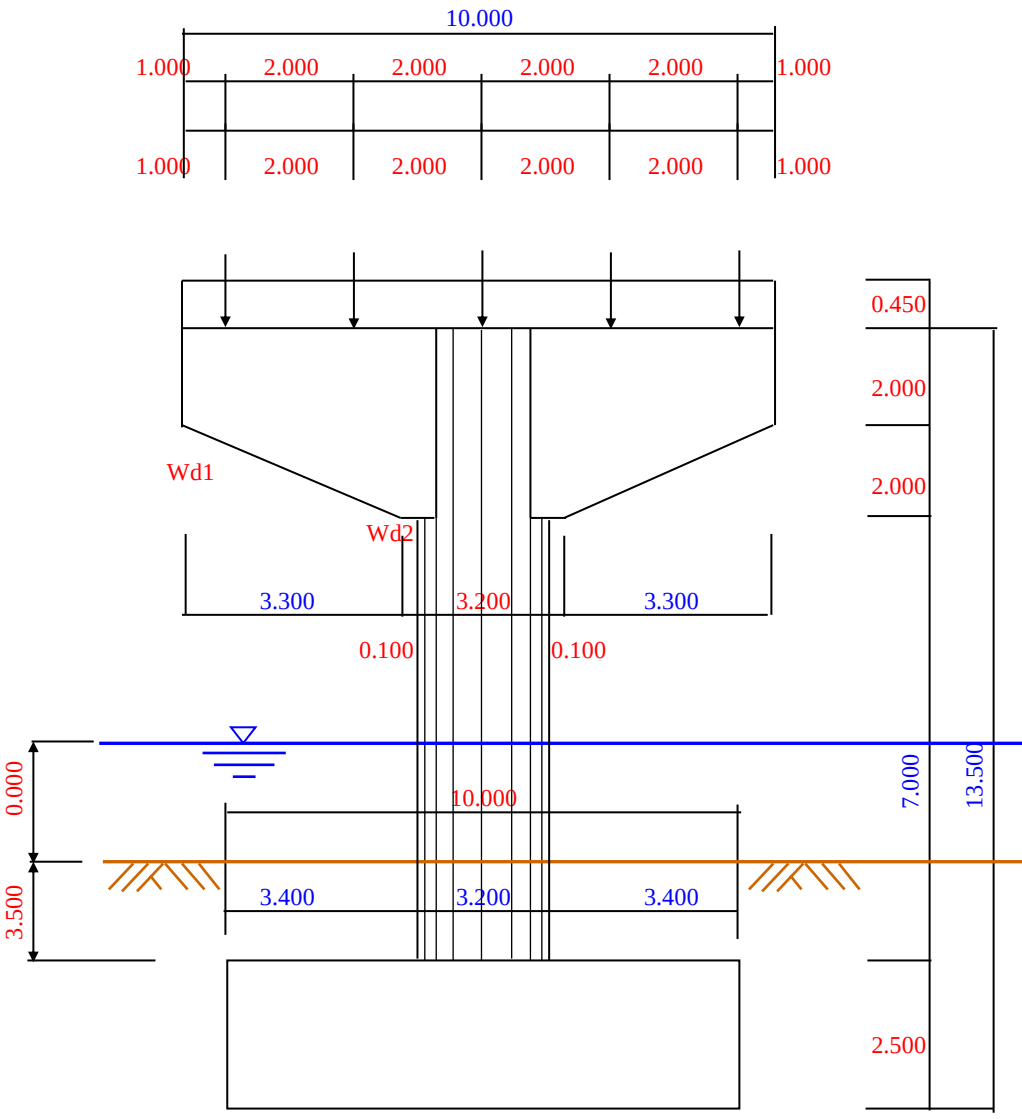
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

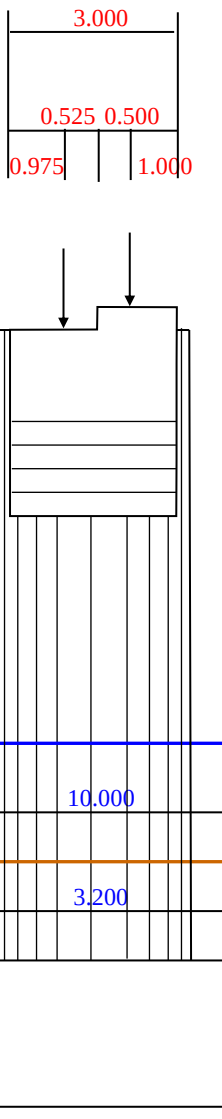
2. 단 면 가 정 P1

1.1 교각 단면 제원

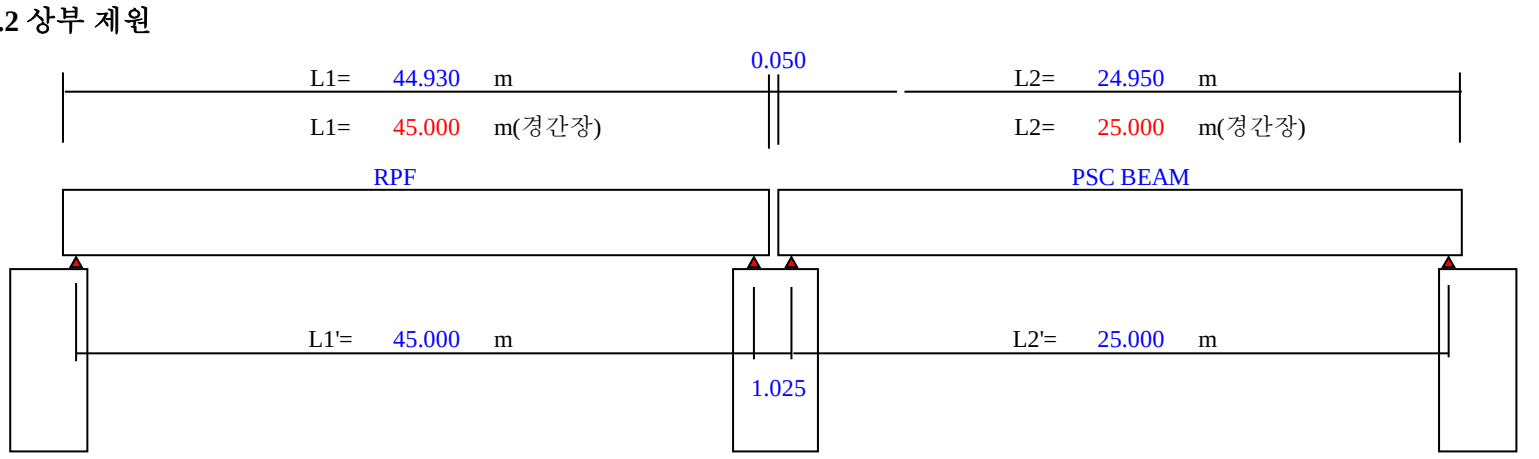
1) 교축직각방향



2) 교축 방향

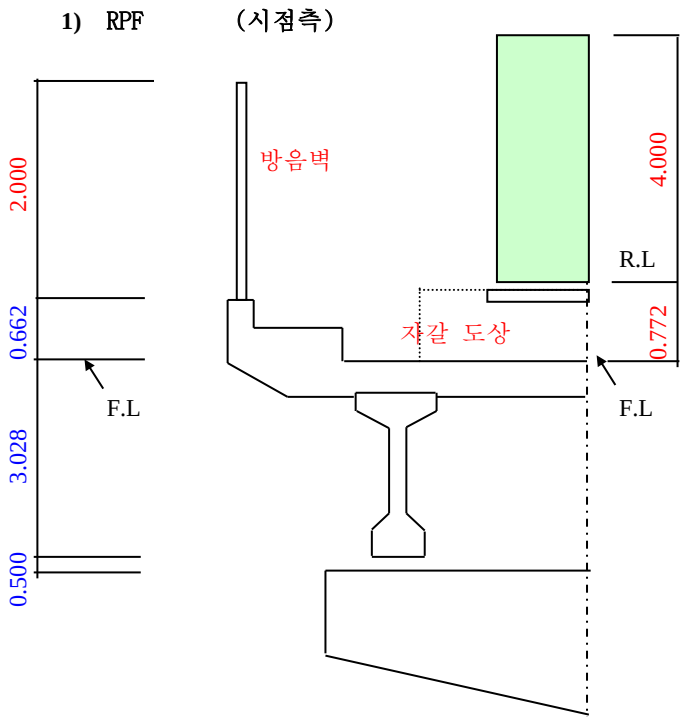


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) RPF (시점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
= 6.100 M

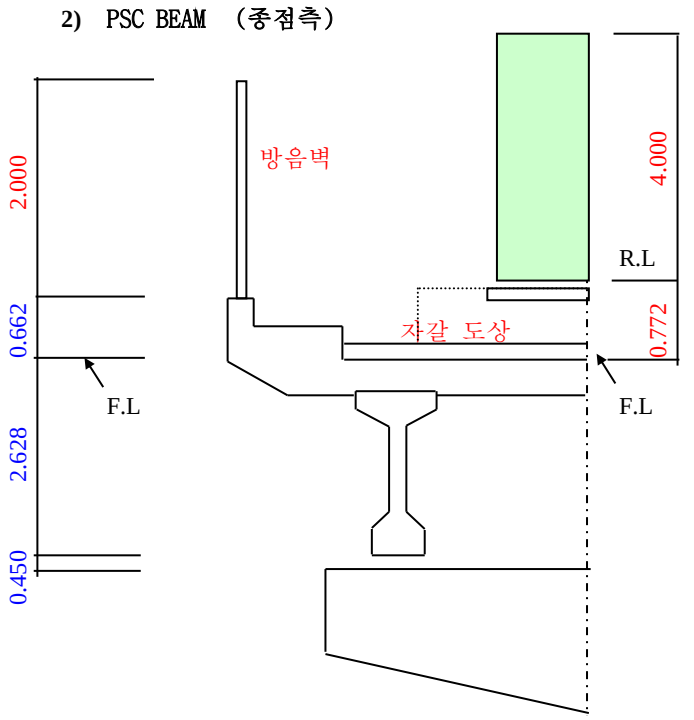
▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
= 4.300 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.345 M

풍하중(열차재하) = 4.4 M

▶ 지진하중(고정하중) = 2.014 M

2) PSC BEAM (종점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 5.650 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.850 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.095 M

풍하중(열차재하) = 4.15 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.764 M

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		∑
고정하중 반력(KN)	RPF	**2121.30**	**2080.40**	**2079.50**	**2080.40**	**2121.30**		10482.90
	PSC BEAM	**1083.96**	**977.11**	**973.88**	**977.11**	**1083.96**		5096.02
계		3205.26	3057.51	3053.38	3057.51	3205.26		15578.92

▣ 교각자중

- COPING ;

Wd1 = 2.000 x 3.000 x 24.500 = 147.000 kN/m

Wd2 = 4.000 x 3.000 x 24.500 = 294.000 kN/m

- 기 둥 ; Pc = π / 4 x 3.200 ² x 24.500

x 7.000 = 1379.285 kN

- 기 초 ; Wf1 = 2.500 x 10.000 x 24.500 = 612.500 kN/m

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- RPF(45m)

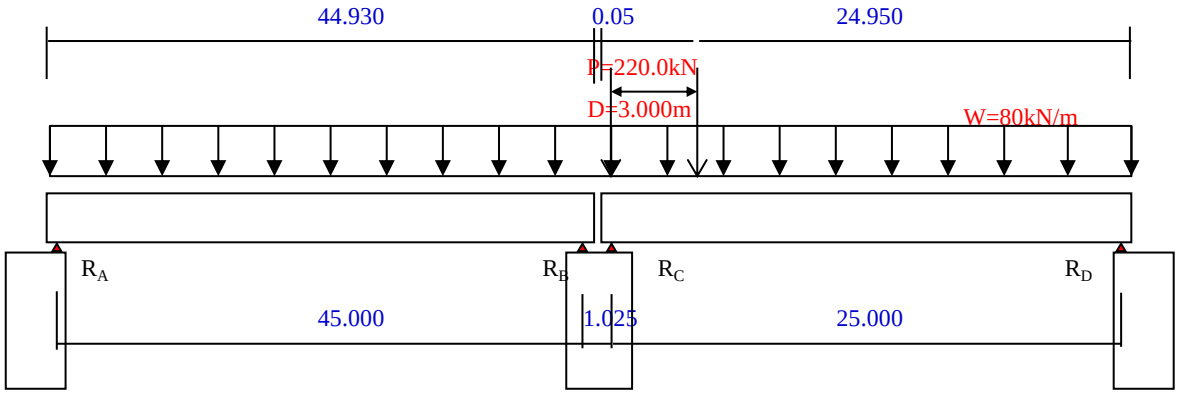
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		∑
활 하 중 (복선)	0.200	0.200	0.201	0.200	0.200		1.00
활 하 중 (단선)	0.378	0.290	0.200	0.111	0.021		1.00
보도 하중 (복선)	0.202	0.199	0.198	0.199	0.202		1.00
보도 하중 (단선)	0.604	0.399	0.198	-0.002	-0.199		1.00

- PSC BEAM(25m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		∑
활 하 중 (복선)	0.142	0.273	0.170	0.273	0.142		1.00
활 하 중 (단선)	0.283	0.469	0.170	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.353	0.106	0.083	0.106	0.352		1.00
보도 하중 (단선)	0.861	0.204	0.083	0.008	-0.156		1.00

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A = 1754.467 KN , R_C = 1371.680 KN

R_B = 1839.933 KN , R_D = 1064.320 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.80 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.80 × 5.00 × 44.93 × 1/2 = 89.860 KN

W_c = 0.80 × 5.00 × 24.95 × 1/2 = 49.900 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	770.77	772.15	773.74	772.15	770.77		3859.59
R_{LC}	424.79	759.52	474.65	759.52	424.69		2843.16
$\sum R_L$	1195.56	1531.67	1248.40	1531.67	1195.46		6702.75

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	749.76	569.42	385.75	204.09	20.77		1929.79
R_{LC}	431.15	653.50	237.33	107.39	-7.78		1421.58
$\sum R_L$	1180.91	1222.92	623.08	311.48	12.99		3351.37

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	801.08	802.53	804.20	802.53	801.08		4011.42
R_{LC}	471.53	849.39	530.62	849.39	471.43		3172.36
$\sum R_L$	1272.61	1651.92	1334.82	1651.92	1272.51		7183.78

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	778.46	591.43	400.93	212.52	22.37		2005.71
R_{LC}	477.73	730.70	265.31	120.23	-7.78		1586.18
$\sum R_L$	1256.19	1322.13	666.24	332.75	14.59		3591.89

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

∑ PLf = 0.000 kN

MLfb = 0.000 × 4.3 = 0.000 kN·m

MLfc = 0.000 × 3.85 = 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	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = ∞ L = 45.000 , 25.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\ (\max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.447}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\ (\max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.511}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.447 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.511 \quad \text{..... c 지점}$$

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 3859.59 kN , 지점c 2843.16 kN

Pcb	=	3859.59	×	0.000	=	0.000	kN	
Pcc	=	2843.16	×	0.000	=	0.000	kN	
∑ Pc					=	0.000	kN	
Mcb	=	0.000	×	6.1	=	0.000	kN·m	
Mcc	=	0.000	×	5.65	=	0.000	kN·m	
∑ Mc					=	0.000	kN·m	

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rpb1	=	0.000	×	4.000	/ 40.000	=	0.000	kN
Rpb2	=	0.000	×	2.000	/ 40.000	=	0.000	kN
Rpb3	=	0.000	×	0.000	/ 40.000	=	0.000	kN
Rpb4	=	0.000	×	-2.000	/ 40.000	=	0.000	kN
Rpb5	=	0.000	×	-4.000	/ 40.000	=	0.000	kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpc1	=	0.000	×	4.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	-2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-4.000	/	40.000	=	0.000 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1929.79 kN , 지점c 1421.58 kN

Pcb	=	1929.79	×	0.000	=	0.000 kN
Pcc	=	1421.58	×	0.000	=	0.000 kN
∑ Pc					=	0.000 kN
Mcb	=	0.000	×	6.1	=	0.000 kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.65	=	0.000 kN·m
∑ Mc					=	0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpb1	=	0.000	×	4.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb2	=	0.000	×	2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb3	=	0.000	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb4	=	0.000	×	-2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb5	=	0.000	×	-4.000	/	40.000	=	0.000 kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpc1	=	0.000	×	4.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	-2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-4.000	/	40.000	=	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	×	4.000	×	3.000		=	36.000	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.200	×	0.6		=	5.760	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.690	×	22.465		=	383.478	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.290	×	12.475		=	197.978	kN
	Mn3b	=	383.478	×	3.345				=	1282.734	kN·m
	Mn3c	=	197.978	×	3.095				=	612.742	kN·m
	∑	Mn3							=	1895.476	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rnb1	=	1282.734	×	4.000	/	40.000	=	128.273 kN
Rnb2	=	1282.734	×	2.000	/	40.000	=	64.137 kN
Rnb3	=	1282.734	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnb4	=	1282.734	×	-2.000	/	40.000	=	-64.137 kN
Rnb5	=	1282.734	×	-4.000	/	40.000	=	-128.273 kN

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rnc1	=	612.74	×	4.000	/	40.000	=	61.274 kN
Rnc2	=	612.74	×	2.000	/	40.000	=	30.637 kN
Rnc3	=	612.74	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnc4	=	612.74	×	-2.000	/	40.000	=	-30.637 kN
Rnc5	=	612.74	×	-4.000	/	40.000	=	-61.274 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	4.000	×	3.000	=	18.000	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	3.200	×	0.6	=	2.880	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.800	×	22.465	=	262.841	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.400	×	12.475	=	138.473	kN
	Mn3b	=	262.841	×	4.4			=	1156.5	kN·m
	Mn3c	=	138.473	×	4.150			=	574.663	kN·m
	∑	Mn3						=	1731.163	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rnb1	=	1156.500	×	4.000	/	40.000	=	115.650 kN
Rnb2	=	1156.5	×	2.000	/	40.000	=	57.825 kN
Rnb3	=	1156.5	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnb3	=	1156.5	×	-2.000	/	40.000	=	-57.825 kN
Rnb3	=	1156.5	×	-4.000	/	40.000	=	-115.650 kN

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rnc1	=	574.663	×	4.000	/	40.000	=	57.466 kN
Rnc2	=	574.663	×	2.000	/	40.000	=	28.733 kN
Rnc3	=	574.663	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnc4	=	574.663	×	-2.000	/	40.000	=	-28.733 kN
Rnc5	=	574.663	×	-4.000	/	40.000	=	-57.466 kN

6) 유 수 압 (P = K × V² × A)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 1400.00 / 720

= 1.944 m/sec

A = 0.000 m^2 : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.944² × 0.000 = 0 kN

H = 0.6 × 수심 = 0.6 × 0.000 = 0 m

7) 충 돌 하 중

▣ 유목에 의한 충돌하중 (P = 0.1 × W × V)

W = 100 kN : 유송물의 중량

V = Vm / 0.85 = 1.944 / 0.85 : 표면유속

= 2.287 m/sec

P = 0.1 × 100 × 2.287 = 22.870 kN

H = 수심 = 0 m

▣ 자동차의 충돌하중

- 차도방향에 대하여 = 1000 kN
- 차도 직각방향에 대하여 = 500 kN
- 작용높이 = 1.8 m

8) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	298.66	316.53	323.42	316.53	298.66	1553.82	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	574.11	556.39	540.67	556.39	574.11	2801.67	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	75.30	75.95	76.22	75.95	75.30	378.71	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 1553.815 × 2.014 = 3129.384 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 378.710 × 1.764 = 668.045 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

R_{Eb1} = 3129.384 × 4.000 / 40.000 = 312.938 kN

R_{Eb2} = 3129.384 × 2.000 / 40.000 = 156.469 kN

R_{Eb3} = 3129.384 × 0.000 / 40.000 = 0.000 kN

R_{Eb4} = 3129.384 × -2.000 / 40.000 = -156.469 kN

R_{Eb5} = 3129.384 × -4.000 / 40.000 = -312.938 kN

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000\ m^2$

$R_{EC1} = 668.045 \times 4.000 / 40.000 = 66.805$ kN

$R_{EC2} = 668.045 \times 2.000 / 40.000 = 33.402$ kN

$R_{EC3} = 668.045 \times 0.000 / 40.000 = 0.000$ kN

$R_{EC4} = 668.045 \times -2.000 / 40.000 = -33.402$ kN

$R_{EC5} = 668.045 \times -4.000 / 40.000 = -66.805$ kN

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	1,959.721	25,064.056	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비 고
시점측	$H_{EB(교직)}$	733.56	777.45	794.37	777.45	733.56	3816.39	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	1410.08	1366.58	1327.97	1366.58	1410.08	6881.30	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	184.94	186.54	187.21	186.54	184.94	930.17	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)} = 3816.388 \times 2.014 = 7686.205$ kN·m

$M_{ec(교직)} = 930.166 \times 1.764 = 1640.813$ kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000\ m^2$

$R_{Eb1} = 7686.205 \times 4.000 / 40.000 = 768.621$ kN

$R_{Eb2} = 7686.205 \times 2.000 / 40.000 = 384.310$ kN

$R_{Eb3} = 7686.205 \times 0.000 / 40.000 = 0.000$ kN

$R_{Eb4} = 7686.205 \times -2.000 / 40.000 = -384.310$ kN

$R_{Eb5} = 7686.205 \times -4.000 / 40.000 = -768.621$ kN

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000 \ m^2$

$R_{EC1} = 1640.813 \times 4.000 / 40.000 = 164.081 \ kN$

$R_{EC2} = 1640.813 \times 2.000 / 40.000 = 82.041 \ kN$

$R_{EC3} = 1640.813 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 1640.813 \times -2.000 / 40.000 = -82.041 \ kN$

$R_{EC5} = 1640.813 \times -4.000 / 40.000 = -164.081 \ kN$

$P_E = 3816.39 + 930.166 = 4746.554 \ kN$

$Mc = 4746.554 \times 2.014 = 9559.560 \ kN \cdot m$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	4,813.350	61560.84	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	10482.900	kN	5096.022	kN
편 심	0.525	m	-0.500	m

Md = 10482.9 × 0.525 + 5096.022 × -0.500 = 2955.512 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1929.793	kN	1421.580	kN
	복선재하시	3859.587	kN	2843.160	kN
편 심		0.525	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1929.79 × 0.525 + 1421.58 × -0.500 = 302.352 kN·m

$M_{L복선}$ = 3859.59 × 0.525 + 2843.16 × -0.500 = 604.703 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	2005.708	kN	1586.182	kN
	복선재하시	4011.415	kN	3172.363	kN
편 심		0.525	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 2005.71 × 0.525 + 1586.18 × -0.500 = 259.906 kN·m

$M_{L복선}$ = 4011.42 × 0.525 + 3172.36 × -0.500 = 519.811 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 2.000 × 10.000 = 60.000 kN

3.000 × 2.000 × 6.700 = 40.200 kN

(60.000 + 40.200) / 10.000 = 10.020 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 3.200 × 0.6 = 5.760 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 2.000 × 10.000 = 30.000 kN

1.500 × 2.000 × 6.700 = 20.100 kN

(30.000 + 20.100) / 10.000 = 5.010 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 3.200 × 0.6 = 2.880 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 KL2012

가) 제동하중 ; 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 20 × 45.000 = 900.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 25.000 = 500.000 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 45.000 = 1000.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T = 33 × 25.000 = 825.000 kN

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 10482.90 + 3679.867 = 14162.767 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 900.00 - 1062.208 (제동하중)

= 1000.00 - 1062.208 (시동하중)

= -162.21 < T/2 = 450.00 (제동하중) - 큰값 적용

= -62.21 < T/2 = 500.00 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 450.00 kN(제동하중), 500.00 kN(시동하중)

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 5096.02 + 2743.360 = 7839.382 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1175.907 > T/2 = 250.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 1175.907 > T/2 = 412.500 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 250.000 kN(제동하중), 412.500 kN(시동하중),

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf + Tm = 500.000 + 412.500 = 912.500 kN

T (복 선) = Tf + Tm = 950.000 + 662.500 = 1612.500 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 4 × 3 × 44.930 = 539.160 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 539.16 - 786.218

= -247.06 < T/2 = 269.58

∴ Tf = 269.58 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 4 × 3 × 24.950 = 299.400 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 764.403 > T/2 = 149.700

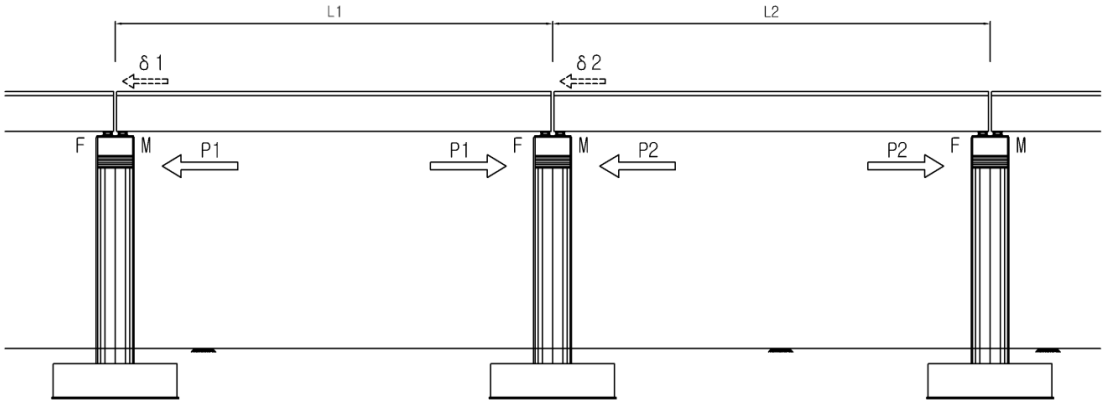
∴ Tm = 149.70 kN

TL = T_b + T_c = 269.580 + 149.700 = 419.280 kN

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 10482.90 × 0.150 = 1572.435 kN

Ts2 = 5096.02 × 0.150 = 764.403 kN

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1' = 14494.32 × 0.150 = 2174.147 kN

Ts2' = 8268.39 × 0.150 = 1240.258 kN

다) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ $\delta = \Delta t \times \alpha \times L$ 여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ $\delta 1$= 15 × 0.00001 × 45.000 = 0.00675 m

∴ $\delta 2$= 15 × 0.00001 × 25.000 = 0.00375 m

▶ 등가수평력

$\delta 1 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 2153.523 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 5.147 m^4

L : 11.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	1572.435	2153.523	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	2174.147	3103.523	교좌장치마찰에의한 수평력적용

$\delta 2 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 1196.402 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 5.147 m^4

L : 11.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	764.403	1196.402	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1240.258	1858.902	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로
등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	1572.435	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	1224.147	슈마찰력 : MAX(Ts1',Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 **(내진계산서 참조)**

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	2913.83	31699.83	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

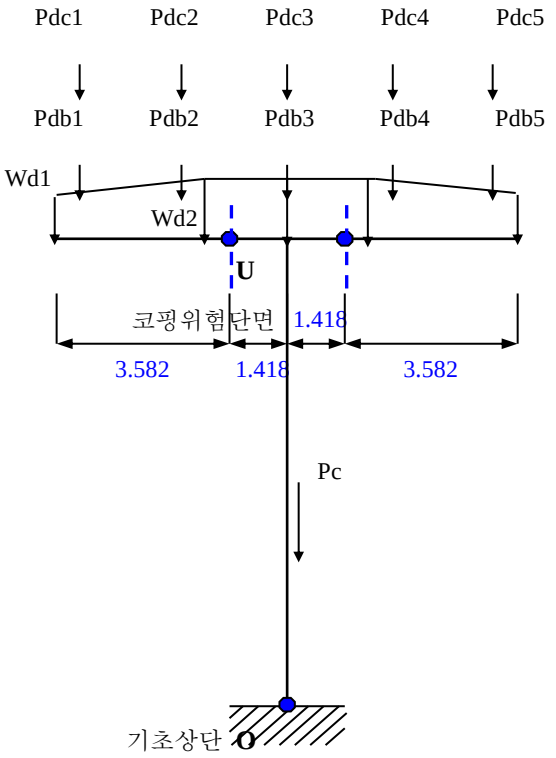
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	7156.78	77859.23	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)

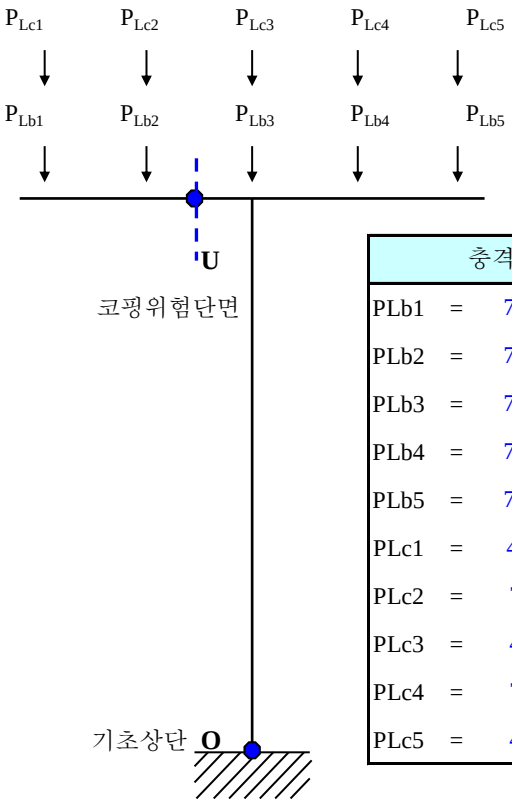


Pdb1	=	2121.30	kN
Pdb2	=	2080.40	kN
Pdb3	=	2079.50	kN
Pdb4	=	2080.40	kN
Pdb5	=	2121.30	kN
Pdc1	=	1083.96	kN
Pdc2	=	977.11	kN
Pdc3	=	973.88	kN
Pdc4	=	977.11	kN
Pdc5	=	1083.96	kN
Wd1	=	147.000	kN/m
Wd2	=	294.000	kN/m
Pc	=	1379.285	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	2121.300	2.582	2121.300	5477.275	4.000	2121.300	8485.200
Pbd2	2080.400	0.582	2080.400	1210.870	2.000	2080.400	4160.800
Pbd3	2079.500	-1.418	0.000	0.000	0.000	2079.500	0.000
Pbd4	2080.400	0.582	2080.400	1210.870	-2.000	2080.400	-4160.800
Pbd5	2121.300	2.582	2121.300	5477.275	-4.000	2121.300	-8485.200
Pcd1	1083.961	2.582	1083.961	2798.827	4.000	1083.961	4335.844
Pcd2	977.111	0.582	977.111	568.715	2.000	977.111	1954.222
Pcd3	973.878	-1.418	0.000	0.000	0.000	973.878	0.000
Pcd4	977.111	0.582	977.111	568.715	-2.000	977.111	-1954.222
Pcd5	1083.961	2.582	1083.961	2798.827	-4.000	1083.961	-4335.844
Wd1	220.50	1.382	727.65	1005.639164	0.000	1455.3	0.000
Wd2	294.000	0.141	82.91885427	11.6930891	0.000	999.600	0.000
Pc	1379.285	-1.418	0.000	0	0.000	1379.285	0.000
합 계			**9213.97**	**11073.019**		**19413.107**	**0.000**

Moy= **2955.512** kN·m Ho= **0.000** kN

2-1) 활 하 중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시				충격고려시			
PLb1	=	770.771	kN	PLb1	=	801.077	kN
PLb2	=	772.150	kN	PLb2	=	802.530	kN
PLb3	=	773.743	kN	PLb3	=	804.201	kN
PLb4	=	772.150	kN	PLb4	=	802.530	kN
PLb5	=	770.771	kN	PLb5	=	801.077	kN
PLc1	=	424.79	kN	PLc1	=	471.53	kN
PLc2	=	759.52	kN	PLc2	=	849.39	kN
PLc3	=	474.65	kN	PLc3	=	530.62	kN
PLc4	=	759.52	kN	PLc4	=	849.39	kN
PLc5	=	424.69	kN	PLc5	=	471.43	kN

▶ **충격 미고려시**

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	770.771	2.582	770.771	1990.160	4.000	770.771	3083.086
PLb2	772.150	0.582	772.150	449.420	2.000	772.150	1544.301
PLb3	773.743	-1.418	0.000	0.000	0.000	773.743	0.000
PLb4	772.150	0.582	772.150	449.420	-2.000	772.150	-1544.301
PLb5	770.771	2.582	770.771	1990.160	-4.000	770.771	-3083.086
PLc1	424.787	2.582	424.787	1096.814	4.000	424.787	1699.146
PLc2	759.516	0.582	759.516	442.066	2.000	759.516	1519.032
PLc3	474.655	-1.418	0.000	0.000	0.000	474.655	0.000
PLc4	759.516	0.582	759.516	442.066	-2.000	759.516	-1519.032
PLc5	424.687	2.582	424.687	1096.557	-4.000	424.687	-1698.747
합 계			**2727.224**	**3978.461**		**6702.747**	**0.399**

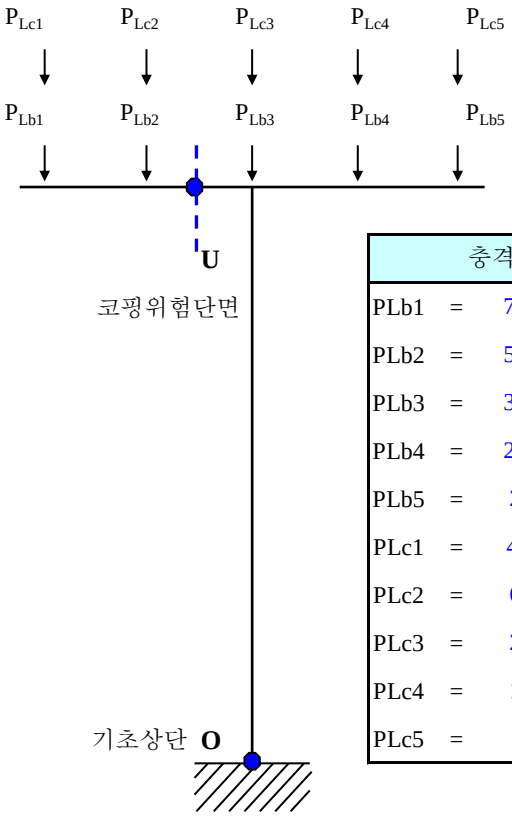
Moy= **604.703** kN·m Ho= **0.000** kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	801.077	2.582	801.077	2068.411	4.000	801.077	3204.308
PLb2	802.530	0.582	802.530	467.102	2.000	802.530	1605.060
PLb3	804.201	-1.418	0.000	0.000	0.000	804.201	0.000
PLb4	802.530	0.582	802.530	467.102	-2.000	802.530	-1605.060
PLb5	801.077	2.582	801.077	2068.411	-4.000	801.077	-3204.308
PLc1	471.533	2.582	471.533	1217.517	4.000	471.533	1886.133
PLc2	849.389	0.582	849.389	494.375	2.000	849.389	1698.777
PLc3	530.619	-1.418	0.000	0.000	0.000	530.619	0.000
PLc4	849.389	0.582	849.389	494.375	-2.000	849.389	-1698.777
PLc5	471.434	2.582	471.434	1217.259	-4.000	471.434	-1885.734
합 계			**2924.529**	**4247.405**		**7183.778**	**0.399**

Moy= **519.811** kN·m Ho= **0.000** kN

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시				충격고려시(모멘트)			
PLb1	=	749.762	kN	PLb1	=	778.456	kN
PLb2	=	569.418	kN	PLb2	=	591.433	kN
PLb3	=	385.749	kN	PLb3	=	400.931	kN
PLb4	=	204.090	kN	PLb4	=	212.517	kN
PLb5	=	20.774	kN	PLb5	=	22.370	kN
PLc1	=	431.15	kN	PLc1	=	477.73	kN
PLc2	=	653.50	kN	PLc2	=	730.70	kN
PLc3	=	237.33	kN	PLc3	=	265.31	kN
PLc4	=	107.39	kN	PLc4	=	120.23	kN
PLc5	=	-7.78	kN	PLc5	=	-7.78	kN

<3차현장자문회의 결과 반영>

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	749.762	2.582	749.762	1935.912	4.000	749.762	2999.047
PLb2	569.418	0.582	569.418	331.422	2.000	569.418	1138.836
PLb3	385.749	-1.418	0.000	0.000	0.000	385.749	0.000
PLb4	204.090	0.582	204.090	118.788	-2.000	204.090	-408.181
PLb5	20.774	2.582	20.774	53.639	-4.000	20.774	-83.096
PLc1	431.149	2.582	431.149	1113.244	4.000	431.149	1724.597
PLc2	653.498	0.582	653.498	380.360	2.000	653.498	1306.995
PLc3	237.327	-1.418	0.000	0.000	0.000	237.327	0.000
PLc4	107.390	0.582	107.390	62.505	-2.000	107.390	-214.780
PLc5	-7.784	2.582	-7.784	-20.100	-4.000	-7.784	31.138
합 계			**2403.827**	**3760.938**		**3351.373**	**6494.556**

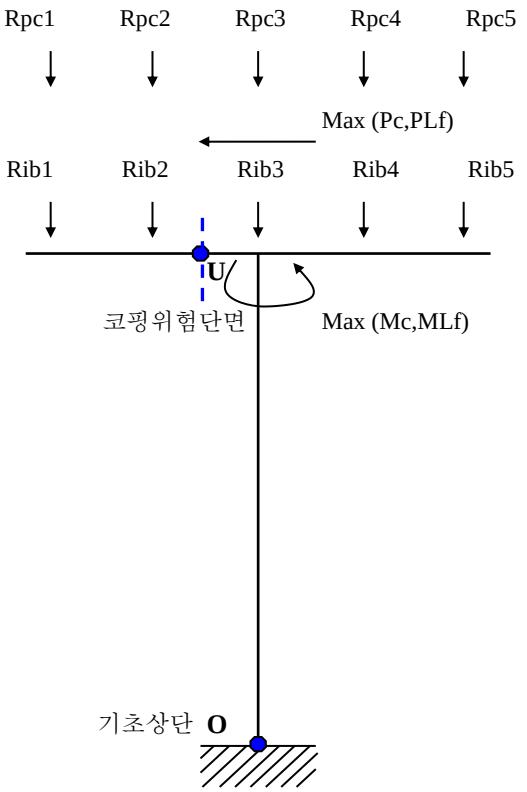
Moy= **302.352** kN·m Ho= **0.000** kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	778.456	2.582	778.456	2010.001	4.000	778.456	3113.823
PLb2	591.433	0.582	591.433	344.236	2.000	591.433	1182.867
PLb3	400.931	-1.418	0.000	0.000	0.000	400.931	0.000
PLb4	212.517	0.582	212.517	123.693	-2.000	212.517	-425.033
PLb5	22.370	2.582	22.370	57.761	-4.000	22.370	-89.482
PLc1	477.732	2.582	477.732	1233.521	4.000	477.732	1910.926
PLc2	730.696	0.582	730.696	425.292	2.000	730.696	1461.391
PLc3	265.310	-1.418	0.000	0.000	0.000	265.310	0.000
PLc4	120.229	0.582	120.229	69.978	-2.000	120.229	-240.458
PLc5	-7.784	2.582	-7.784	-20.100	-4.000	-7.784	31.138
합 계			**2578.316**	**4013.050**		**3591.889**	**6945.172**

Moy= **259.906** kN·m Ho= **0.000** kN

3-1) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-1) : 복선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (복선)

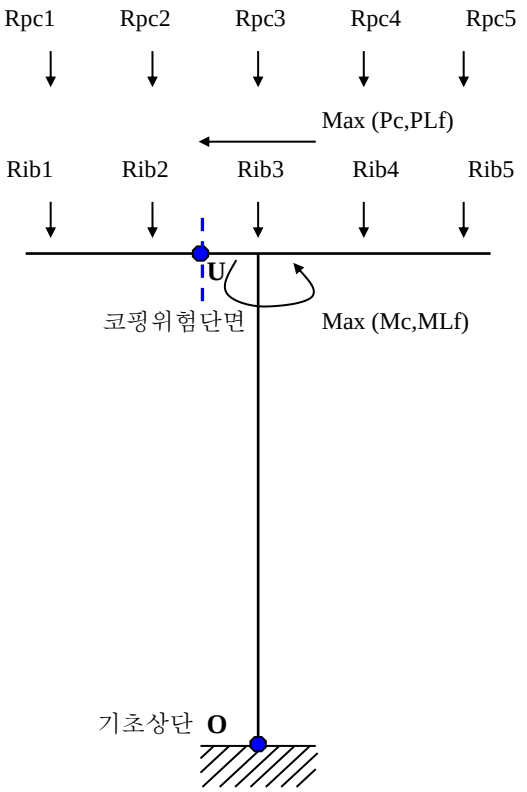
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf,Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf,Mc)	=	0.000	kN·m

Rib1	=	0.000	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	0.000	kN
Rpc1	=	0.000	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	0.000	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rib1	0.000	2.582	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Rib2	0.000	0.582	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Rib3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rib4	0.000	0.582	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Rib5	0.000	2.582	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
Rpc1	0.000	2.582	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Rpc2	0.000	0.582	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Rpc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rpc4	0.000	0.582	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Rpc5	0.000	2.582	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
PLf	**0.000**	-	-	-	11.225	-	0.000
합 계			**0.000**	**0.000**		**0.000**	**0.000**

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

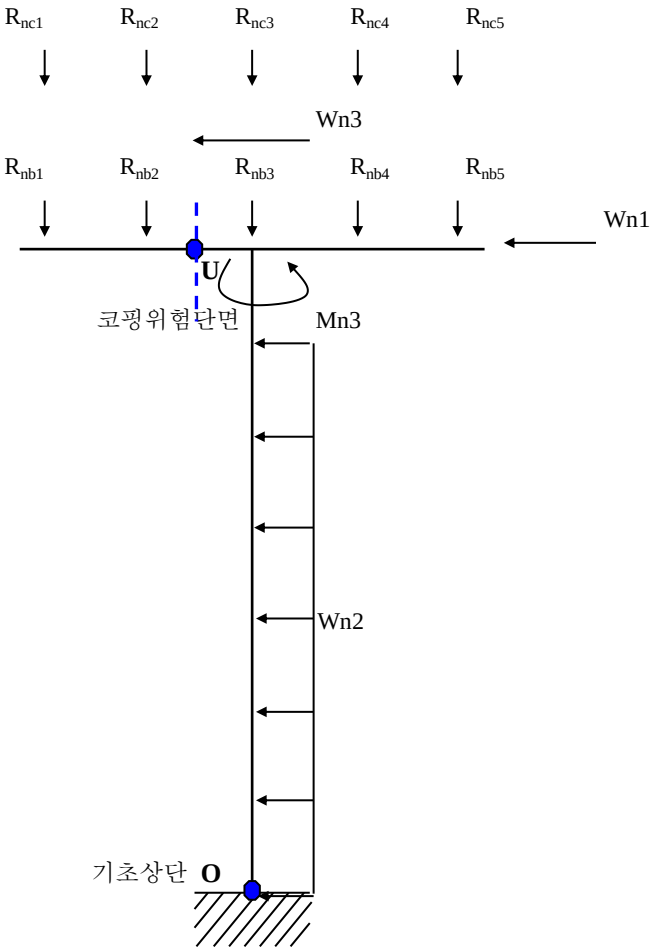
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf,Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf,Mc)	=	0.000	kN·m

Rib1	=	0.000	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	0.000	kN
Rpc1	=	0.000	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	0.000	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	0.000	2.582	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Pbd2	0.000	0.582	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.582	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Pbd5	0.000	2.582	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
Pcd1	0.000	2.582	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Pcd2	0.000	0.582	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.582	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Pcd5	0.000	2.582	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
PLf	**0.000**	-	-	-	11.225	-	0.000
합 계			**0.000**	**0.000**		**0.000**	**0.000**

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

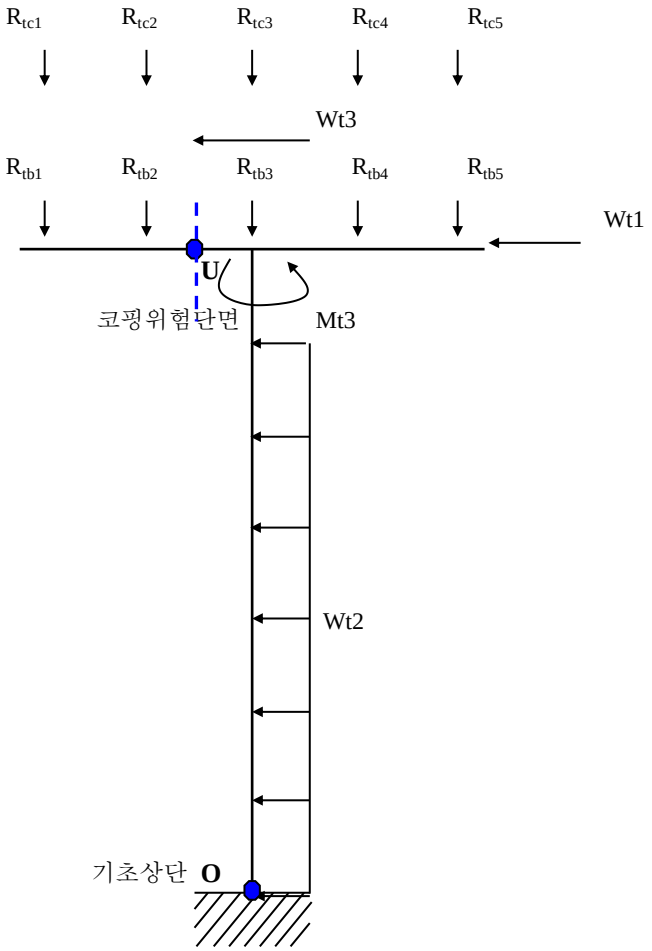


Wn1	=	36.000	kN
Wn2	=	5.760	kN/m
Wn3b	=	383.478	kN
Wn3c	=	197.978	kN
Mn3	=	1895.476	kN·m

Rnb1	=	128.273	kN
Rnb2	=	64.137	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	-64.137	kN
Rnb5	=	-128.273	kN
Rnc1	=	61.274	kN
Rnc2	=	30.637	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	-30.637	kN
Rnc5	=	-61.274	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	128.273	2.582	128.273	331.207	4.000	128.273	513.094
Rnb2	64.137	0.582	64.137	37.330	2.000	64.137	128.273
Rnb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	-64.137	0.582	-64.137	-37.330	-2.000	-64.137	128.273
Rnb5	-128.273	2.582	-128.273	-331.207	-4.000	-128.273	513.094
Rnc1	61.274	2.582	61.274	158.212	4.000	61.274	245.097
Rnc2	30.637	0.582	30.637	17.832	2.000	30.637	61.274
Rnc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	-30.637	0.582	-30.637	-17.832	-2.000	-30.637	61.274
Rnc5	-61.274	2.582	-61.274	-158.212	-4.000	-61.274	245.097
Wn1	**36.00**	-	-	-	11.225	-	404.100
Wn2	**40.32**	-	-	-	3.500	-	141.120
Wn3	**581.46**	-	-	-	11.225	-	6526.844
합 계	**657.776**		**284.321**	**544.581**		**0.000**	**8967.540**

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

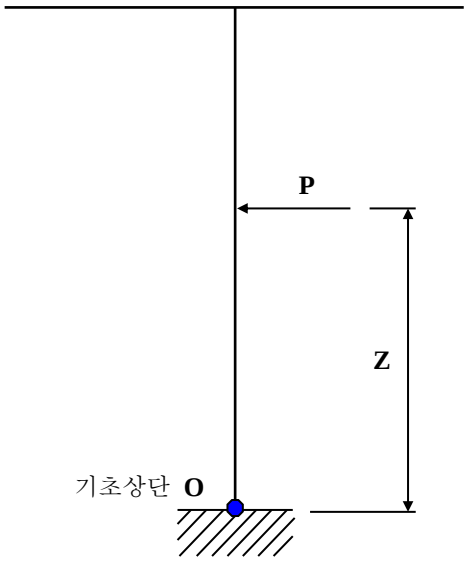


Wt1	=	18.000	kN
Wt2	=	2.880	kN/m
Wt3b	=	262.841	kN
Wt3c	=	138.473	kN
Mt3	=	1156.500	kN·m

Rtb1	=	115.650	kN
Rtb2	=	57.825	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	-57.825	kN
Rtb5	=	-115.650	kN
Rtc1	=	57.466	kN
Rtc2	=	28.733	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	-28.733	kN
Rtc5	=	-57.466	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	115.650	2.582	115.650	298.613	4.000	115.650	462.600
Rtb2	57.825	0.582	57.825	33.656	2.000	57.825	115.650
Rtb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	-57.825	0.582	-57.825	-33.656	-2.000	-57.825	115.650
Rtb5	-115.650	2.582	-115.650	-298.613	-4.000	-115.650	462.600
Rtc1	57.466	2.582	57.466	148.380	4.000	57.466	229.865
Rtc2	28.733	0.582	28.733	16.724	2.000	28.733	57.466
Rtc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	-28.733	0.582	-28.733	-16.724	-2.000	-28.733	57.466
Rtc5	-57.466	2.582	-57.466	-148.380	-4.000	-57.466	229.865
Wt1	**18.00**	-	-	-	11.225	-	202.050
Wt2	**20.16**	-	-	-	3.500	-	70.560
Wn3	**401.31**	-	-	-	11.225	-	4504.750
합 계	**439.474**		**259.674**	**497.373**		**0.000**	**6508.523**

6) 유 수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	3.500	m

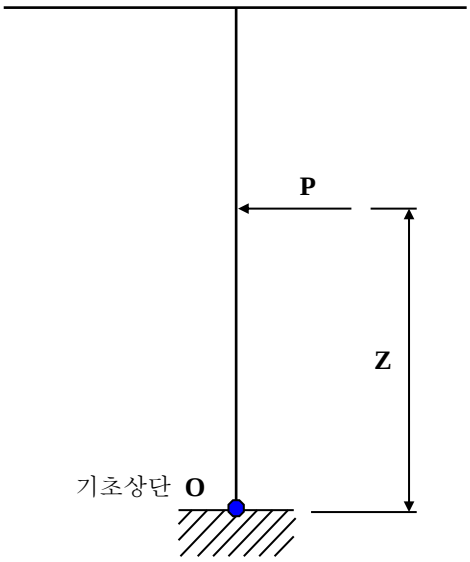
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 0.000 × 3.500 = **0.000** kN·m

Ho= **0.000** kN

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	5.300	m

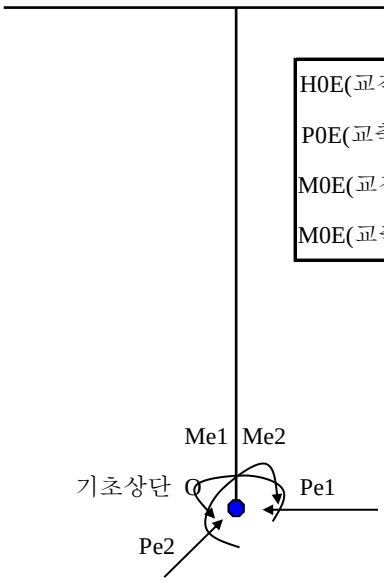
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 1000.000 × 5.300 = **5300.000** kN·m

Ho= **1000.000** kN

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년

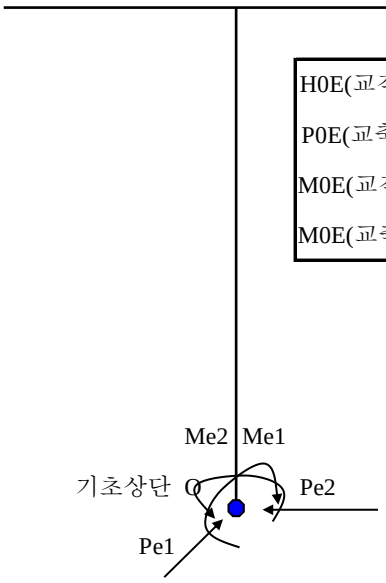


H0E(교직)	=	1959.721	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	25064.056	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	312.938	kN
R_{EB2}	=	156.469	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	-156.469	kN
R_{EB5}	=	-312.938	kN
R_{EC1}	=	66.805	kN
R_{EC2}	=	33.402	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	-33.402	kN
R_{EC5}	=	-66.805	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	312.938	2.582	312.938	808.019	-	-	-
REB2	156.469	0.582	156.469	91.071	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-156.469	0.582	-156.469	-91.071	-	-	-
REB5	-312.938	2.582	-312.938	-808.019	-	-	-
REC1	66.805	2.582	66.805	172.492	-	-	-
REC2	33.402	0.582	33.402	19.441	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-33.402	0.582	-33.402	-19.441	-	-	-
REC5	-66.805	2.582	-66.805	-172.492	-	-	-
He1	**1959.721**	-	-	-	-	-	**25064.056**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**569.614**	**1091.022**			

9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



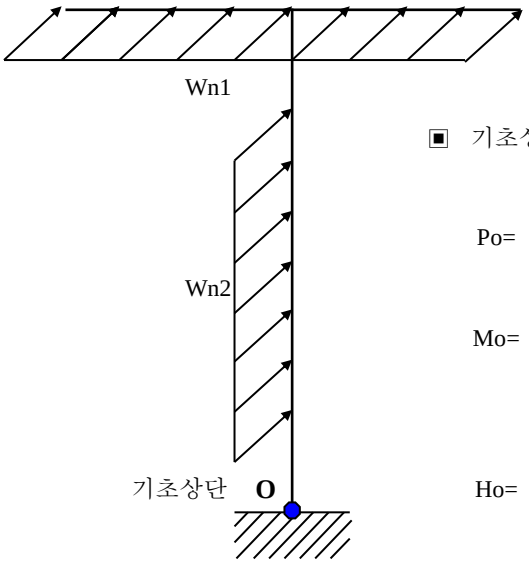
H0E(교직)	=	4813.350	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	61560.840	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	768.621	kN
R_{EB2}	=	384.310	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	-384.310	kN
R_{EB5}	=	-768.621	kN
R_{EC1}	=	164.081	kN
R_{EC2}	=	82.041	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	-82.041	kN
R_{EC5}	=	-164.081	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	768.621	2.582	768.621	1984.607	-	-	-
REB2	384.310	0.582	384.310	223.683	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-384.310	0.582	-384.310	-223.683	-	-	-
REB5	-768.621	2.582	-768.621	-1984.607	-	-	-
REC1	164.081	2.582	164.081	423.664	-	-	-
REC2	82.041	0.582	82.041	47.751	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-82.041	0.582	-82.041	-47.751	-	-	-
REC5	-164.081	2.582	-164.081	-423.664	-	-	-
He1	**4813.350**	-	-	-	-	-	**61560.840**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**1399.053**	**2679.704**			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



Wn1	=	10.020	kN/m
Wn2	=	5.760	kN/m

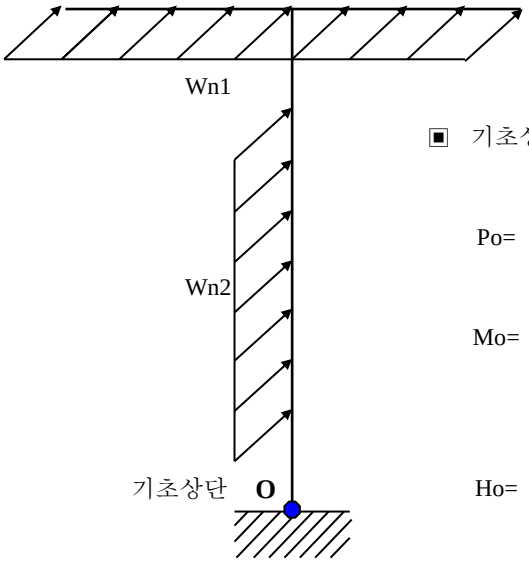
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = **0.000** kN

Mo= 100.200 × 9.000 +
40.320 × 3.500 = **1042.920** kN·m

Ho= = **140.5200** kN

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



Wn1	=	5.010	kN/m
Wn2	=	2.880	kN/m

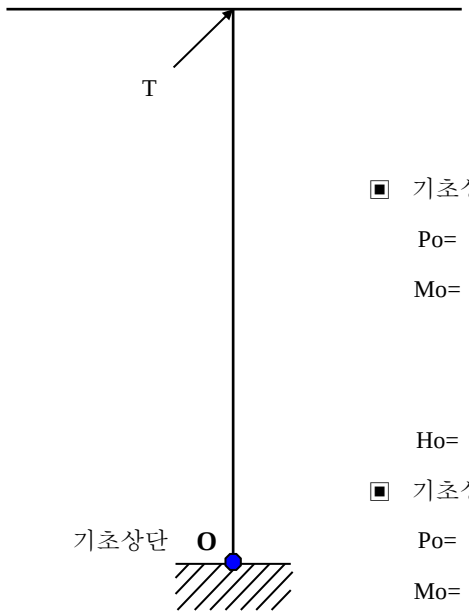
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = **0.000** kN

Mo= 50.100 × 9.000 +
20.160 × 3.500 = **521.460** kN·m

Ho= = **70.2600** kN

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f복선}$	=	950.000	kN
$T_{m복선}$	=	662.500	kN
$T_{f단선}$	=	500.000	kN
$T_{m단선}$	=	412.500	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

Po= **0.000** kN

Mo= 950.000 × 11.500 +

662.500 × 11.900

= **18808.750** kN·m

Ho= **1612.50** kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

Po= **0.000** kN

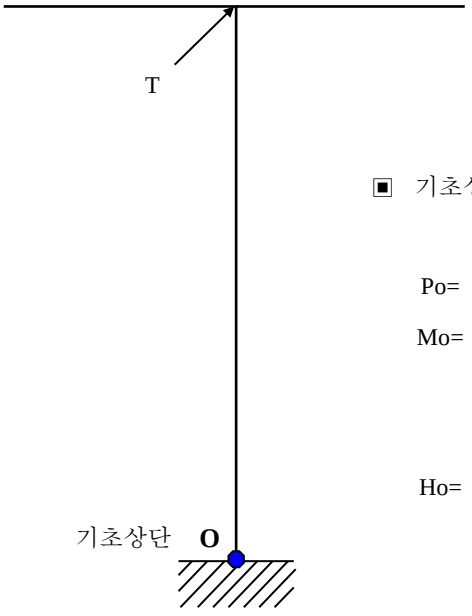
Mo= 500.000 × 11.500 +

412.500 × 11.900

= **10658.750** kN·m

Ho= **912.50** kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	269.580	kN
T_m	=	149.700	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

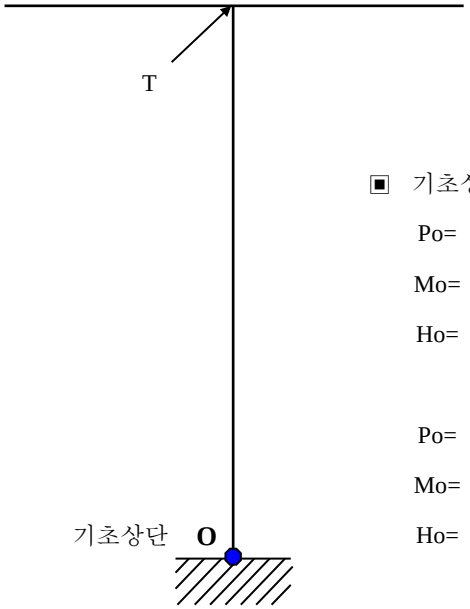
Mo= 269.580 × 11.500 +

149.700 × 11.900

= **4881.600** kN·m

Ho= **419.280** kN

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	1572.435	kN
시제동하중 작용시	=	1224.147	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 1572.435 × 11.500 = **18083.003** kN·m

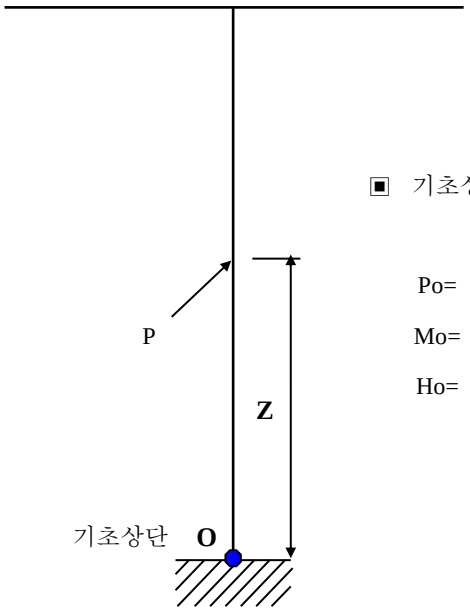
Ho= **1572.435** kN

Po= **0.000** kN

Mo= 1224.147 × 11.500 = **14077.694** kN·m

Ho= **1224.147** kN

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	5.300	M

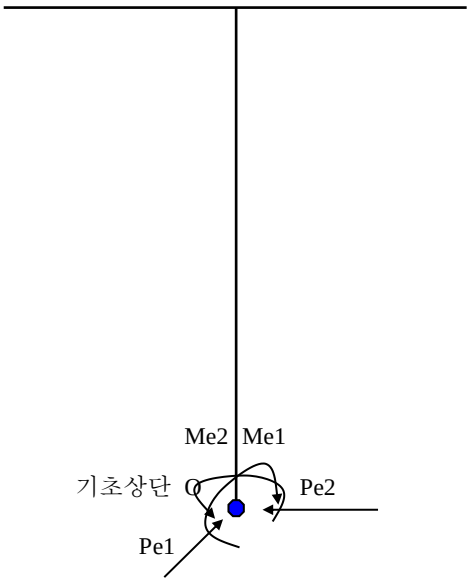
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 500.000 × 5.300 = **2650.000** kN·m

Ho= **500.000** kN

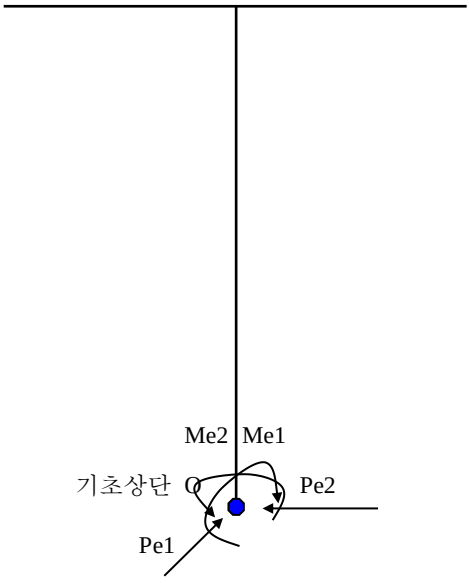
7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	**0.000**	kN	Pe2=	**0.000**	kN
He1=	**2913.832**	kN·m	He2=	**0.000**	kN·m
Me1=	**31699.829**	kN	Me2=	**0.000**	kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	**0.000**	kN	Pe2=	**0.000**	kN
He1=	**7156.780**	kN·m	He2=	**0.000**	kN·m
Me1=	**77859.230**	kN	Me2=	**0.00**	kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		9,214	11,073	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	2,727	3,978	
		충격 고려시	2,925	4,247	
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	2,404	3,761	
		충격 고려시	2,578	4,013	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	
Load Case 3-2		단 선	-	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		284	545	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		260	497	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		570	1,091	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,399	2,680	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	12,138	15,320	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	11,792	15,086	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	9,498	11,618	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	12,398	15,818	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	12,052	15,583	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	12,138	15,320	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	11,792	15,086	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	9,498	11,618	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중(100)	지진하중(1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	**17,849**	**22,806**	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	**17,209**	**22,373**	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	**19,422**	**24,513**	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	**18,868**	**24,138**	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	**16,533**	**20,895**	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	**16,049**	**20,567**	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	**12,823**	**15,684**	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	**16,884**	**21,566**	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	**16,399**	**21,238**	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	**16,533**	**20,895**	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	**16,049**	**20,567**	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	**11,398**	**13,941**	
comb 23	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	1.00		**12,091**	**15,775**	운행성
comb 24	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-		1.00	**12,921**	**17,363**	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.96=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교직방향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	19,413	-	2,956
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	6,703	0	605
			충격 고려시	-	-	7,184	0	520
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,351	6,495	302
			충격 고려시	-	-	3,592	6,945	260
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		658	-	-	8,968	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		439	-	-	6,509	-
교직방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	5,300	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,960	-	-	25,064	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		4,813	-	-	61,561	-
교축방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	141	-	-	1,043
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	70	-	-	521
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	1,613	-	-	18,809
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	913	-	-	10,659
	L.C 13	장대레일종하중		-	419	-	-	4,882
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	1,572	-	-	18,083
			시제동하중 작용	-	1,224	-	-	14,078
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,650
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	2,914	-	-	31,700
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	7,157	-	-	77,859

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비 고
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	**26,597**	**-**	**0**	**-**	**3,475**	
combo 2	**23,005**	**-**	**6,945**	**-**	**3,215**	
combo 3	**26,597**	**-**	**0**	**1,572**	**21,558**	
combo 4	**23,005**	**-**	**6,945**	**1,572**	**21,298**	
combo 5	**19,413**	**658**	**8,968**	**1,713**	**22,081**	
combo 6	**26,597**	**439**	**6,509**	**3,326**	**41,765**	
combo 7	**23,005**	**439**	**13,454**	**2,626**	**33,355**	
combo 8	**26,597**	**1,000**	**5,300**	**500**	**6,125**	
combo 9	**23,005**	**1,000**	**12,245**	**500**	**5,865**	
combo 10	**19,413**	**1,658**	**14,268**	**641**	**6,648**	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직 , 교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중 (100)	교축직각지진하중 (1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중 (100)	교축방향지진하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.96=(1/(1+충격계수))

<3차현장자문회의 결과 반영>

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 11	**39,498**	**-**	**1**	**-**	**4,952**	철설기 8.3.1	
comb 12	**32,853**	**-**	**12,849**	**-**	**4,471**	철설기 8.3.1	
comb 13	**42,555**	**-**	**1**	**-**	**5,561**	철설기 8.3.2	
comb 14	**36,808**	**-**	**11,112**	**-**	**5,145**	철설기 8.3.2	
comb 15	**36,265**	**-**	**1**	**2,123**	**29,130**	철설기 8.3.3	
comb 16	**31,236**	**-**	**9,723**	**2,123**	**28,766**	철설기 8.3.3	
comb 17	**26,208**	**888**	**12,106**	**2,312**	**29,810**	철설기 8.3.4	
comb 18	**36,265**	**593**	**8,787**	**4,592**	**57,593**	철설기 8.3.5	
comb 19	**31,236**	**593**	**18,510**	**3,612**	**45,819**	철설기 8.3.5	
comb 20	**36,265**	**1,350**	**7,156**	**675**	**8,295**	철설기 8.3.7	
comb 21	**31,236**	**1,350**	**16,878**	**675**	**7,931**	철설기 8.3.7	
comb 22	**23,296**	**1,989**	**17,121**	**769**	**7,978**	철설기 8.3.8	
comb 23	**22,861**	**-**	**6,667**	**2,914**	**34,905**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 24	**22,861**	**1,960**	**31,731**	**-**	**3,205**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 25	**22,861**	**-**	**6,667**	**7,157**	**81,064**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 26	**22,861**	**4,813**	**68,228**	**-**	**3,205**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중,최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.96=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 27	**28,820**	-	**1**	-	**3,326**	철설기 8.3.1	
comb 28	**22,175**	-	**12,849**	-	**2,845**	철설기 8.3.1	
comb 29	**27,025**	-	**1**	-	**3,196**	철설기 8.3.2	
comb 30	**21,278**	-	**11,112**	-	**2,780**	철설기 8.3.2	
comb 31	**25,588**	-	**1**	**2,123**	**27,504**	철설기 8.3.3	
comb 32	**20,559**	-	**9,723**	**2,123**	**27,140**	철설기 8.3.3	
comb 33	**15,530**	**888**	**12,106**	**2,312**	**28,184**	철설기 8.3.4	
comb 34	**25,588**	**593**	**8,787**	**4,592**	**55,967**	철설기 8.3.5	
comb 35	**20,559**	**593**	**18,510**	**3,612**	**44,194**	철설기 8.3.5	
comb 36	**25,588**	**1,350**	**7,156**	**675**	**6,670**	철설기 8.3.7	
comb 37	**20,559**	**1,350**	**16,878**	**675**	**6,306**	철설기 8.3.7	
comb 38	**17,472**	**1,989**	**17,121**	**769**	**7,091**	철설기 8.3.8	
comb 39	**22,861**	-	**6,667**	**2,914**	**34,905**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 40	**22,861**	**1,960**	**31,731**	-	**3,205**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 41	**22,861**	-	**6,667**	**7,157**	**81,064**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 42	**22,861**	**4,813**	**68,228**	-	**3,205**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중(충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

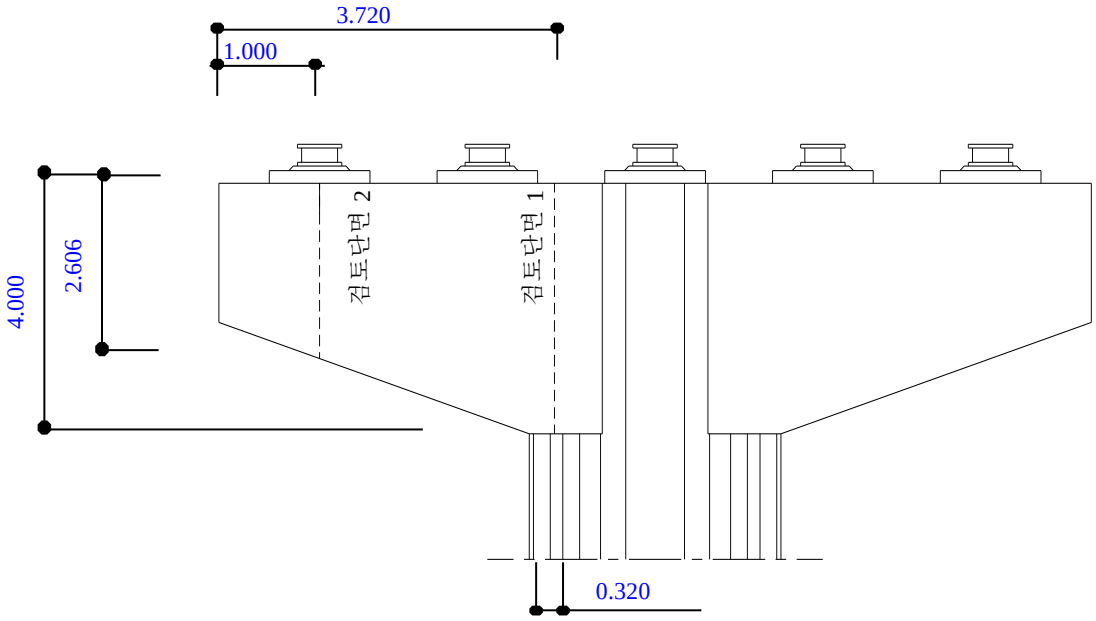
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고	
combo 43	**26,116**	**-**	**0**	**-**	**3,560**	철설기 8.3.1	
combo 44	**22,764**	**-**	**6,495**	**-**	**3,258**	철설기 8.3.1	
combo 45	**26,116**	**-**	**0**	**1,572**	**21,643**	철설기 8.3.3	
combo 46	**22,764**	**-**	**6,495**	**1,572**	**21,341**	철설기 8.3.3	
combo 47	**19,413**	**658**	**8,968**	**1,713**	**22,081**	철설기 8.3.4	
combo 48	**26,116**	**439**	**6,509**	**3,326**	**41,850**	철설기 8.3.5	
combo 49	**22,764**	**439**	**13,003**	**2,626**	**33,397**	철설기 8.3.5	
combo 50	**26,116**	**1,000**	**5,300**	**500**	**6,210**	철설기 8.3.7	
combo 51	**22,764**	**1,000**	**11,795**	**500**	**5,908**	철설기 8.3.7	
combo 52	**19,413**	**1,789**	**16,061**	**669**	**6,857**	철설기 8.3.8	
combo 53	**22,764**	**-**	**6,495**	**2,914**	**34,958**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
combo 54	**22,764**	**1,960**	**31,559**	**-**	**3,258**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
combo 55	**22,764**	**-**	**6,495**	**7,157**	**81,117**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
combo 56	**22,764**	**4,813**	**68,055**	**-**	**3,258**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	**comb 4**	**15,818**	
계수하중	최대모멘트	**comb 13**	**24,513**	
	최대전단력	**comb 13**	**19,422**	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3,000	4,000	3,800	200	24,513	19,422	15,818

Ln= 5440.00 mm Ln/D = 5440.00 / 3800.00 = 1.432 < 4

∴DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	32	-	23	EA	=	18,267	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	32	-	23	EA	=	18,267	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	32	-	23	EA	=	18,267	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 54799.800 mm^2 [사용률 3.020]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 286.535 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03026 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 18145.144 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 = 456,276 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 39,900 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 24,194 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **OK!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 286.535 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 68131.992 kN · mm

ΦMn > Mu (= 24512.678 kN · m) [사용률 = 2.779] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 3000.0 × 3800.00 / 1000 = 8845.72 kN

ΦVc= 8845.72 < Vu = 19421.597 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

ΦVmax = Φ · 5 · (√fck / 6) · bw · d = 44228.597 kN > 19421.597 kN ∴ **O.K!!**

- 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : Av, 간격 : Sv ⇒ Av_{min} = 0.0025×b×Sv , Sv≤ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : Ah, 간격 : Sh ⇒ Av_{min} = 0.0015×b×Sh , Sh≤ (d/5, 300mm)

Vu = ΦVn = Φ(Vc + Vs)

Sv = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ **O.K**

d /5 = 3800.0 / 5 = 760 mm

H 19 사용, Av = 6 × 287 = 1,719 mm^2 ≥ 0.0025×b×Sv ∴ **O.K**

0.0025×b×Sv = 0.0025 × 3000 × 200 = 1,500 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200** mm 로 배근

Sh = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ **O.K**

d /5 = 3800.0 / 5 = 760.000 mm

H 22 사용, Ah = 6 × 387.100 = 2322.600 mm^2 ≥ 0.0015×b×Sh ∴ **O.K**

0.0015×b×Sh = 0.0015 × 3000 × 200.00 = 900.000 mm^2

∴ **H22 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

ΦVs = Φ {Av / S1 × (1+ln/d) / 12 + Ah / S2 × (11-ln/d)/12} fy × d = 14213.884 kN

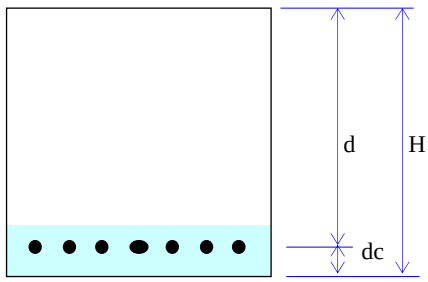
- 전단강도검토

Vu = 19421.597 kN < Φ(Vc + Vs) = 8845.72 + 14213.884 = 23059.603 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	4,000	mm,	B =	3,000	mm ,
d =	3,800	mm,	dc =	200	mm ,
Mo =	15,818	kN· m,	As =	54,800	mm^2
N =	23		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 866 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 82 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 85 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 32 / 2 = 84 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 716 mm

최외단철근 평균배근간격; 3000 / 23 = 130.4 mm < 716 mm **O.K!!**

6.2 지점부 (corbel 검토)

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3000.00	4000.00	3800.00	200.00	24512.678	19421.597	15817.796

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

Vu = 19421.597 kN

Mu = 24512.678 kN·m

나) corbel 판정

a = Mu / Vu = 24512.678 / 19421.597 = 1.262 m

d = 4.000 - 0.200 = 3.800 m

a / d = 1.262 / 3.800 = 0.332 < 1.0 ∴ **corbel로 검토**

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 19421.597 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 19421.597 = 3884.319 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 24512.678 + 3884.319 × (4.000 - 3.800)

= 25289.542 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n_max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \;,\; 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3{,}000 \times 3{,}800 = 68{,}400$ kN

$\le 5.6 \times 3{,}000 \times 3{,}800 = 63{,}840$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 63840.00 = 47880.000$ kN

$\Phi V_{n_max} = 47{,}880$ kN $>$ $V_u = 19{,}422$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 19{,}421{,}597 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 46{,}242$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 25{,}290$ kN·m

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\, d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)\,]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{110}{0.005} = 21{,}104 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 3{,}884$ kN

$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 3{,}884 / (0.75 \times 400)$

$= 12947.730$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 21104 + 12948 = 34,051 ㎟

$\geq$ 2/3 46242 + 12948 = 43,776 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400 × 3000 × 3800 = 34,200 ㎟

$\therefore$ A_s = 43,776 ㎟

Use As (1단) :	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 54799.800 mm^2 [사용률 1.252]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

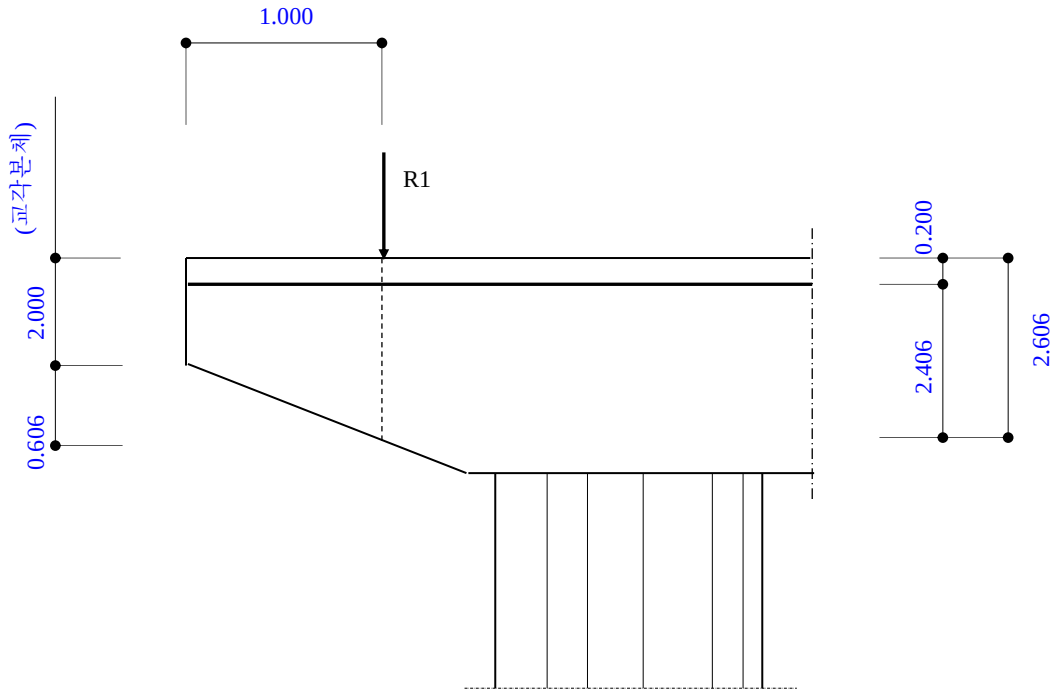
A_h = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (43,776 - 12,948)

= 15,414 ㎟

Use	**H**	**22**	-	**6**	EA	×	**12**	단	=	27,871 mm^2

$\therefore$ **O.K!!**

6.3 교좌부 (corbel 검토)



fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3000.00	2606.06	2406.06	200.00	324.048	4864.535	15817.796

1) 하중산정

가) 자중

W_{O1} = 2.000 × 1.000 × 3.000 × 24.500 = 147.000 kN

W_{O2} = 1/2 × 0.606 × 1.000 × 3.000 × 24.500 = 22.273 kN

∑ = 169.273 kN

M_{O1} = 147.000 × 0.500 = 73.500 kN.m

M_{O2} = 22.273 × 0.333 = 7.417 kN

∑ = 80.917 kN

나) 상부 고정하중

R_D = 2121.300 kN

다) 상부 활하중

R_D = 749.762 kN

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

V_u = 1.6 × 169.273 + 1.6 × 2121.300 + 1.6 × 749.762

= 4864.535 kN

M_u = 1.6 × 80.917

= 129.467 kN

2) 적용범위 검토

a = Mu / Vu = 129.467 / 4864.535 = 0.027 m

d = 2.606 - 0.200 = 2.406 m

a / d = 0.027 / 2.406 = 0.011 < 1 ∴ **corbel로 검토**

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 4864.535 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 4864.535 = 972.907 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 129.467 + 972.907 × (2.606 - 2.406)

= 324.048 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n_max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \;,\; 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3000.00 \times 2406.06 = 43309.091$ kN

$\le 5.6 \times 3000.00 \times 2406.06 = 40421.818$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 40421.82 = 30316.364$ kN

$\Phi V_{n_max} = 30316.364$ kN $>$ $V_u = 4864.535$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 4864535.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 11582.226$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 324.048$ kN·m

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\, d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)\,]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{2.202}{0.005} = 421.067 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 972.907$ kN

$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 972.907 / (0.75 \times 400)$

$= 3243.023$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 421.067 + 3243.023 = 3664.090 ㎟

$\geq$ 2/3 11582.226 + 3243.023 = 10964.507 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 3000.000 × 2406.061 = 21654.545 ㎟

$\therefore$ A_s = 21654.545 ㎟

Use As (1단) :	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 54799.800 mm^2 [사용률 2.531]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

A_h = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (21654.545 - 3243.023)

= 9205.761 ㎟

Use	**H**	**22**	-	**6**	EA	×	**8**	단	= 18580.800	mm^2

$\therefore$ **O.K!!**

7. 기 둥 설 계

7.1 단면력 집계

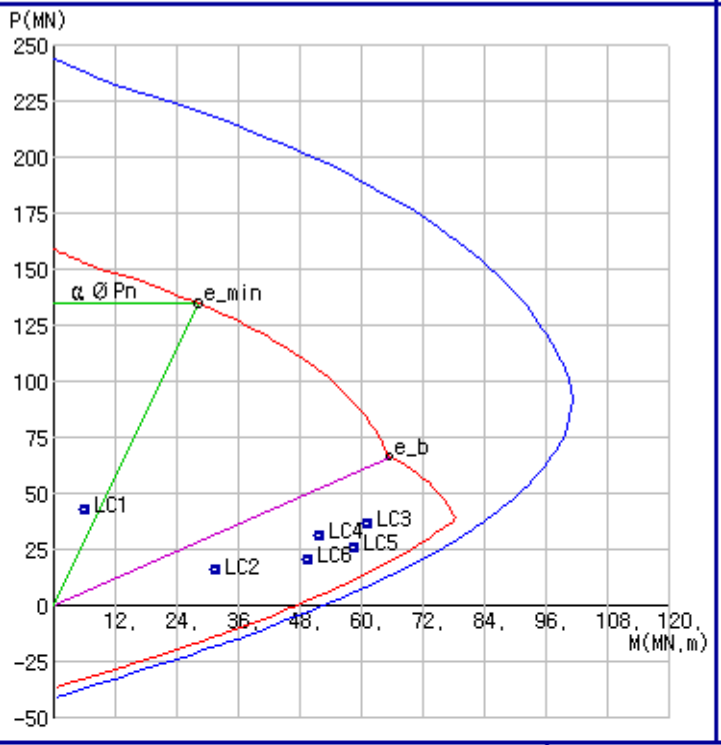
구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 13	42,555	0	0	5,561	1	Load case 1
	최소축력		comb 33	15,530	2,312	888	28,184	12,106	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 18	36,265	4,592	593	57,593	8,787	Load case 3
		교직방향	comb 19	31,236	3,612	593	45,819	18,510	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 34	25,588	4,592	593	55,967	8,787	Load case 5
		교직방향	comb 35	20,559	3,612	593	44,194	18,510	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	22,861	2,914	0	34,905	6,667	Load case 7
	교축직각방향		comb 24	22,861	0	1,960	3,205	31,731	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	22,861	7,157	0	81,064	6,667	Load case 9
	교축직각방향		comb 26	22,861	0	4,813	3,205	68,228	Load case 10
지 진 시 (소성설계)	교축방향 (R= ####		comb 25	22,861	7,157	0	68,169	5,607	Load case 11
	교축직각방향 (R= ####		comb 26	22,861	0	4,813	2,695	57,375	Load case 12

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ **P - M 상관도**

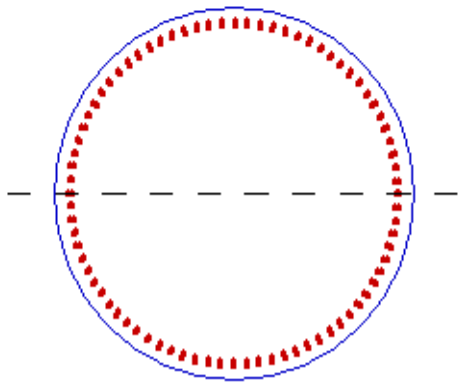
검토단면 : P1(상시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27520 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	5.147 E+12 mm⁴
Iy	=	5.147 E+12 mm⁴
Ag	=	8.042 E+06 mm²
Lu	=	11000.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.278 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 207.617 mm

ØP_min = 134575.600 KN

ØM_min = 27940.190 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 991.091 mm

ØPb = 65984.990 KN

ØMb = 65397.160 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 102784.000 mm²

▶ P1(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P1(상시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 30 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 27520 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.90

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3200.00 mm
철근 피복두께(d') : 139.50 mm
비지지 길이 (Lu) : 11000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 80ea = 51392.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 80ea = 51392.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 102784.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 42555.016 KN

계수모멘트(X) : Mux = 5560.517 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 5560.517 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 0.639 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 0.639 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.057
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.057

X축 확대모멘트 : δMux = 5878.808 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.676 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 5878.808 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.007 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 138.15 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.300 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.685 + 15813.422 + -11837.699 = 101206.408 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.274 + 16636.759 + 14226.099 = 100302.132 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65983.95 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65394.38 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.278 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 207039.416 KN
Mn = αPn × e_min = 42984.543 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 134575.615 KN ≥ Pu = 42555.016 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 27939.951 KN·m ≥ Mu = 5878.808 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15530.485 KN

계수모멘트(X) : Mux = 28184.405 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 28184.405 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 12106.178 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 12106.178 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.020
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.020

X축 확대모멘트 : δMux = 28752.531 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 12350.208 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 31292.741 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 23.245 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 2014.92 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.133 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.718 + 15817.555 + -11842.471 = 101205.803 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 16637.340 + 14228.507 = 100305.123 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.10 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65983.77 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65396.55 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1163.881 mm 로 가정하면...

e' = Mn/Pn = 2014.923 mm ≒ e = 2014.924 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004925 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 52715.117 + 11646.768 + -20991.529 = 43370.356 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 54212.111 + 14298.260 + 18877.580 = 87387.946 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00493
εy = 0.002 < εt = 0.00493 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.894
설계축하중강도 : ØPn = 38763.652 KN ≥ Pu = 15530.485 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 78105.790 KN·m ≥ Mu = 31292.741 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 36264.984 KN

계수모멘트(X) : Mux = 57593.024 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 57593.024 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8787.064 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8787.064 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.048
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.048

X축 확대모멘트 : δMux = 60378.867 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 9212.105 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 61077.578 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 8.675 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 1684.20 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.167 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.720 + 15814.117 + -11839.155 = 101205.682 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 16637.080 + 14227.444 = 100303.800 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.09 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65984.69 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65396.68 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1308.78 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1684.203 mm ≒ e = 1684.203 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 61953.867 + 12611.261 + -19238.796 = 55326.331 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 59441.180 + 15014.890 + 18724.679 = 93180.748 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00405
εy = 0.002 < εt = 0.00405 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.821
설계축하중강도 : ØPn = 45405.577 KN ≥ Pu = 36264.984 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 76472.190 KN·m ≥ Mu = 61077.578 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 31236.339 KN

계수모멘트(X) : Mux = 45819.156 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m

Mux.s = 45819.156 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 18509.746 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 18509.746 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.041
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.041

X축 확대모멘트 : δMux = 47715.439 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 19275.795 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 51461.824 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 21.997 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 1647.50 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.300 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.685 + 15815.116 + -11839.168 = 101206.634 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.274 + 16636.943 + 14226.445 = 100302.661 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65983.32 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65393.96 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1328.453 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1647.498 mm ≒ e = 1647.499 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 63220.619 + 12734.447 + -18992.938 = 56962.128 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 60071.485 + 15099.297 + 18674.231 = 93845.012 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00394
εy = 0.002 < εt = 0.00394 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.812
설계축하중강도 : ØPn = 46253.426 KN ≥ Pu = 31236.339 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 76202.444 KN·m ≥ Mu = 51461.824 KN·m ∴ O.K

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 25587.775 KN

계수모멘트(X) : Mux = 55967.493 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 55967.493 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8787.064 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8787.064 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.034
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.034

X축 확대모멘트 : δMux = 57850.821 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 9082.752 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 58559.490 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 8.923 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 2288.57 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.051 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.706 + 15813.840 + -11839.771 = 101204.776 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 16637.117 + 14228.468 = 100304.861 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.11 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65985.76 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65399.01 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1077.555 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2288.573 mm ≒ e = 2288.573 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 47361.757 + 11060.641 + -22037.866 = 36384.532 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 50664.059 + 13811.461 + 18793.142 = 83268.662 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00556
0.005 ≤ εt = 0.00556 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 32746.078 KN ≥ Pu = 25587.775 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 74941.793 KN·m ≥ Mu = 58559.490 KN·m ∴ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 20559.130 KN

계수모멘트(X) : Mux = 44193.625 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 44193.625 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 18509.746 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 18509.746 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9

Y축 세장비 : λy = 28.9

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 = 1.027

X축 확대모멘트 : δMux = 45380.650 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 19006.911 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 49200.265 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 22.726 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 2393.11 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.146 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.719 + 15813.704 + -11838.918 = 101205.505 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 16637.086 + 14227.547 = 100303.909 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.09 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65984.99 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65397.16 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1050.586 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2393.111 mm ≒ e = 2393.11 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00578 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 45707.708 + 10860.207 + -22354.065 = 34213.849 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 49489.263 + 13640.701 + 18747.560 = 81877.523 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00578
0.005 ≤ εt = 0.00578 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900

설계축하중강도 : ØPn = 30792.463 KN ≥ Pu = 20559.130 KN ∴ O.K

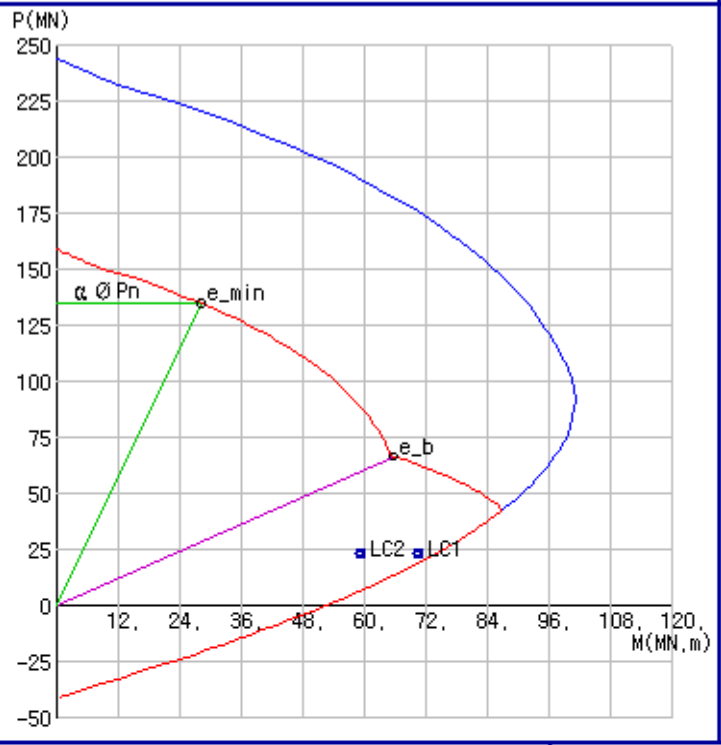
설 계 휨 강 도 : ØMn = 73689.769 KN·m ≥ Mu = 49200.265 KN·m ∴ O.K

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ **P - M 상관도**

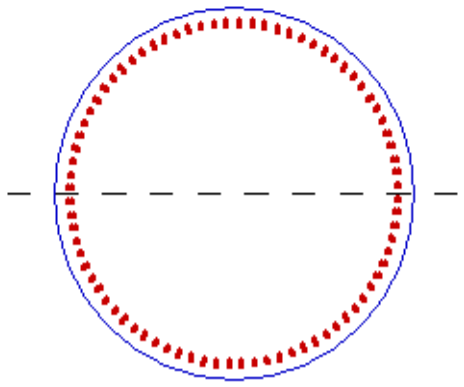
검토단면 : P1(지진시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27520 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	5.147 E+12 mm⁴
Iy	=	5.147 E+12 mm⁴
Ag	=	8.042 E+06 mm²
Lu	=	11000.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.278 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 207.610 mm

ØP_min = 134575.600 KN

ØM_min = 27939.300 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 991.097 mm

ØPb = 66053.810 KN

ØMb = 65465.760 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 102784.000 mm²

▶ P1(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P1(지진시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 30 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 27520 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 1.00

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3200.00 mm
철근 피복두께(d') : 139.50 mm
비지지 길이 (Lu) : 11000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 80ea = 51392.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 80ea = 51392.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 102784.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 22861.320 KN

계수모멘트(X) : Mux = 68169.243 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 68169.243 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 5606.778 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 5606.778 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.030
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.030

X축 확대모멘트 : δMux = 70211.425 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 5774.743 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 70448.505 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 4.702 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 3081.56 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.156 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.720 + 15813.654 + -11838.816 = 101205.558 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 16637.057 + 14227.448 = 100303.781 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.09 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6528
평 형 축 하 중 : ØPb = 66065.47 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65476.80 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 925.347 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 3081.559 mm ≒ e = 3081.559 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006969 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 38232.831 + 9943.679 + -23886.372 = 24290.138 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 43706.887 + 12795.163 + 18349.436 = 74851.485 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00697
0.005 ≤ εt = 0.00697 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 24290.138 KN ≥ Pu = 22861.320 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 74851.485 KN·m ≥ Mu = 70448.505 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 22861.320 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2695.194 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2695.194 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 57375.045 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 57375.045 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.030
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.030

X축 확대모멘트 : δMux = 2775.935 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 59093.860 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 59159.024 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 87.311 °

최 소 편 심 : e_min = 207.61 mm
작 용 편 심 : e = 2587.73 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.161 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.720 + 15825.451 + -11846.855 = 101209.316 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 16640.045 + 14228.957 = 100308.279 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.10 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6526

평 형 축 하 중 : ØPb = 66053.81 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65465.76 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1007.188 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2587.734 mm ≒ e = 2587.734 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006157 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 43082.116 + 10552.152 + -22893.078 = 30741.190 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 47547.145 + 13364.311 + 18638.583 = 79550.038 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00616
0.005 ≤ εt = 0.00616 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 30741.190 KN ≥ Pu = 22861.320 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 79550.038 KN·m ≥ Mu = 59159.024 KN·m ∴ O.K

7.3 소성힌지력 검토

7.3.1 기둥단면 환산

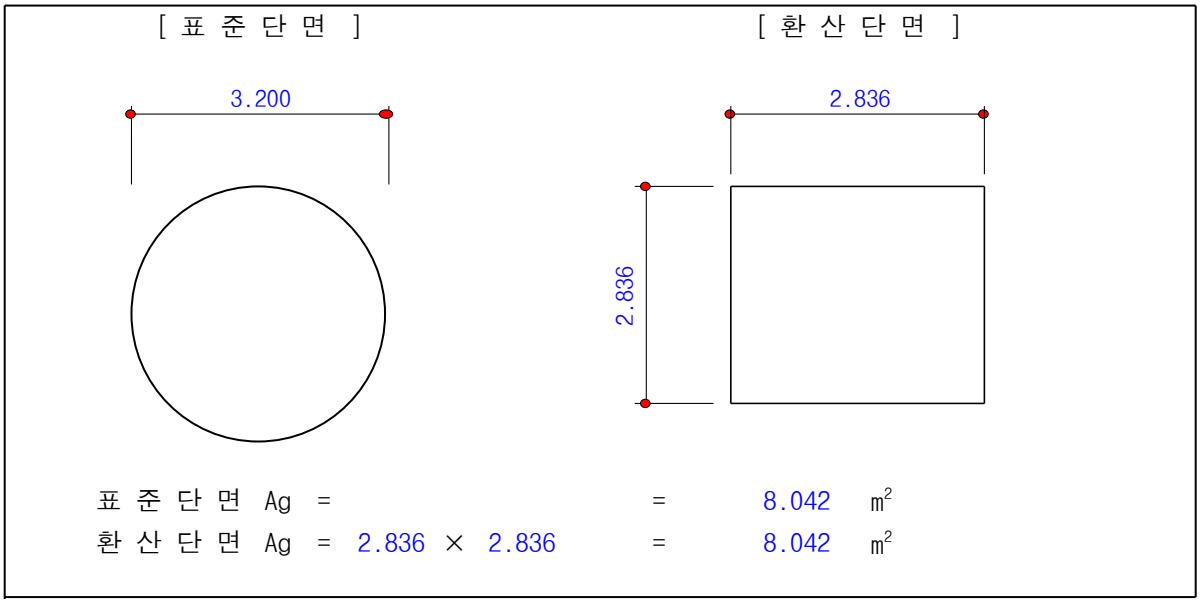


표 준 단 면 Ag = = 8.042 m^2

환 산 단 면 Ag = 2.836 × 2.836 = 8.042 m^2

7.3.2 철근단면 환산

1) 철근배근

∴ USE Ast = H 29 × 80 EA = 513.984 cm^2

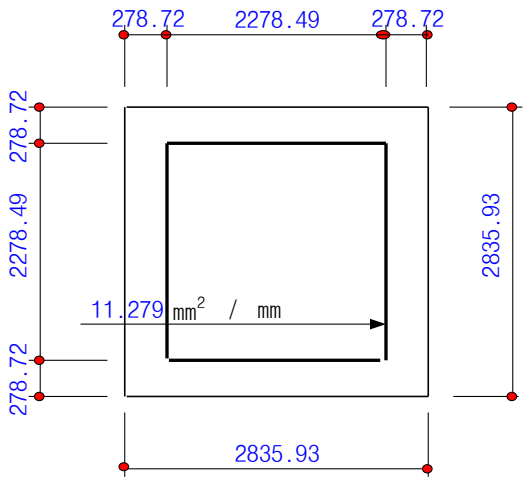
H 29 × 80 EA = 513.984 cm^2

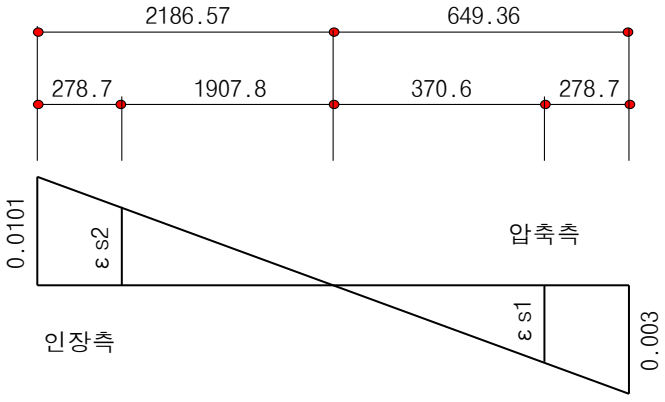
1027.968 cm^2

▶ **환산단면에 대한 철근배치**

환산단면의 중심선 길이 L = 2278.49 × 4 = 9113.9577 mm

As = 102796.8 / 9113.958 = 11.279 mm^2 / mm





7.3.3 공칭 휨강도 검토

▶ **기둥파괴시 변형율은 압축연단에서 0.003(압축)이고, 인장연단에서 0.010 (인장)으로 가정**

▶ **지진시 축력**

Pu = 22861.32 KN

▶ **압축연단에서 철근변형률(εs1)**

철근변형률(εs1) = 0.003 x 370.64 / 649.36 = 0.00171

(0.00171 + 0.000) / 2 = 0.00086

εs1 < εy = 400 / 200000 이므로 fs1 = εs1 x Es = 0.00171 x 200000 = 342.468 Mpa

fs1' = εs1' x Es = 0.00086 x 200000 = 171.234 Mpa

▶ **인장연단에서 철근변형률(εs2)**

철근변형률(εs2) = 0.01 x 1907.85 / 2186.57 = 0.00881

(0.00200 + 0.000) / 2 = 0.00100

εs1 > εy = 400 / 200000 = 0.002 이므로 fs2 = fy = 400.000 Mpa

fs2' = εs2' x Es = 0.00100 x 200000 = 200.000 Mpa

▶ **콘크리트 압축력(Fc)**

a =β1 x c = 0.836 x 585.54 = 489.51

Fc = a x b x (0.85 x fck) = 489.51 x 2835.93 x 0.85 x 30.0 = 35399.5 KN

인장 철근의 Fs2 = As x fs2 = 25699.08 x 400.000 = 10279.6 KN

33271.75 x 400.000 = 13308.7 KN

9765.50 x 200.000 = 1953.1 KN

계 = 25541.4 KN

Fc의 계산에서 압축철근이 차지하는 면적을 포함하기 때문에 계산되는 추가적인 힘을 상쇄하기 위해서
압축철근의 응력이 0.85fck만큼 줄어들면 되므로

Fs1 = As x (fs1 − 0.85fck) = 25699.08 x (342.47 − 0.85 x 30.0) = 8145.8 KN

0.00 x (342.47 − 0.85 x 30.0) = 0.0 KN

8360.92 x (171.23 − 0.85 x 30.0) = 1218.5 KN

계 = 9364.2 KN

▶ **공칭 축력(Pn)**

∑F =0 에서 Pn = 35399.5 + 9364.2 − 25541.4 ∴ Pn = 19222.3 KN

▶ **공칭 휨강도(Mn)**

∑M =0 에서 0 = − 19222.3 x 768.6 + Mn − 35399.5 x 404.6 −

(8145.8 x 370.6 + 0.0 x 0.0 + 1218.5 x 247.1)

− (10279.6 x 1907.8 + 13308.7 x 1170.4 + 1953.1 x 288.6)

∴ Mn = 68169.2 KN-m

▶ **최대소성힌지력(V)** 68169.2 / 11.000 x 1.309 = 8115.0 KN

▶ **탄성설계지진력(V)** (내진계산서 참조) = 7156.8 KN

7.3.4 소성힌지철근 검토

1) 소요응답수정계수

Rreq = Mel / ϕMn = 81064.3 / 68169.2 (ϕ = 1.0) = 1.189

2) 소요변위연성도(μ Δ)

▶ T = 1.6147 > 0.44 x 1.25 = 0.55 λ_{DR} = 1.0

μΔ = λ_{DR} x R_{req} = {(1 − 1 / R_{req}) x 1.25Ts / T + 1 / R_{req}} x Rreq = 1.189

3) 소요곡률연성도(μ ϕ)

μϕ = [μΔ −0.5 x { 0.7 + 0.75 x (h / Ls)] / { 0.13 x (1.1 + h / Ls)} = 4.038

4) 심부구속 횡방향 철근 Asp 산정(원형기둥)

$\rho s = \frac{4 \times Asp}{ds \times s}$, a = 150 mm

$Asp = \frac{\rho s \times ds \times s}{4}$ = 103.963 ㎟

ρs = 0.008 x α x β x fck / fyh + ɣ = 0.0010

α = 3 x (μϕ + 1) x Pu / (fck x Ag) + 0.8 x μϕ − 3.5 = 1.162

β = fy / 350 − 0.12 = 1.023

ɣ = 0.1 x (ρl − 0.01) = 0.00028

				Req As	
사용 철근량	H 25 × 1.0 ea	=	506.700 ㎟		
	H 25 × 0.0 ea	=	0.000 ㎟		
			506.700	> 103.963 ㎟	O.K

5) 전단설계

기둥에 발생하는 전단력 V = 7156.780 KN

Vn = Vc + Vs + Vp

Vc = k x √fck x Ae = 10572.1 KN

k = 0.3 − 0.1 x (μΔ − 2) = 0.30000

Vs = (π / 2) x Asp x fyh x Dc / s (원형기둥) = 6610.4 KN

= 6610.4 kN

Vp = 0.15 x Pu x h / Ls = 884.1 KN

Vn = Vc + Vs + Vp = 18066.6 KN

18066.6 KN > 7156.8 KN O.K

7.3.5 일반구간횡방향철근 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 7156.780 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3200}{2} - 140\right) = 929.8 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{3200}{2} + 929.783 = 2529.78 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 7156.780 / 1 = 7156.780 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 1/6 × √ 30.00 × 3200.0 × 2529.78 / 1000
= 7389.970 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 7389.970 KN > Vn = 7156.780 KN

1/2×Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d × 1/2 = 3694.985 KN < Vn = 7156.780 KN

∴ **최소전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 300.0 ㎜

· Req. As
- 0.35 bw s / fy = 840.00 ㎟ **(최소전단철근 필요시)**
- Vs s / (ϕv fy d) = 0.00 ㎟ **(전단철근 필요시)**

∴ USE Av = H 25 × 2 ea = 1013.400 ㎟

1013.400 ㎟ > 840.000 ㎟ O.K

7.3.6 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4 = 800.000
축방향 철근지름의 6배 = 174.000

중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수 = 3200.000
· 기둥 순높이의 1/6 = 1166.667
· 45 cm 이상 = 450.000

중 큰값이므로 3200 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

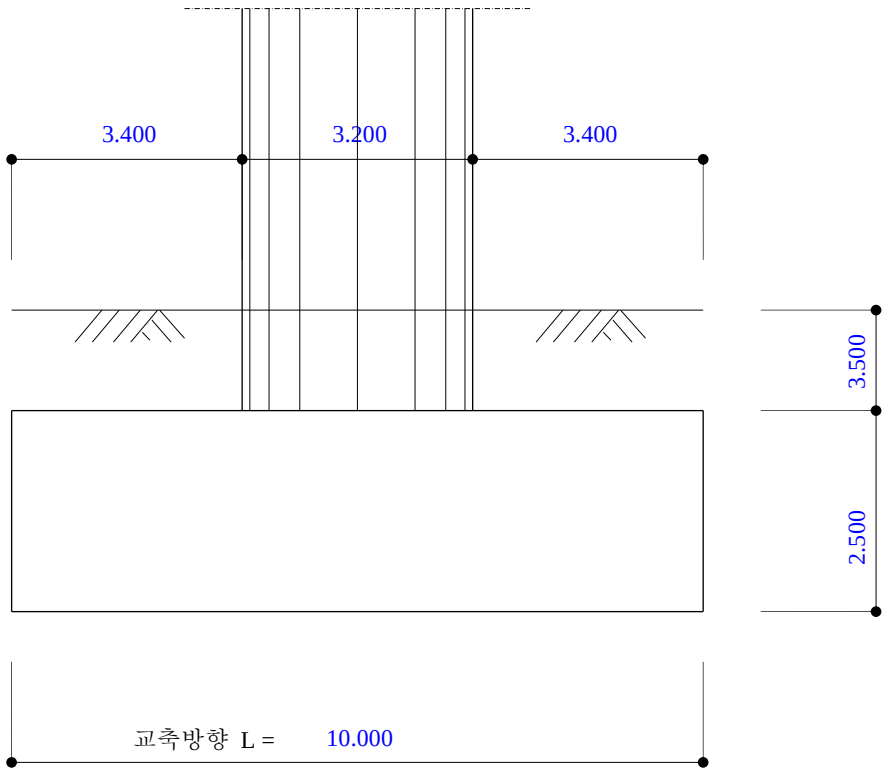
· 기둥치수의 0.5배이상연장 = 1600.000
· 38 cm 이상 = 380.000

중 큰값이므로 1600 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



교축직각방향 B = 10.000 m

가) 기초의 자중

	10.000	×	2.500	×	10.000	×	24.500	=	6125.000 kN
						∑		=	6125.000 kN

나) 흙의 자중

	10.000	×	3.500	×	10.000	×	19.000	=	6650.000 kN
-	π	×	3.200 ²/4	×	3.500	×	19.000	=	-534.825 kN
						∑		=	6115.175 kN

다) 기초, 흙의 자중

∑ V2 = 6125.000 + 6115.175 = 12240.18 kN

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 48	1000.000	26115.854	6508.922	
적 용	**combo 48**	**1000.000**	**26115.854**	**6508.922**	
평상시 최대모멘트	combo 52	1789.331	19413.107	16061.048	
적 용	**combo 52**	**1789.331**	**19413.107**	**16061.048**	
지진시	combo 56	4813.350	22764.480	68055.396	R= 1.0 적용

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 48	3326.187	26115.854	41849.718	
적 용	**combo 48**	**3326.187**	**26115.854**	**41849.718**	
평상시 최대모멘트	combo 48	3326.187	26115.854	41849.718	
적 용	**combo 48**	**3326.187**	**26115.854**	**41849.718**	
지진시	combo 55	7156.780	22764.480	81117.093	R= 1.0 적용

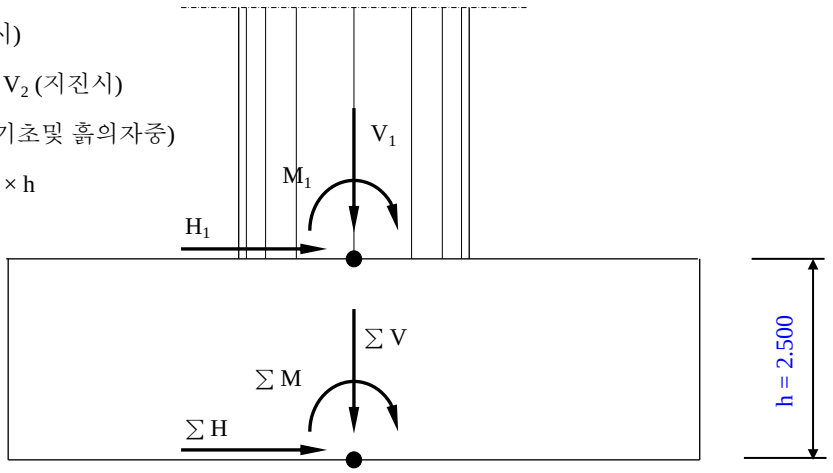
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$\sum H = H_1$ (평상시)

$\sum H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)

$\sum V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

$\sum M = M_1 + \sum H \times h$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	1000.000	38356.029	9008.922	0.235	
평상시 최대모멘트	1789.331	31653.282	20534.376	0.649	
지진시	4813.350	35004.655	80088.771	2.288	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	3326.187	38356.029	50165.186	1.308	
평상시 최대모멘트	3326.187	38356.029	50165.186	1.308	
지진시	7156.780	35004.655	99009.043	2.828	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$Qu = A' \times [\ \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma 1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq\ ]$

N = 50 (기초지반은 지질주상도 참조)

α=	1.0 + 0.3 B/L =	1.0	+	0.3	×	10.000	/	10.000	=	1.300	m
β=	0.5 - 0.1 B/L =	0.5	-	0.1	×	10.000	/	10.000	=	0.400	m

q = γ2 × Df = 14.0 × 6.000 = 84.000 kN/m²

Φ= 33.00 ° (지반조사 보고서 참조)

C = 250 kN/㎡ (지반조사 보고서 참조)

지지력계수 Nc = **48.34** Nq = **32.52** Nr = **32.23**

가) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭	B'=	B - 2eb =	10.000	- 2	×	0.649	=	8.703	m
	L'=	L - 2el =	10.000	- 2	×	1.308	=	7.384	m
유효재하면적	A' = B' × L'		=	8.703	×	7.384	=	64.263	m²

지반의 극한지지력

Qu = 64.263 × [1.300 × 250.000 × 48.340 + 0.400 × 14.0 × 8.703 × 32.23 + 84.000 × 32.515] = 1,286,051 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 1,286,051 / 3 = 428,684 kN

Qa = 428,684 kN > Vmax = 38,356 kN - O.K -

나) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 10.000 - 2 × 2.288 = 5.424 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 2.828 = 4.343 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 5.424 × 4.343 = 23.556 m²

지반의 극한지지력

Qu = 23.556 × [1.300 × 250.000 × 48.340 + 0.400 × 14.0 × 5.424 × 32.23 + 84.000 × 32.515] = 457,471 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 457,471 / 2 = 228,736 kN

Qa = 228,736 kN > Vmax = 35,005 kN - O.K -

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	1000.00 kN/m²	지진시 최대지반반력 -	1500.00 kN/m²

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 38356.029 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.235) / 10.000 }

qmax = 437.614 kN/m²

qmin = 329.507 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 31653.282 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.649) / 10.000 }

qmax = 439.739 kN/m²

qmin = 193.327 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.288 > B / 6 = 1.667

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B } , (e < B/6 일경우)

= 35004.655 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.288) / 10.000 }

= 830.579 , -130.486

q = 2∑V/Lx , (e > B/6 일경우)

= 70009.311 / (10.000 × 8.136) = 860.471 kN/m²

qmax = 860.471 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 38356.029 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.308) / 10.000 }

qmax = 684.551 kN/m²

qmin = 82.569 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 38356.029 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.308) / 10.000 }

qmax = 684.551 kN/m²

qmin = 82.569 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.828 > L / 6 = 1.667

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L } , (e < B/6 일경우)

= 35004.655 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.828) / 10.000 }

= 944.101 , -244.008

q = 2∑V/Bx , (e > B/6 일경우)

= 70009.311 / (10.000 × 6.515) = 1074.646 kN/m²

qmax = 1074.646 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.649 m

B/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.288 m

B/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.308 m

L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.828 m

L/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5 , 지진시 1.2 이상으로 한다.

$Hu = Cb \cdot A' + V \cdot \tan\Phi b$

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀값)

Φb: 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 31653.282 × 0.600 = 18991.969 kN

Hu / H = 18992.0 / 1789.331 = 10.614 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 35004.655 × 0.600 = 21002.793 kN

Hu / H = 21002.8 / 4813.35 = 4.363 > 1.2 - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 38356.03 × 0.600 = 23013.618 kN

Hu / H = 23013.6 / 3326.19 = 6.919 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 35004.66 × 0.600 = 21002.793 kN

Hu / H = 21002.8 / 7156.78 = 2.935 > 1.2 - O.K -

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 13	0	42555.016	0.639	
적 용	comb 13	0	42555.016	0.639	
평상시 최대모멘트	comb 19	593.29	31236.339	18509.746	
적 용	comb 19	593.29	31236.339	18509.746	
지진시	comb 26	4813.350	22861.320	68228.205	R= 1.0 적용

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 13	0.000	42555.016	5560.517	
적 용	comb 13	0.000	42555.016	5560.517	
평상시 최대모멘트	comb 18	4591.942	36264.984	57593.024	
적 용	comb 18	4591.942	36264.984	57593.024	
지진시	comb 25	7156.780	22861.320	81064.251	R= 1.0 적용

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우 , 평상시)

∑= 12240.175 × 1.6 = 19584.280 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우 , 평상시)

∑= 12240.175 × 1.35 = 16524.237 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우 , 지진시)

∑= 12240.175 × 1.0 = 12240.175 kN

∑= 6125.000 × 0.154 = 943.250 kN

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	62139.296	0.639	0.000	
평상시 최대모멘트	593.290	47760.576	19992.971	0.419	
지진시	5756.600	35101.495	82619.705	2.354	

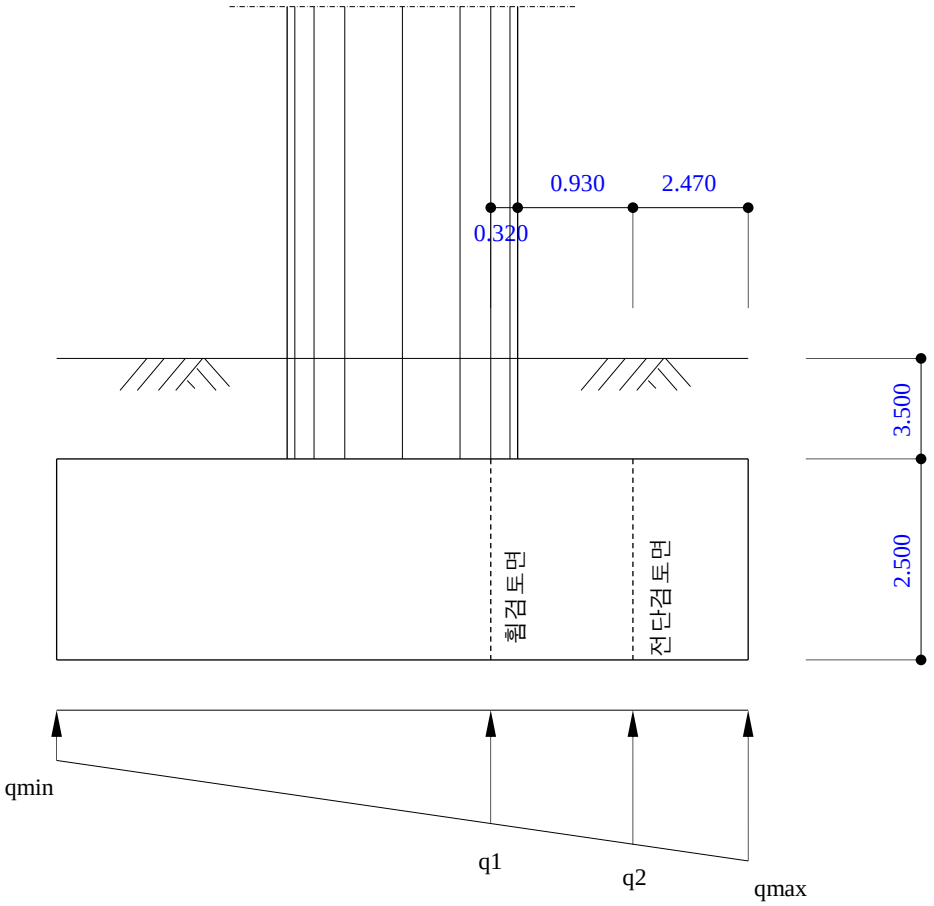
나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	62139.296	5560.517	0.089	
평상시 최대모멘트	4591.942	52789.221	69072.879	1.308	
지진시	8100.030	35101.495	101314.326	2.886	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 38356.029 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.235) / 10.000 }

qmax = 437.614 kN/m² q1 = 397.398 kN/m²

qmin = 329.507 kN/m² q2 = 410.911 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 31653.282 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.649) / 10.000 }

qmax = 439.739 kN/m² q1 = 348.074 kN/m²

qmin = 193.327 kN/m² q2 = 378.875 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 35004.655 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.288) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 70009.311 / (10.000 × 8.136) = 860.471 kN/m²

qmax = 860.471 kN/m² q1 = 664.166 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 796.364 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 437.614 + 397.398) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2511.383 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(437.614 + 410.911) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 896.641 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 439.739 + 348.074) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2407.424 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(439.739 + 378.875) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 859.701 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 860.471 + 664.166) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

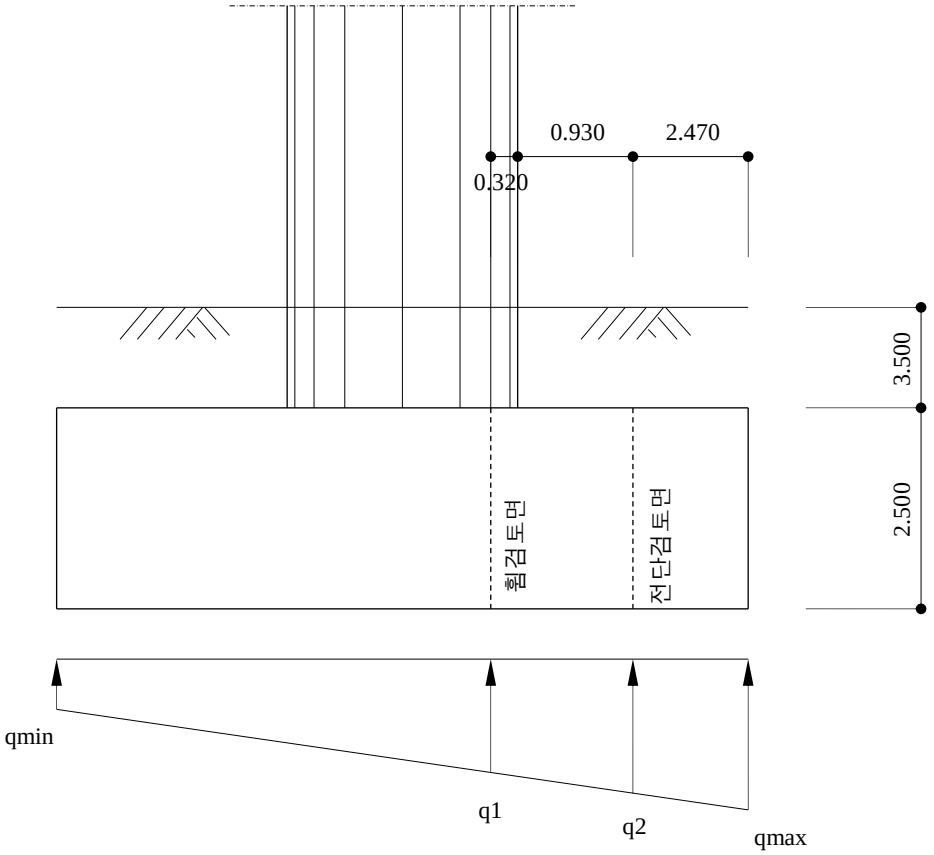
= 5077.211 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(860.471 + 796.364) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1894.904 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 62139.296 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.000) / 10.000 }

qmax = 621.397 kN/m² q1 = 621.394 kN/m²

qmin = 621.389 kN/m² q2 = 621.395 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 47760.576 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.419) / 10.000 }

qmax = 597.564 kN/m² q1 = 508.315 kN/m²

qmin = 357.648 kN/m² q2 = 538.304 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 35101.495 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.354) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 70202.991 / (10.000 × 7.939) = 884.304 kN/m²

qmax = 884.304 kN/m² q1 = 469.932 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 609.170 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 621.397 + 621.394) -

1.60 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3621.481 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(621.397 + 621.395) - 1.60 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1292.788 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 597.564 + 508.315) -

1.35 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3356.688 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(597.564 + 538.304) - 1.35 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1198.559 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 884.304 + 469.932) -

1.0 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 4739.166 kN·m

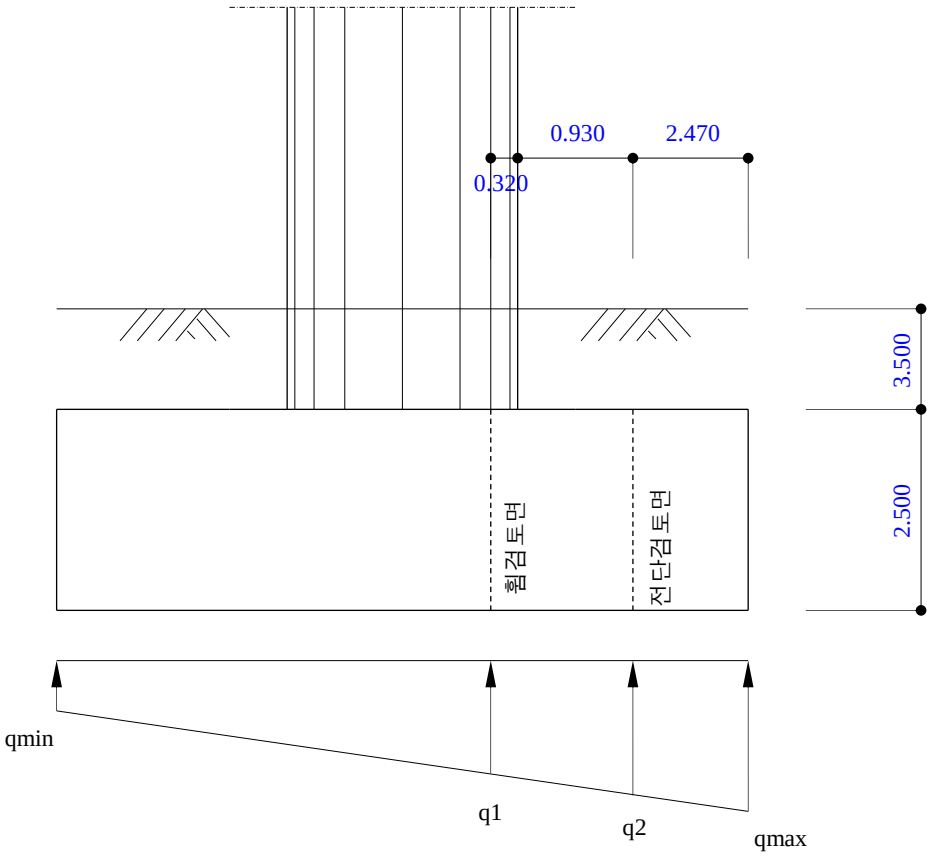
Sd= 2.470 / 2 ×(884.304 + 609.170) - 1.0 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1693.152 kN·m

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 38356.029 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.308) / 10.000 }

qmax = 684.551 kN/m² q1 = 460.614 kN/m²

qmin = 82.569 kN/m² q2 = 535.862 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 38356.029 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.308) / 10.000 }

qmax = 684.551 kN/m² q1 = 460.614 kN/m²

qmin = 82.569 kN/m² q2 = 535.862 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 35004.655 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.828) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 70009.311 / (10.000 × 6.515) = 1074.646 kN/m²

qmax = 1074.646 kN/m² q1 = 461.000 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 667.198 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 684.551 + 460.614) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 3796.258 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(684.551 + 535.862) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1355.923 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 684.551 + 460.614) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 3796.258 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(684.551 + 535.862) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1355.923 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 1074.646 + 461.000) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

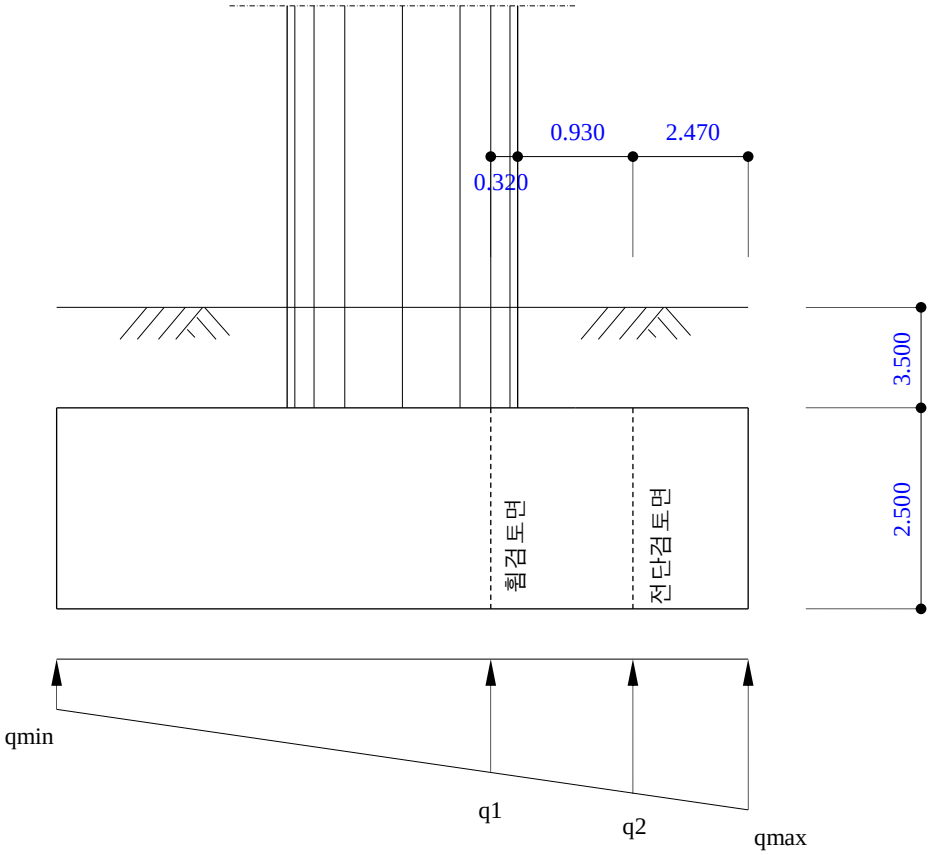
= 5596.576 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(1074.646 + 667.198) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1999.890 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 62139.296 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.089) / 10.000 }

qmax = 654.756 kN/m² q1 = 629.934 kN/m²

qmin = 588.030 kN/m² q2 = 638.275 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 52789.221 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.308) / 10.000 }

qmax = 942.329 kN/m² q1 = 633.988 kN/m²

qmin = 113.455 kN/m² q2 = 737.597 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 35101.495 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.886) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 70202.991 / (10.000 × 6.341) = 1107.124 kN/m²

qmax = 1107.124 kN/m² q1 = 457.623 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 675.869 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 654.756 + 629.934) -

1.6 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3795.057 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(654.756 + 638.275) - 1.6 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1354.833 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 942.329 + 633.988) -

1.35 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 5236.876 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(942.329 + 737.597) - 1.35 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1870.472 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 1107.124 + 457.623) -

1.0 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 5738.601 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(1107.124 + 675.869) - 1.0 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 2050.709 kN

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 B = 10.000 m

2) 교축방향 B = 10.000 m

β = 1.000

Asm = 2 / (β + 1) = 1.000 Ass

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**2511.383**	**3796.258**
계수하중	전 단 력(KN)	**1693.152**	**2050.709**
	모 멘 트(KN·m)	**4739.166**	**5738.601**

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m²	교 축 방 향 kN/m²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**2511.383**	**3796.258**
계수하중	전 단 력(KN)	**1693.152**	**2050.709**
	모 멘 트(KN·m)	**4739.166**	**5738.601**

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2500.00	2350.00	150.00	4739.166	1693.152	2511.383

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2	,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2	,	d2 = 200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2	,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 8107.200 mm^2 [사용률 1.420]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 127.172 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04335 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 5710.694 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 94056.85 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 8225.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 7614.26 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 129.301 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 6670.002 kN · mm

ΦMn > Mu (= 4739.166 kN · m) [사용률 = 1.407] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

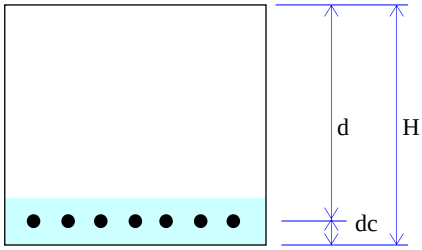
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2350.00 / 1000

= 1823.46 kN

ΦVc= 1823.46 > Vu = 1693.152 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2350.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	2511.383	kN· m,	As =	8107.200	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 462.814 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 141.079 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 144.817 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 325.039 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 325 mm **O.K!!**

2) 교축방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2500.00	2355.90	144.10	5738.601	2050.709	3796.258

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2	,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2	,	d2 =	200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2	,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 9192.800 mm^2 [사용률 1.327]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 144.201 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03797 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 6925.908 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 94293.18 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 8245.67 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 9234.54 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 146.616 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 7554.044 kN · mm

ΦMn > Mu (= 5738.601 kN · m) [사용률 = 1.316] ∴ **O.K!!**

<3차현장자문회의 결과 반영>

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2355.90 / 1000

= 1828.04 kN

ΦVc= 1828.04 < Vu = 2050.709 kN ∴ 전단보강 필요함!!

Use As : H 13 다리수 N= 2 EA , 스터럽 간격 = 500 mm

ΦVs= Φ×Av×fy×d/s = 0.85 × 253.4 × 400 × 2355.9 / 500

= 405950.6 N = 405.95 kN

ΦVs= 405.95 kN < Φ1/3 √fck bw d = 3656.083 kN ∴ **O.K!!**

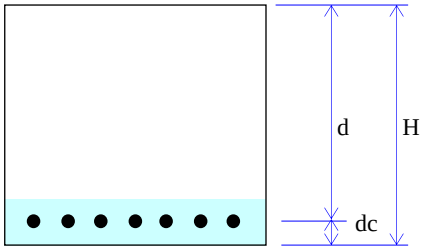
전단철근간격 검토 500 mm < Min(600,0.5D)= 600.00 mm ∴ **O.K!!**

ΦVn = ΦVc + ΦVs = 1828.041 + 405.95 = 2233.992 kN

Vu (= 2050.71 kN) < ΦVn (= 2233.99 kN) ∴ **O.K!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2355.90	mm,	dc =	144.10	mm ,
Mo =	3796.258	kN· m,	As =	9192.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 490.036 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 188.346 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 182.703 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 217.278 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 217 mm **O.K!!**

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정

▣ 최대 연직하중(V_u) : 42555.016 kN

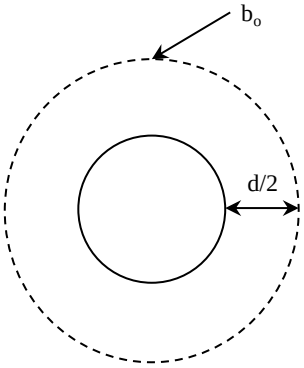
▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= $2\pi \times ($ 1.600 + 1.175 $)$

= 17.436 m



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.000 (짧은변에 대한 긴 변의 비) , a_s = 40

▣ 공칭전단강도 V_c

V_{c1} = $1/6 \text{ x } (1 + 2/\beta_c) \text{ x } \sqrt{(f_{ck})} \text{ x } b_o \text{ x } d$

= $1/6 \times ($ 1 + 2 $) \times$ 5477.226 × 17.436 × 2.350

= 112213.572 kN

V_{c2} = $1/6 \text{ x } (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \text{ x } \sqrt{(f_{ck})} \text{ x } b_o \text{ x } d$

= $1/6 \times ($ 1 + 2.696 $) \times$ 5477.226 × 17.436 × 2.350

= 138247.121 kN

V_{c3} = $1/3 \text{ x } \sqrt{(f_{ck})} \text{ x } b_o \text{ x } d$

= $1/3 \times$ 5477.226 × 17.436 × 2.350

= 74809.048 kN

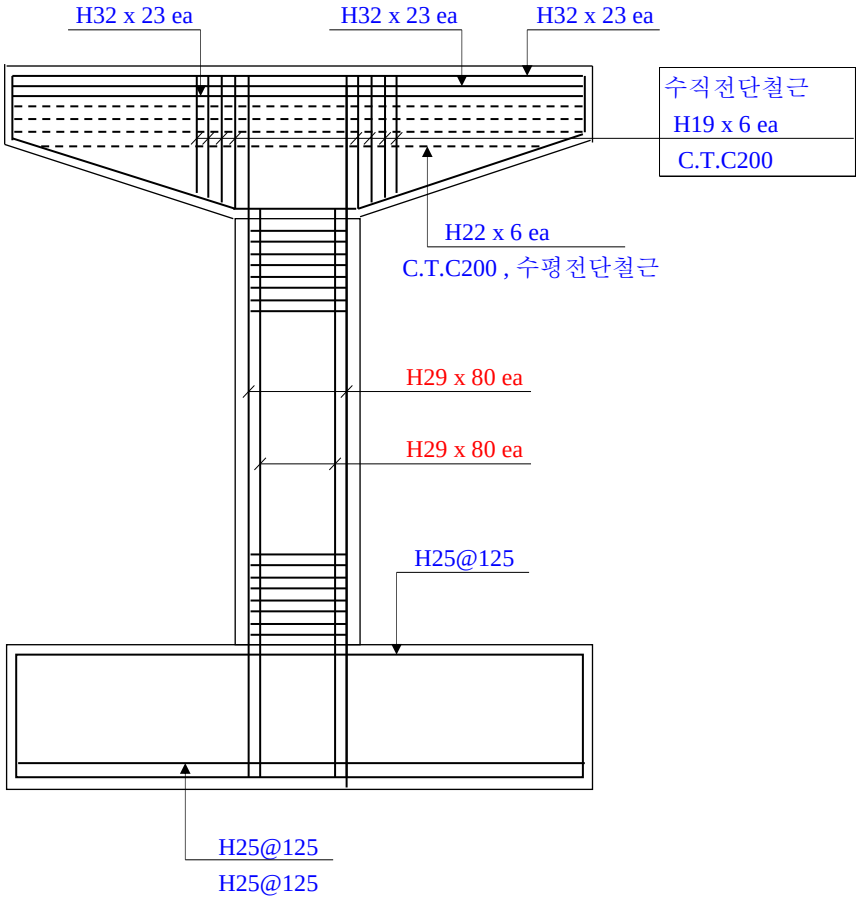
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 74809.048 kN

∴ ΦV_c = 0.85 × 74809.048

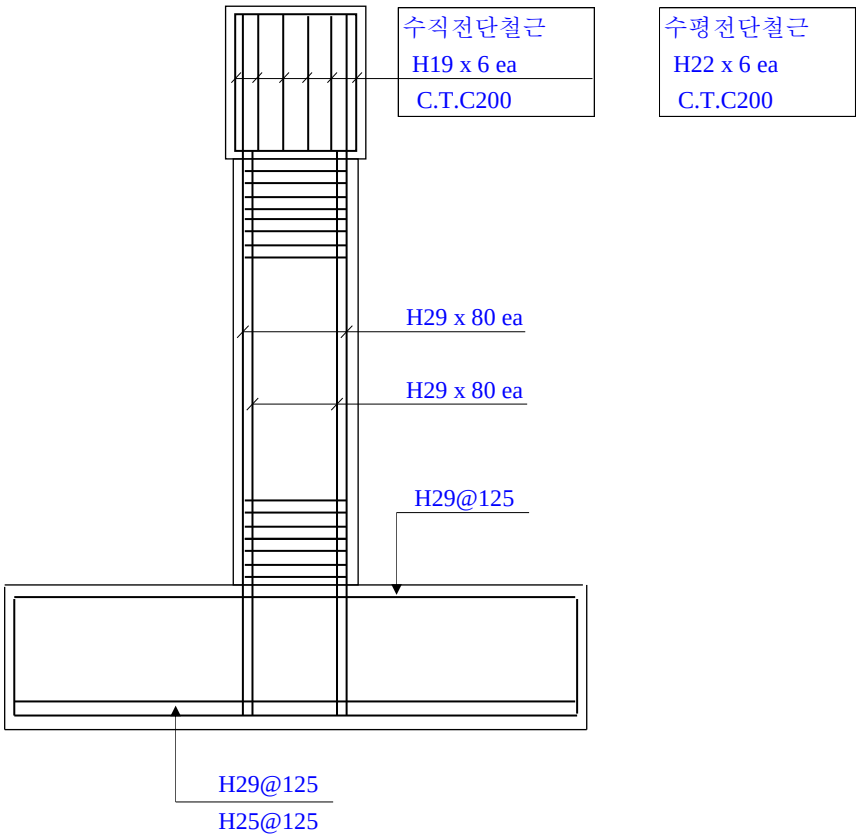
= 63587.691 kN ≥ V_u = 42555.016 kN ---- **O.K**

11. 주철근 조립도 P1

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 10482.90 kN

R_{d1} = 2121.30 kN

- 활하중

R_L = 1006.90 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_{Cf} = 0.00 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.800 × 44.930 / 2 / 5 shoe = 52.568 kN

P_w = 115.650 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 794.370 kN R_{EQ} = 768.621 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 10482.90 kN

R_{d1} = 2121.300 kN

- 활하중

R_L = 1006.90 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 950.00 / 5 shoe = 190.000 kN

- 장대레일종하중

H_R = 269.58 / 5 shoe = 53.916 kN

- 온도하중

Ts = 1572.44 / 5 shoe = 314.49 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 1410.083 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	2121.30	+	1006.90	=	3128.200	kN
교축방향하중				=	314.487	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	3128.20	/	1.00	=	3128.200	kN
할증적용 교축하중	314.49	/	1.00	=	314.487	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	2121.30	+	1006.90	+	0.00	=	3128.200	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3128.20	/	1.00			=	3128.200	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	2121.30	+	1006.90			=	3128.200	kN
교축방향하중						=	53.916	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3128.20	/	1.00			=	3128.200	kN
할증적용 교축하중	53.92	/	1.00			=	53.916	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	2121.300	kN
교축방향하중						=	53.916	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2121.30	/	1.00			=	2121.300	kN
할증적용 교축하중	53.92	/	1.00			=	53.916	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	2121.30	+	1006.90			=	3128.200	kN
교축방향하중	190.00	+	53.92			=	243.916	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	3128.20	/	1.15			=	2720.174	kN
할증적용 교축하중	243.92	/	1.15			=	212.101	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	2121.30	+	1006.90	+	0.00			
		+	0.00	+	115.65	=	3243.850	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	52.57	=	52.568	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3243.85	/	1.25			=	2595.080	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	52.57	/	1.25			=	42.054	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

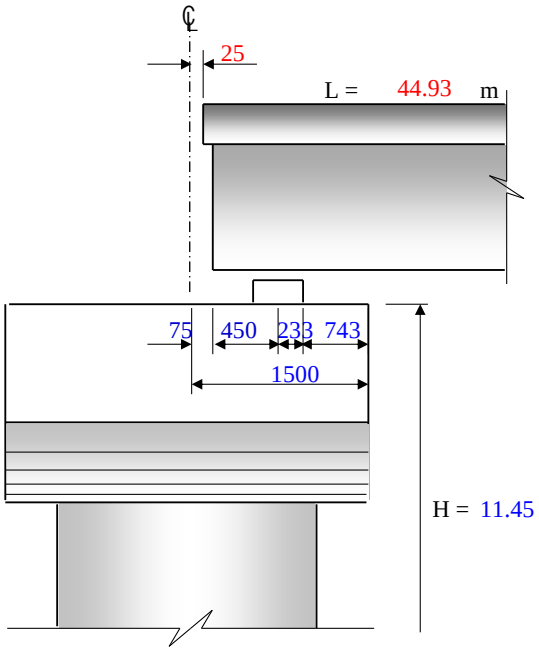
연직하중	2121.30	+	1006.90	+	768.62	=	3896.821	kN
교축방향하중						=	1410.083	kN
교축직각방향하중						=	794.370	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	3896.82	/	1.60			=	2435.513	kN
할증적용 교축하중	1410.08	/	1.60			=	881.302	kN
할증적용 교직하중	794.37	/	1.60			=	496.481	kN

2) 받침용량 산정 (RPF용 SHOE 4000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3243.850	52.568	794.370
교축방향		314.487	1410.083

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 465 × 639 mm
- 높 이 : 214 mm



4) 연단거리 검토

a = 400 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

= 742.500 > 400.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 321.653

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm

S_2 = 465 / 2 = 232.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 425 mm

$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 232.5 + 425 = 1107.5 mm

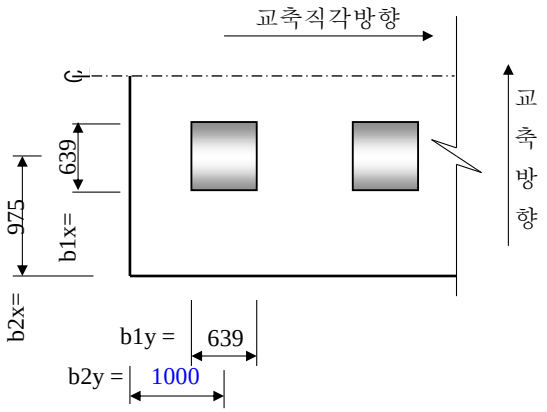
∴ Max (N, ∑S) = 1107.5 mm < 1425.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 : 3128.20 kN
- 수평하중 상시
- 교 축 방 향 : 314.49 kN
- 교축직각방향 : 42.05 kN

- 연직하중 지진시 : 2435.51 kN
- 수평하중 지진시
- 교 축 방 향 : 881.30 kN
- 교축직각방향 : 496.48 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 975 = 1950.0 < 5 × b1x = 3195.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 1000 = 2000.0 < 5 × b1y = 3195.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1950) × 3128200 / 180

= 2920.99 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1950) × 2435513 / 180

= 2274.19 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 2000) × 3128200 / 180

= 2956.58 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 2000) × 2435513 / 180

= 2301.90 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 314487 / 180 = 1747.15 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 881302 / 180 = 4896.12 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 42054 / 180 = 233.64 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 496481 / 180 = 2758.23 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1614.0 mm

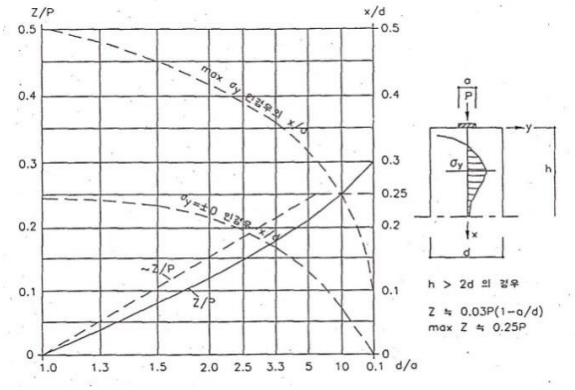
(인근슈와 코핑의 크기를 고려)

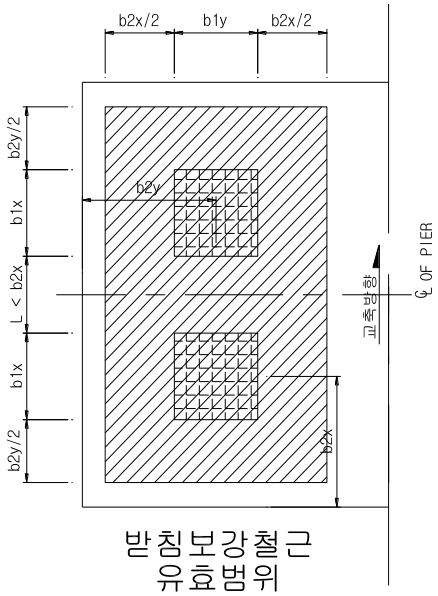
B_{x2} = 807.0 + 525.0 = 1332.0 mm

B_{xuse} = 125 × 10 = 1250.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1639.0 mm

B_{yuse} = 125 × 13 = 1625.0 mm





받침보강철근 유효범위

<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1639.0 / 639.0 = 2.565	0.39	639
교 축 방 향	1614.0 / 639.0 = 2.526	0.38	613

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2920.99 + 1747.15 = 4668.14 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 2274.19 + 4896.12 = 7170.31 mm^2 (지진시)

Use Asx = H22 - 11 EA × 2 단 = 8516 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 2956.58 + 233.64 = 3190.22 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 2301.90 + 2758.23 = 5060.13 mm^2 (지진시)

Use Asy = H19 - 11 EA × 2 단 = 6303 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{881302}{180} = 4896.12 \ mm^2$$

Use Asx = H19 - 12 EA × 2 EA = 6876 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{496481}{180} = 2758.23 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 12 EA × 2 EA = 4766 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×975× (2 ×975 + 2 × 50 + 639) = 3707750 mm^2

$$V = \frac{881302}{3707750} = 0.238 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×1000× (2 ×1000 + 2 × 50 + 639) = 3873531 mm^2

$$V = \frac{42054}{3873531} = 0.011 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5096.02 kN

R_{d1} = 977.11 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_{Cf} = 0.00 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.400 × 24.950 / 2 / 5 shoe = 27.695 kN

P_w = 57.466 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 187.210 kN R_{EQ} = 164.081 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5096.02 kN

R_{d1} = 977.111 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 662.500 / 5 shoe = 132.500 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.70 / 5 shoe = 29.940 kN

- 온도하중

Ts = 764.40 / 5 shoe = 152.88 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 0.000 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	977.11	+	987.51	=	1964.616	kN
교축방향하중				=	152.881	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1964.62	/	1.00	=	1964.616	kN
할증적용 교축하중	152.88	/	1.00	=	152.881	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	977.11	+	987.51	+	0.00	=	1964.616	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1964.62	/	1.00			=	1964.616	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	977.11	+	987.51			=	1964.616	kN
교축방향하중						=	29.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1964.62	/	1.00			=	1964.616	kN
할증적용 교축하중	29.94	/	1.00			=	29.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	977.111	kN
교축방향하중						=	29.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	977.11	/	1.00			=	977.111	kN
할증적용 교축하중	29.94	/	1.00			=	29.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	977.11	+	987.51			=	1964.616	kN
교축방향하중	132.50	+	29.94			=	162.440	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1964.62	/	1.15			=	1708.362	kN
할증적용 교축하중	162.44	/	1.15			=	141.252	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	977.11	+	987.51	+	0.00			
		+	0.00	+	57.47	=	2022.082	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	27.69	=	27.695	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2022.08	/	1.25			=	1617.666	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	27.69	/	1.25			=	22.156	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

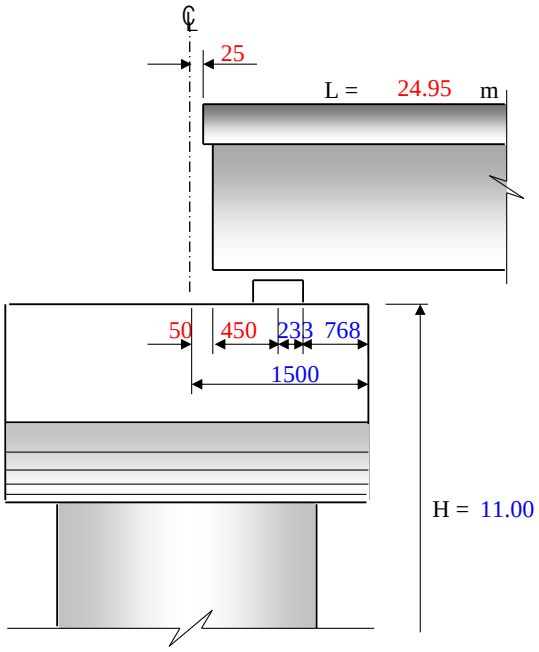
연직하중	977.11	+	987.51	+	164.08	=	2128.697	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	187.210	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2128.70	/	1.60			=	1330.436	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	187.21	/	1.60			=	117.006	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2022.082	27.695	187.210
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 465 × 535 mm
- 높 이 : 175 mm



4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

a = 250 mm [ℓ > 40m]

= 767.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 288.287

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm

S_2 = 465 / 2 = 232.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

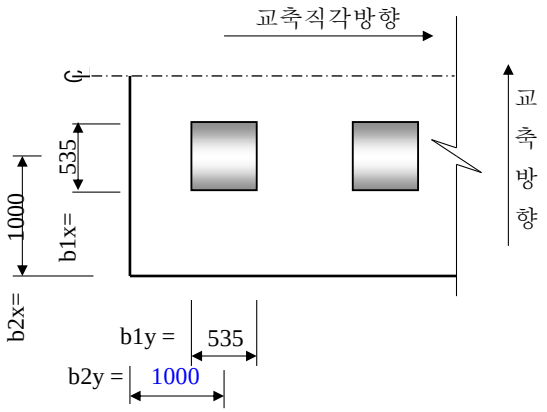
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 232.5 + 325 = 1007.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1007.5 mm < 1450.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1964.62 kN	- 연직하중 지진시 :	1330.44 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	152.88 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	22.16 kN	- 교축직각방향 :	117.01 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 1000 = 2000.0 < 5 × b1x = 2675.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 1000 = 2000.0 < 5 × b1y = 2675.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 2000) × 1964616 / 180

= 1998.72 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 2000) × 1330436 / 180

= 1353.53 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 2000) × 1964616 / 180

= 1998.72 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 2000) × 1330436 / 180

= 1353.53 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 152881 / 180 = 849.34 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 0 / 180 = 0.00 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 22156 / 180 = 123.09 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 117006 / 180 = 650.03 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1535.0 mm

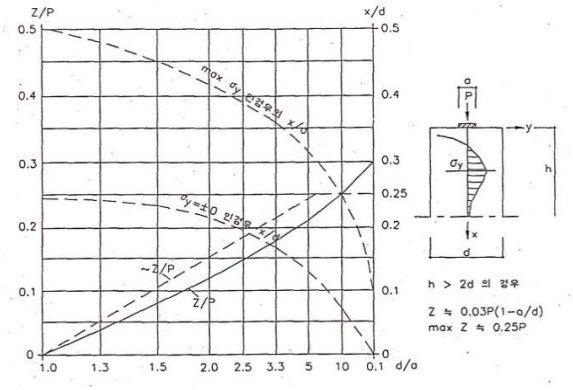
(인근슈와 코핑의 크기를 고려)

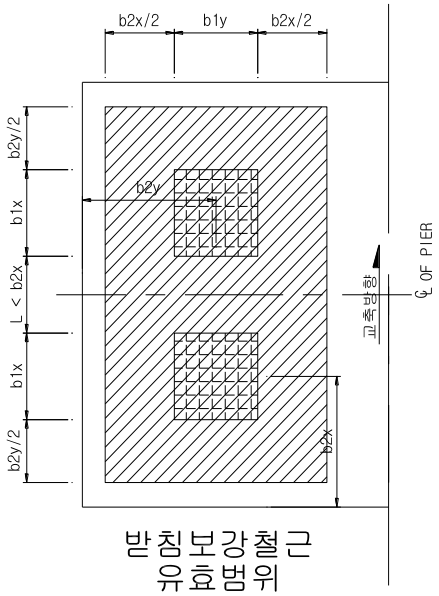
B_{x2} = 767.5 + 500.0 = 1267.5 mm

B_{xuse} = 125 × 10 = 1250.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1535.0 mm

B_{yuse} = 125 × 12 = 1500.0 mm





받침보강철근 유효범위

<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1535.0 / 535.0 = 2.869	0.37	567.95
교 축 방 향	1535.0 / 535.0 = 2.869	0.36	552.6

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 1998.72 + 849.34 = 2848.06 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1353.53 + 0.00 = 1353.53 mm^2 (지진시)

Use Asx = H16 - 10 EA × 2 단 = 3972 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 1998.72 + 123.09 = 2121.81 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1353.53 + 650.03 = 2003.57 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{152881}{180} = 849.34 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{117006}{180} = 650.03 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 12 EA × 2 EA = 4766 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×1000× (2 ×1000 + 2 × 50 + 535) = 3726453 mm^2

$$V = \frac{152881}{3726453} = 0.041 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×1000× (2 ×1000 + 2 × 50 + 535) = 3726453 mm^2

$$V = \frac{117006}{3726453} = 0.031 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

9.3.2 P2

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 ; **PSC BEAM** + **RPF**

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = **25.000** m

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = **45.000** m

2) 교각형식 ; T 형교각 (H = **13.500** M)

3) 기초형식 ; **직접기초** **(L= 0.000 m)**

1.2 설계하중

1) 고정하중

철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³

2) 활 하 중 : **KRL2012** (복 선)

충격계수 i (%) ; PSC BEAM (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.120**

RPF (종점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.041**

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 KL2012

제동하중 : 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN

시동하중 : 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN

②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - fo = ± 3 L

레일 신축이음장치가 있는 경우 - fo = ± 500

5) 원 심 하 중

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.

6) 차 량 횡 하 중

레일윗면에 교축직각방향으로 **0** kN 으로 정한다.

자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

7) 지진하중

가속도계수 Kh = **0.154** (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반 계수 S = **1.2**

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 fck = **30** Mpa

나) 탄성계수 Ec = **8,500** $\sqrt[3]{fcu}$ (fcu=fck+4)

= **27500** MPa

2) 철근 SD40

가) 항복응력 : fy = **400** Mpa

나) 탄성계수 : Es = **200000** MPa

1.4 흙의 성질

1) 흙의 단위중량 (γt) = **19.0** kN/㎥

2) 흙의 포화단위중량 (γsat) = **20.0** kN/㎥

3) 흙의 수중단위중량 (γsub) = **10.0** kN/㎥

4) 기초저면의 N치 = **50**

5) 기초저면의 내부마찰각 Φ = 33.00 ° (지반조사 보고서 참조)

6) 최대지반반력 상시 = 1000

지진시 = 1500 (1.5배)

7) 기초의 각종 계수들

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = Qu/ 3	평상시 = B / 6	평상시 = 1.5
지진시 = Qu/ 2	지진시 = B / 3	지진시 = 1.2

Φb = 2/3 × 33.00 = 22.000 tanΦb = 0.404	흙과 콘크리트
tanΦb = 0.600	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)

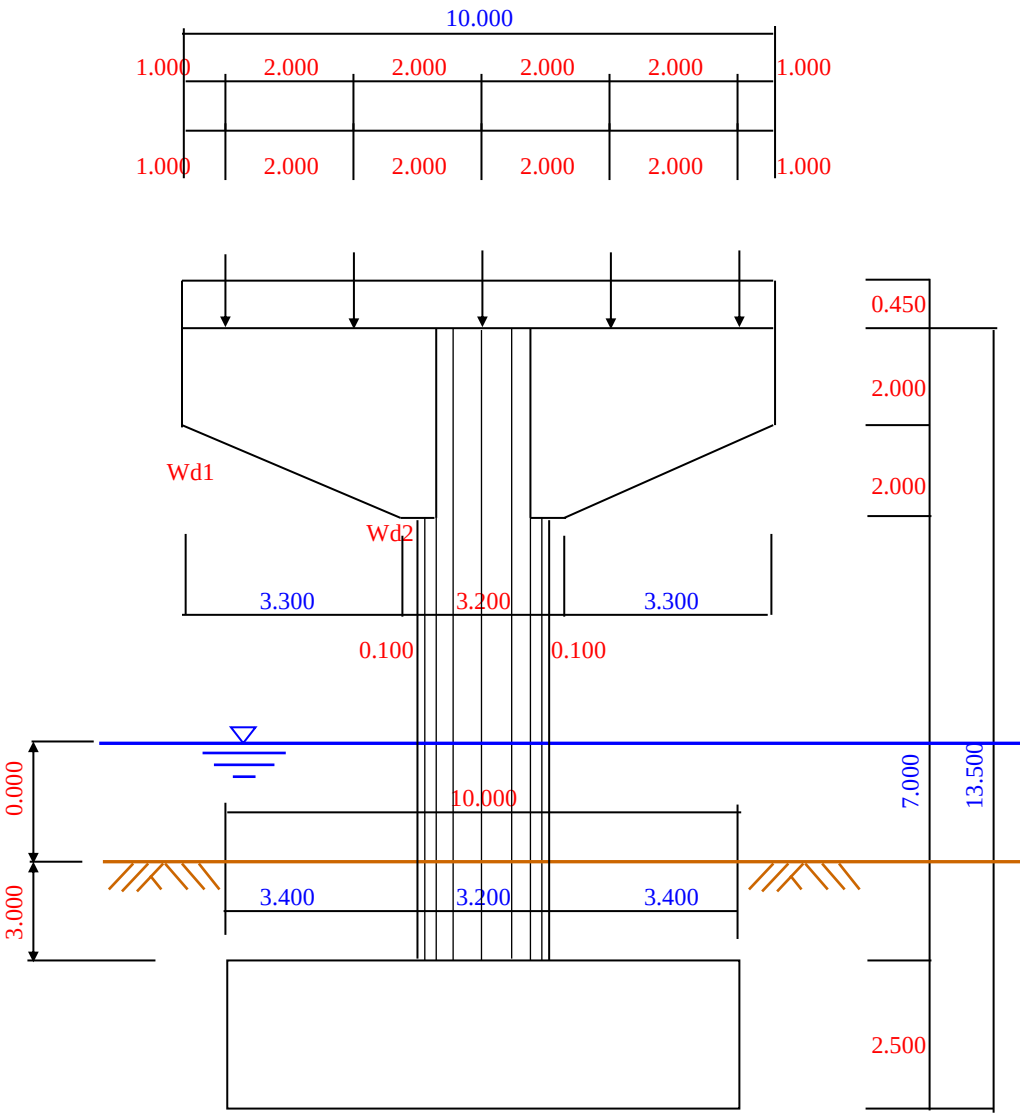
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

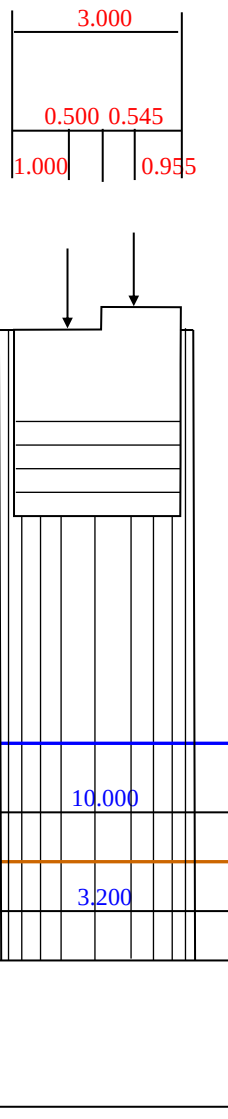
2. 단 면 가 정 P2

1.1 교각 단면 제원

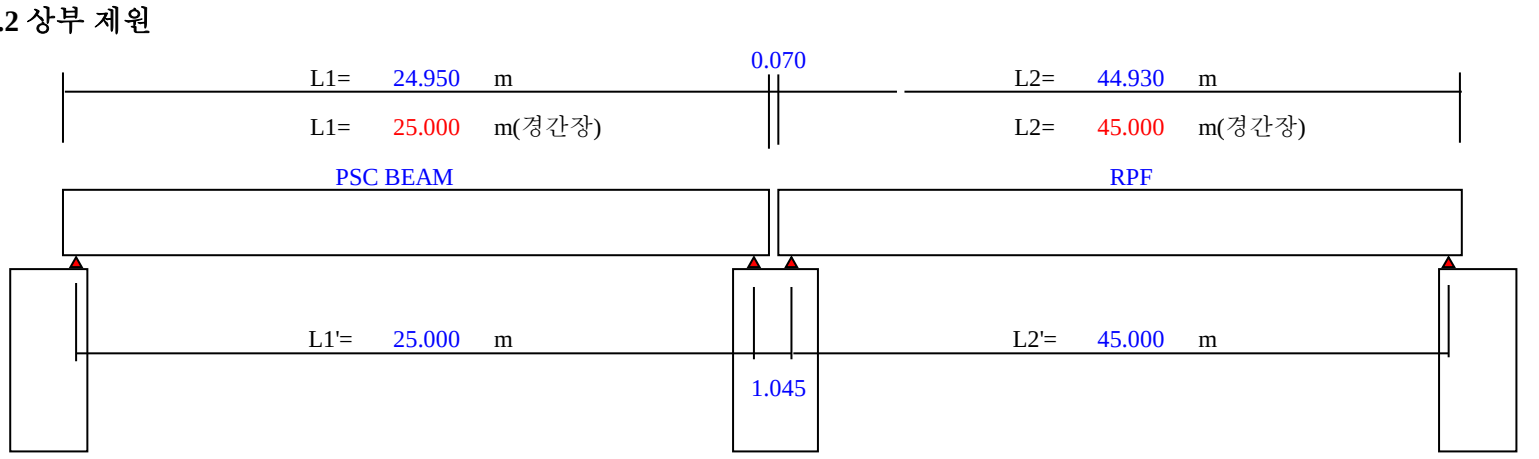
1) 교축직각방향



2) 교축 방향

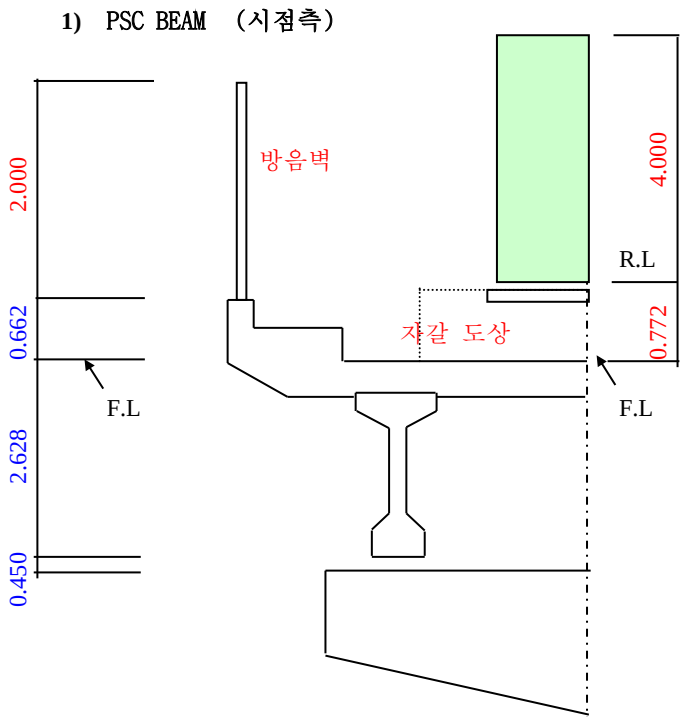


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 5.650 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

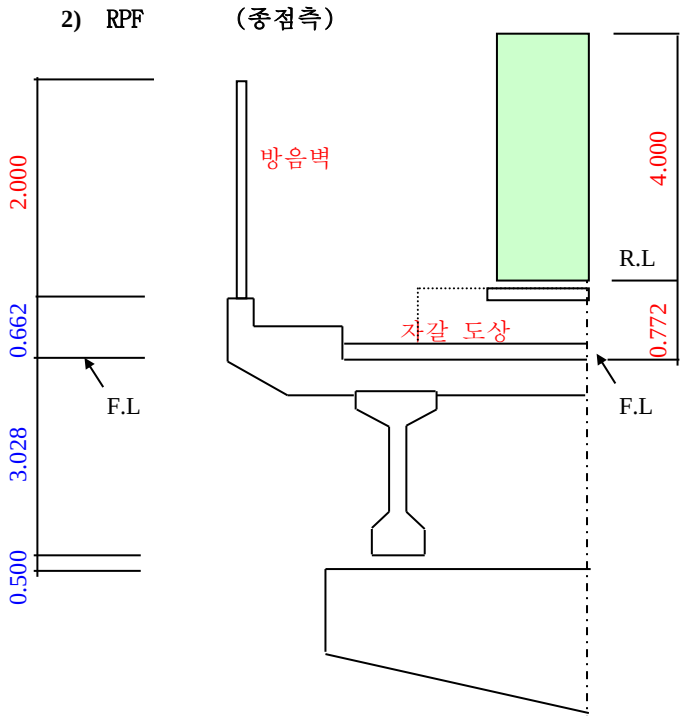
= 3.850 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.095 M

풍하중(열차재하) = 4.15 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.764 M

2) RPF (종점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 6.100 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 4.300 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.345 M

풍하중(열차재하) = 4.4 M

▶ 지진하중(고정하중) = 2.014 M

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		∑
고정하중 반력(KN)	PSC BEAM	**1083.96**	**977.11**	**973.88**	**977.11**	**1083.96**		5096.02
	RPF	**2121.30**	**2080.40**	**2079.50**	**2080.40**	**2121.30**		10482.90
계		3205.26	3057.51	3053.38	3057.51	3205.26		15578.92

▣ 교각자중

- COPING ;

Wd1 = 2.000 x 3.000 x 24.500 = 147.000 kN/m

Wd2 = 4.000 x 3.000 x 24.500 = 294.000 kN/m

- 기 둥 ; Pc = π / 4 x 3.200^2 x 24.500

x 7.000 = 1379.285 kN

- 기 초 ; Wf1 = 2.500 x 10.000 x 24.500 = 612.500 kN/m

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25m)

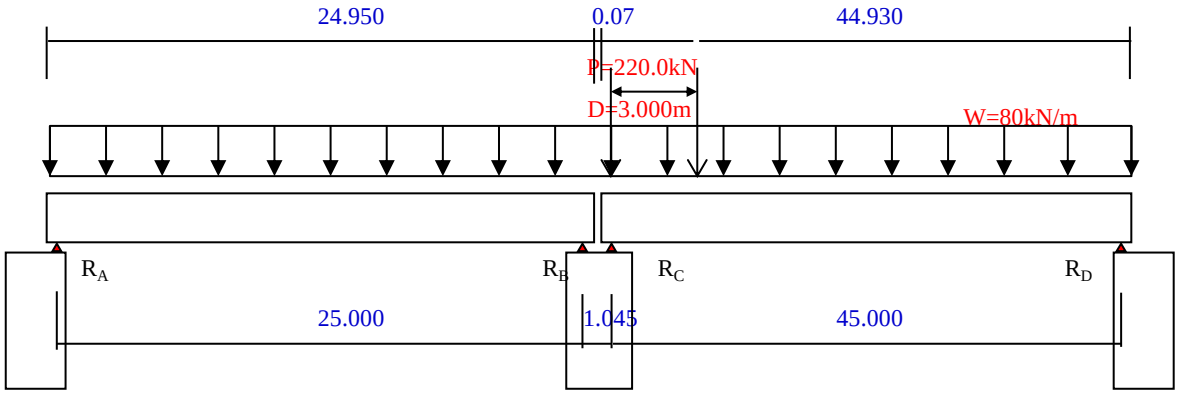
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		∑
활 하 중 (복선)	0.142	0.273	0.170	0.273	0.142		1.00
활 하 중 (단선)	0.283	0.469	0.170	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.353	0.106	0.083	0.106	0.352		1.00
보도 하중 (단선)	0.861	0.204	0.083	0.008	-0.156		1.00

- RPF(45m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		∑
활 하 중 (복선)	0.200	0.200	0.201	0.200	0.200		1.00
활 하 중 (단선)	0.378	0.290	0.200	0.111	0.021		1.00
보도 하중 (복선)	0.202	0.199	0.198	0.199	0.202		1.00
보도 하중 (단선)	0.604	0.399	0.198	-0.002	-0.199		1.00

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A = 958.080 KN , R_C = 2179.800 KN

R_B = 1037.920 KN , R_D = 1854.600 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 = 49.900 KN

W_c = 0.80 × 5.00 × 44.93 × 1/2 = 89.860 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	330.00	577.28	361.18	577.28	329.90		2175.64
R_{LC}	906.45	908.16	910.10	908.16	906.45		4539.32
$\sum R_L$	1236.45	1485.44	1271.28	1485.44	1236.35		6714.96

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	336.70	496.96	180.59	81.36	-7.78		1087.82
R_{LC}	878.22	667.98	453.72	241.81	27.92		2269.66
$\sum R_L$	1214.92	1164.94	634.31	323.17	20.14		3357.48

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	365.37	645.29	403.52	645.29	365.27		2424.74
R_{LC}	942.35	944.15	946.18	944.15	942.35		4719.19
$\sum R_L$	1307.72	1589.44	1349.71	1589.44	1307.62		7143.93

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	371.94	555.38	201.76	91.07	-7.78		1212.37
R_{LC}	912.22	694.06	471.71	251.80	29.81		2359.60
$\sum R_L$	1284.16	1249.44	673.47	342.87	22.03		3571.97

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

∑ PLf = 0.000 kN

MLfb = 0.000 × 3.85 = 0.000 kN·m

MLfc = 0.000 × 4.3 = 0.000 kN·m

∑ MLf = 0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

- RPF

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = ∞ L = 25.000 , 45.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.511}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.447}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.511 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.447 \quad \text{..... c 지점}$$

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 2175.64 kN , 지점c 4539.32 kN

Pcb	=	2175.64	×	0.000		=	0.000	kN
Pcc	=	4539.32	×	0.000		=	0.000	kN
∑	Pc					=	0.000	kN
Mcb	=	0.000	×	5.65		=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	6.1		=	0.000	kN·m
∑	Mc					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rpb1	=	0.000	×	4.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb2	=	0.000	×	2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb3	=	0.000	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb4	=	0.000	×	-2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb5	=	0.000	×	-4.000	/	40.000	=	0.000 kN

- RPF

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpc1	=	0.000	×	4.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	-2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-4.000	/	40.000	=	0.000 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1087.82 kN , 지점c 2269.66 kN

Pcb	=	1087.82	×	0.000	=	0.000 kN
Pcc	=	2269.66	×	0.000	=	0.000 kN
∑ Pc					=	0.000 kN
Mcb	=	0.000	×	5.65	=	0.000 kN·m
Mcc	=	0.000	×	6.1	=	0.000 kN·m
∑ Mc					=	0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpb1	=	0.000	×	4.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb2	=	0.000	×	2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb3	=	0.000	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb4	=	0.000	×	-2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb5	=	0.000	×	-4.000	/	40.000	=	0.000 kN

- RPF

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpc1	=	0.000	×	4.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	-2.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-4.000	/	40.000	=	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	×	4.000	×	3.000		=	36.000	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.200	×	0.6		=	5.760	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.290	×	12.475		=	197.978	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.690	×	22.465		=	383.478	kN
	Mn3b	=	197.978	×	3.095				=	612.742	kN·m
	Mn3c	=	383.478	×	3.345				=	1282.734	kN·m
	∑	Mn3							=	1895.476	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rnb1	=	612.742	×	4.000	/	40.000	=	61.274 kN
Rnb2	=	612.742	×	2.000	/	40.000	=	30.637 kN
Rnb3	=	612.742	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnb4	=	612.742	×	-2.000	/	40.000	=	-30.637 kN
Rnb5	=	612.742	×	-4.000	/	40.000	=	-61.274 kN

- RPF

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rnc1	=	1282.73	×	4.000	/	40.000	=	128.273 kN
Rnc2	=	1282.73	×	2.000	/	40.000	=	64.137 kN
Rnc3	=	1282.73	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnc4	=	1282.73	×	-2.000	/	40.000	=	-64.137 kN
Rnc5	=	1282.73	×	-4.000	/	40.000	=	-128.273 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	4.000	×	3.000	=	18.000	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	3.200	×	0.6	=	2.880	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.400	×	12.475	=	138.473	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.800	×	22.465	=	262.841	kN
	Mn3b	=	138.473	×	4.15			=	574.663	kN·m
	Mn3c	=	262.841	×	4.400			=	1156.5	kN·m
	∑	Mn3						=	1731.163	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rnb1	=	574.663	×	4.000	/	40.000	=	57.466 kN
Rnb2	=	574.663	×	2.000	/	40.000	=	28.733 kN
Rnb3	=	574.663	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnb3	=	574.663	×	-2.000	/	40.000	=	-28.733 kN
Rnb3	=	574.663	×	-4.000	/	40.000	=	-57.466 kN

- RPF

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rnc1	=	1156.500	×	4.000	/	40.000	=	115.650 kN
Rnc2	=	1156.5	×	2.000	/	40.000	=	57.825 kN
Rnc3	=	1156.5	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnc4	=	1156.5	×	-2.000	/	40.000	=	-57.825 kN
Rnc5	=	1156.5	×	-4.000	/	40.000	=	-115.650 kN

6) 유 수 압 (P = K × V² × A)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 1400.00 / 720

= 1.944 m/sec

A = 0.000 m^2 : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.944 ² × 0.000 = 0 kN

H = 0.6 × 수심 = 0.6 × 0.000 = 0 m

7) 충 돌 하 중

▣ 유목에 의한 충돌하중 (P = 0.1 × W × V)

W = 100 kN : 유송물의 중량

V = Vm / 0.85 = 1.944 / 0.85 : 표면유속

= 2.287 m/sec

P = 0.1 × 100 × 2.287 = 22.870 kN

H = 수심 = 0 m

▣ 자동차의 충돌하중

- 차도방향에 대하여 = 1000 kN
- 차도 직각방향에 대하여 = 500 kN
- 작용높이 = 1.8 m

8) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	87.08	87.93	88.33	87.93	87.08	438.36	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	419.72	385.05	351.34	385.05	419.72	1960.88	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	295.61	313.36	320.21	313.36	295.61	1538.15	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 438.356 × 1.764 = 773.260 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 1538.147 × 2.014 = 3097.827 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

R_{Eb1} = 773.260 × 4.000 / 40.000 = 77.326 kN

R_{Eb2} = 773.260 × 2.000 / 40.000 = 38.663 kN

R_{Eb3} = 773.260 × 0.000 / 40.000 = 0.000 kN

R_{Eb4} = 773.260 × -2.000 / 40.000 = -38.663 kN

R_{Eb5} = 773.260 × -4.000 / 40.000 = -77.326 kN

- RPF

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000\ m^2$

$R_{EC1} = 3097.827 \times 4.000 / 40.000 = 309.783\ kN$

$R_{EC2} = 3097.827 \times 2.000 / 40.000 = 154.891\ kN$

$R_{EC3} = 3097.827 \times 0.000 / 40.000 = 0.000\ kN$

$R_{EC4} = 3097.827 \times -2.000 / 40.000 = -154.891\ kN$

$R_{EC5} = 3097.827 \times -4.000 / 40.000 = -309.783\ kN$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	2,045.376	26,315.927	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비 고
시점측	$H_{EB(교직)}$	213.89	215.97	216.95	215.97	213.89	1076.66	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	1030.90	945.74	862.93	945.74	1030.90	4816.20	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	726.07	769.65	786.47	769.65	726.07	3777.90	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)} = 1076.664 \times 1.764 = 1899.235\ kN·m$

$M_{ec(교직)} = 3777.904 \times 2.014 = 7608.699\ kN·m$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000\ m^2$

$R_{Eb1} = 1899.235 \times 4.000 / 40.000 = 189.924\ kN$

$R_{Eb2} = 1899.235 \times 2.000 / 40.000 = 94.962\ kN$

$R_{Eb3} = 1899.235 \times 0.000 / 40.000 = 0.000\ kN$

$R_{Eb4} = 1899.235 \times -2.000 / 40.000 = -94.962\ kN$

$R_{Eb5} = 1899.235 \times -4.000 / 40.000 = -189.924\ kN$

- RPF

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000 \ m^2$

$R_{EC1} = 7608.699 \times 4.000 / 40.000 = 760.870 \ kN$

$R_{EC2} = 7608.699 \times 2.000 / 40.000 = 380.435 \ kN$

$R_{EC3} = 7608.699 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 7608.699 \times -2.000 / 40.000 = -380.435 \ kN$

$R_{EC5} = 7608.699 \times -4.000 / 40.000 = -760.870 \ kN$

$P_E = 1076.66 + 3777.904 = 4854.568 \ kN$

$Mc = 4854.568 \times 1.764 = 8563.458 \ kN \cdot m$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	5,023.730	64635.61	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	5096.022	kN	10482.900	kN
편 심	0.500	m	-0.545	m

Md = 5096.022 × 0.500 + 10482.9 × -0.545 = -3165.170 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1087.820	kN	2269.660	kN
	복선재하시	2175.640	kN	4539.320	kN
편 심		0.500	m	-0.545	m

$M_{L단선}$ = 1087.82 × 0.500 + 2269.66 × -0.545 = -693.055 kN·m

$M_{L복선}$ = 2175.64 × 0.500 + 4539.32 × -0.545 = -1386.109 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1212.370	kN	2359.597	kN
	복선재하시	2424.741	kN	4719.193	kN
편 심		0.500	m	-0.545	m

$M_{L단선}$ = 1212.37 × 0.500 + 2359.60 × -0.545 = -679.795 kN·m

$M_{L복선}$ = 2424.74 × 0.500 + 4719.19 × -0.545 = -1359.590 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 2.000 × 10.000 = 60.000 kN

3.000 × 2.000 × 6.700 = 40.200 kN

(60.000 + 40.200) / 10.000 = 10.020 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 3.200 × 0.6 = 5.760 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 2.000 × 10.000 = 30.000 kN

1.500 × 2.000 × 6.700 = 20.100 kN

(30.000 + 20.100) / 10.000 = 5.010 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 3.200 × 0.6 = 2.880 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 KL2012

가) 제동하중 ; 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 20 × 25.000 = 500.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 45.000 = 900.000 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 25.000 = 825.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T = 33 × 45.000 = 1000.000 kN

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 5096.02 + 2075.840 = 7171.862 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 500.00 - 537.890 (제동하중)

= 825.00 - 537.890 (시동하중)

= -37.89 < T/2 = 250.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 287.11 < 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 = 10482.90 + 4359.600 = 14842.500 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 2226.375 > T/2 = 450.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 2226.375 > T/2 = 500.000 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 450.000 kN(제동하중), 500.000 kN(시동하중),

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf + Tm = 412.500 + 500.000 = 912.500 kN

T (복 선) = Tf + Tm = 662.500 + 950.000 = 1612.500 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 4 × 3 × 24.950 = 299.400 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 299.40 - 382.202

= -82.80 < T/2 = 149.70

∴ Tf = 149.70 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 4 × 3 × 44.930 = 539.160 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1572.435 > T/2 = 269.580

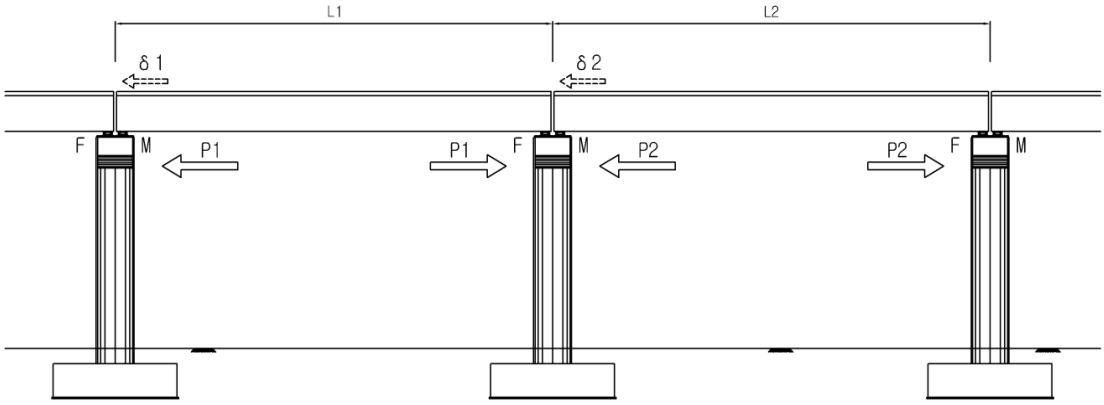
∴ Tm = 269.58 kN

TL = T_b + T_c = 149.700 + 269.580 = 419.280 kN

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 5096.02 × 0.150 = 764.403 kN

Ts2 = 10482.90 × 0.150 = 1572.435 kN

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1' = 7520.76 × 0.150 = 1128.114 kN

Ts2' = 15202.09 × 0.150 = 2280.314 kN

다) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ $\delta = \Delta t \times \alpha \times L$ 여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ $\delta 1$= 15 × 0.00001 × 25.000 = 0.00375 m

∴ $\delta 2$= 15 × 0.00001 × 45.000 = 0.00675 m

▶ 등가수평력

$\delta 1 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 1196.402 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 5.147 m^4

L : 11.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	764.403	1196.402	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1128.114	1858.902	교좌장치마찰에의한 수평력적용

$\delta 2 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 2153.523 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 5.147 m^4

L : 11.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	1572.435	2153.523	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	2280.314	3103.523	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로
등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	1572.435	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	1330.314	슈마찰력 : MAX(Ts1',Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 **(내진계산서 참조)**

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	2040.23	22031.53	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

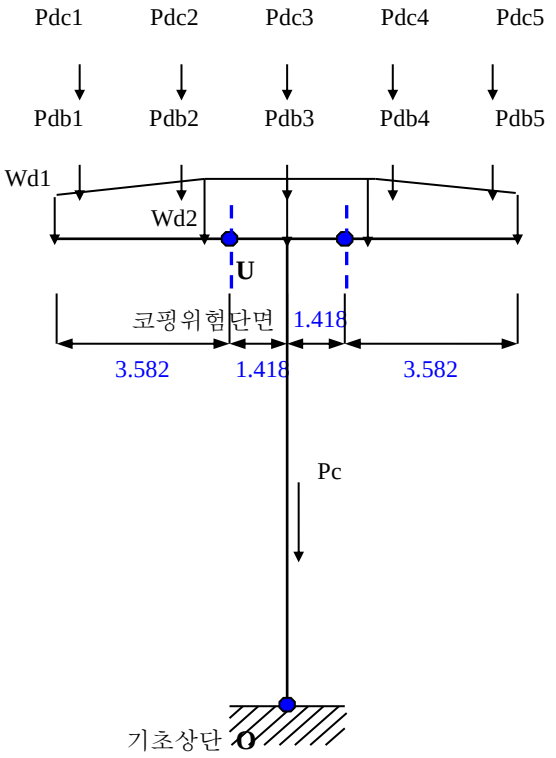
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	5011.10	54112.52	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)

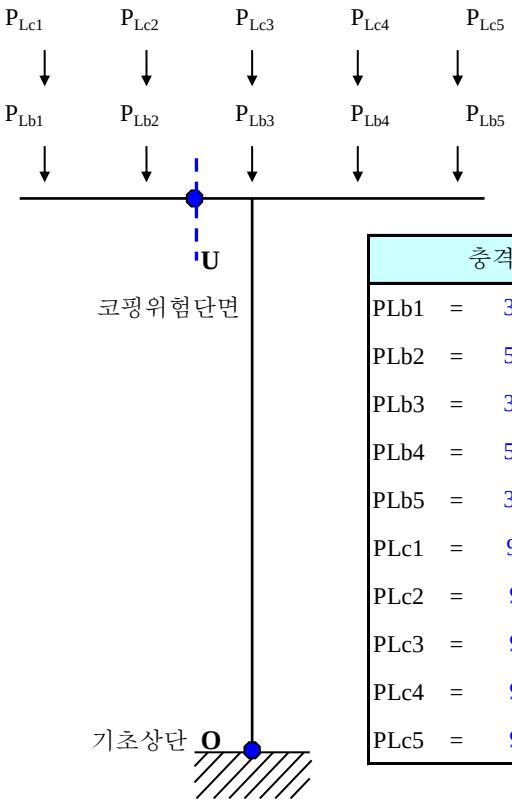


Pdb1	=	1083.96	kN
Pdb2	=	977.11	kN
Pdb3	=	973.88	kN
Pdb4	=	977.11	kN
Pdb5	=	1083.96	kN
Pdc1	=	2121.30	kN
Pdc2	=	2080.40	kN
Pdc3	=	2079.50	kN
Pdc4	=	2080.40	kN
Pdc5	=	2121.30	kN
Wd1	=	147.000	kN/m
Wd2	=	294.000	kN/m
Pc	=	1379.285	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	1083.961	2.582	1083.961	2798.827	4.000	1083.961	4335.844
Pbd2	977.111	0.582	977.111	568.715	2.000	977.111	1954.222
Pbd3	973.878	-1.418	0.000	0.000	0.000	973.878	0.000
Pbd4	977.111	0.582	977.111	568.715	-2.000	977.111	-1954.222
Pbd5	1083.961	2.582	1083.961	2798.827	-4.000	1083.961	-4335.844
Pcd1	2121.300	2.582	2121.300	5477.275	4.000	2121.300	8485.200
Pcd2	2080.400	0.582	2080.400	1210.870	2.000	2080.400	4160.800
Pcd3	2079.500	-1.418	0.000	0.000	0.000	2079.500	0.000
Pcd4	2080.400	0.582	2080.400	1210.870	-2.000	2080.400	-4160.800
Pcd5	2121.300	2.582	2121.300	5477.275	-4.000	2121.300	-8485.200
Wd1	220.50	1.382	727.65	1005.639164	0.000	1455.3	0.000
Wd2	294.000	0.141	82.91885427	11.6930891	0.000	999.600	0.000
Pc	1379.285	-1.418	0.000	0	0.000	1379.285	0.000
합 계			**9213.97**	**11073.019**		**19413.107**	**0.000**

Moy= **-3165.170** kN·m Ho= **0.000** kN

2-1) 활 하 중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시				충격고려시			
PLb1	=	329.999	kN	PLb1	=	365.371	kN
PLb2	=	577.283	kN	PLb2	=	645.288	kN
PLb3	=	361.176	kN	PLb3	=	403.523	kN
PLb4	=	577.283	kN	PLb4	=	645.288	kN
PLb5	=	329.899	kN	PLb5	=	365.271	kN
PLc1	=	906.45	kN	PLc1	=	942.35	kN
PLc2	=	908.16	kN	PLc2	=	944.15	kN
PLc3	=	910.10	kN	PLc3	=	946.18	kN
PLc4	=	908.16	kN	PLc4	=	944.15	kN
PLc5	=	906.45	kN	PLc5	=	942.35	kN

▶ **충격 미고려시**

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	329.999	2.582	329.999	852.069	4.000	329.999	1319.995
PLb2	577.283	0.582	577.283	336.000	2.000	577.283	1154.566
PLb3	361.176	-1.418	0.000	0.000	0.000	361.176	0.000
PLb4	577.283	0.582	577.283	336.000	-2.000	577.283	-1154.566
PLb5	329.899	2.582	329.899	851.811	-4.000	329.899	-1319.596
PLc1	906.450	2.582	906.450	2340.486	4.000	906.450	3625.799
PLc2	908.161	0.582	908.161	528.583	2.000	908.161	1816.321
PLc3	910.100	-1.418	0.000	0.000	0.000	910.100	0.000
PLc4	908.161	0.582	908.161	528.583	-2.000	908.161	-1816.321
PLc5	906.450	2.582	906.450	2340.486	-4.000	906.450	-3625.799
합 계			**2721.892**	**4057.138**		**6714.960**	**0.399**

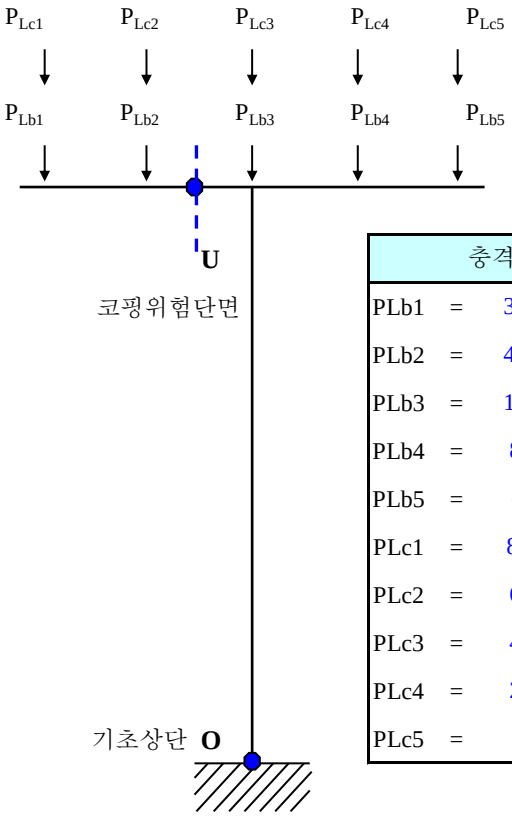
Moy= **-1386.109** kN·m Ho= **0.000** kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	365.371	2.582	365.371	943.401	4.000	365.371	1461.484
PLb2	645.288	0.582	645.288	375.581	2.000	645.288	1290.575
PLb3	403.523	-1.418	0.000	0.000	0.000	403.523	0.000
PLb4	645.288	0.582	645.288	375.581	-2.000	645.288	-1290.575
PLb5	365.271	2.582	365.271	943.144	-4.000	365.271	-1461.085
PLc1	942.353	2.582	942.353	2433.191	4.000	942.353	3769.413
PLc2	944.152	0.582	944.152	549.531	2.000	944.152	1888.304
PLc3	946.183	-1.418	0.000	0.000	0.000	946.183	0.000
PLc4	944.152	0.582	944.152	549.531	-2.000	944.152	-1888.304
PLc5	942.353	2.582	942.353	2433.191	-4.000	942.353	-3769.413
합 계			**2897.164**	**4301.705**		**7143.934**	**0.399**

Moy= **-1359.590** kN·m Ho= **0.000** kN

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시				충격고려시(모멘트)			
PLb1	=	336.695	kN	PLb1	=	371.943	kN
PLb2	=	496.964	kN	PLb2	=	555.378	kN
PLb3	=	180.588	kN	PLb3	=	201.762	kN
PLb4	=	81.357	kN	PLb4	=	91.072	kN
PLb5	=	-7.784	kN	PLb5	=	-7.784	kN
PLc1	=	878.22	kN	PLc1	=	912.22	kN
PLc2	=	667.98	kN	PLc2	=	694.06	kN
PLc3	=	453.72	kN	PLc3	=	471.71	kN
PLc4	=	241.81	kN	PLc4	=	251.80	kN
PLc5	=	27.92	kN	PLc5	=	29.81	kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	336.695	2.582	336.695	869.360	4.000	336.695	1346.781
PLb2	496.964	0.582	496.964	289.251	2.000	496.964	993.928
PLb3	180.588	-1.418	0.000	0.000	0.000	180.588	0.000
PLb4	81.357	0.582	81.357	47.353	-2.000	81.357	-162.714
PLb5	-7.784	2.582	-7.784	-20.100	-4.000	-7.784	31.138
PLc1	878.224	2.582	878.224	2267.607	4.000	878.224	3512.897
PLc2	667.980	0.582	667.980	388.789	2.000	667.980	1335.960
PLc3	453.720	-1.418	0.000	0.000	0.000	453.720	0.000
PLc4	241.815	0.582	241.815	140.745	-2.000	241.815	-483.630
PLc5	27.921	2.582	27.921	72.093	-4.000	27.921	-111.684
합 계			**2379.864**	**3815.007**		**3357.480**	**6462.677**

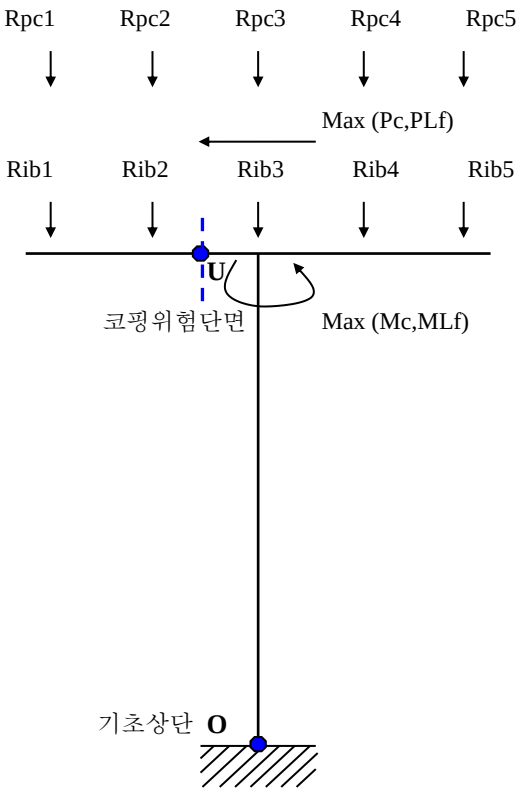
Moy= **-693.055** kN·m Ho= **0.000** kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	371.943	2.582	371.943	960.371	4.000	371.943	1487.772
PLb2	555.378	0.582	555.378	323.251	2.000	555.378	1110.756
PLb3	201.762	-1.418	0.000	0.000	0.000	201.762	0.000
PLb4	91.072	0.582	91.072	53.007	-2.000	91.072	-182.144
PLb5	-7.784	2.582	-7.784	-20.100	-4.000	-7.784	31.138
PLc1	912.218	2.582	912.218	2355.382	4.000	912.218	3648.874
PLc2	694.062	0.582	694.062	403.970	2.000	694.062	1388.124
PLc3	471.706	-1.418	0.000	0.000	0.000	471.706	0.000
PLc4	251.798	0.582	251.798	146.556	-2.000	251.798	-503.595
PLc5	29.812	2.582	29.812	76.976	-4.000	29.812	-119.248
합 계			**2533.602**	**4042.973**		**3571.967**	**6861.677**

Moy= **-679.795** kN·m Ho= **0.000** kN

3-1) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-1) : 복선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (복선)

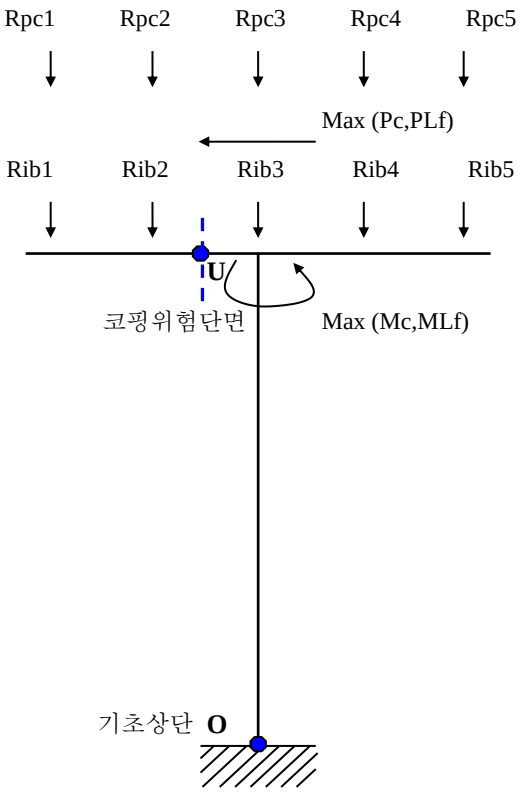
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf,Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf,Mc)	=	0.000	kN·m

Rib1	=	0.000	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	0.000	kN
Rpc1	=	0.000	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	0.000	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rib1	0.000	2.582	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Rib2	0.000	0.582	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Rib3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rib4	0.000	0.582	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Rib5	0.000	2.582	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
Rpc1	0.000	2.582	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Rpc2	0.000	0.582	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Rpc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rpc4	0.000	0.582	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Rpc5	0.000	2.582	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
PLf	**0.000**	-	-	-	11.225	-	0.000
합 계			**0.000**	**0.000**		**0.000**	**0.000**

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

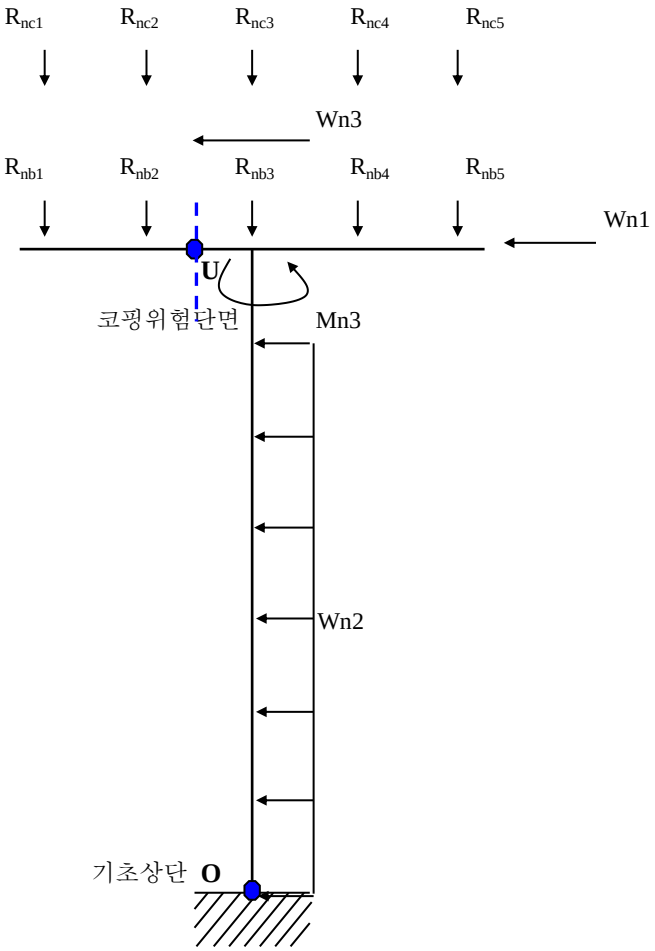
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf,Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf,Mc)	=	0.000	kN·m

Rib1	=	0.000	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	0.000	kN
Rpc1	=	0.000	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	0.000	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	0.000	2.582	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Pbd2	0.000	0.582	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.582	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Pbd5	0.000	2.582	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
Pcd1	0.000	2.582	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Pcd2	0.000	0.582	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.582	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Pcd5	0.000	2.582	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
PLf	**0.000**	-	-	-	11.225	-	0.000
합 계			**0.000**	**0.000**		**0.000**	**0.000**

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

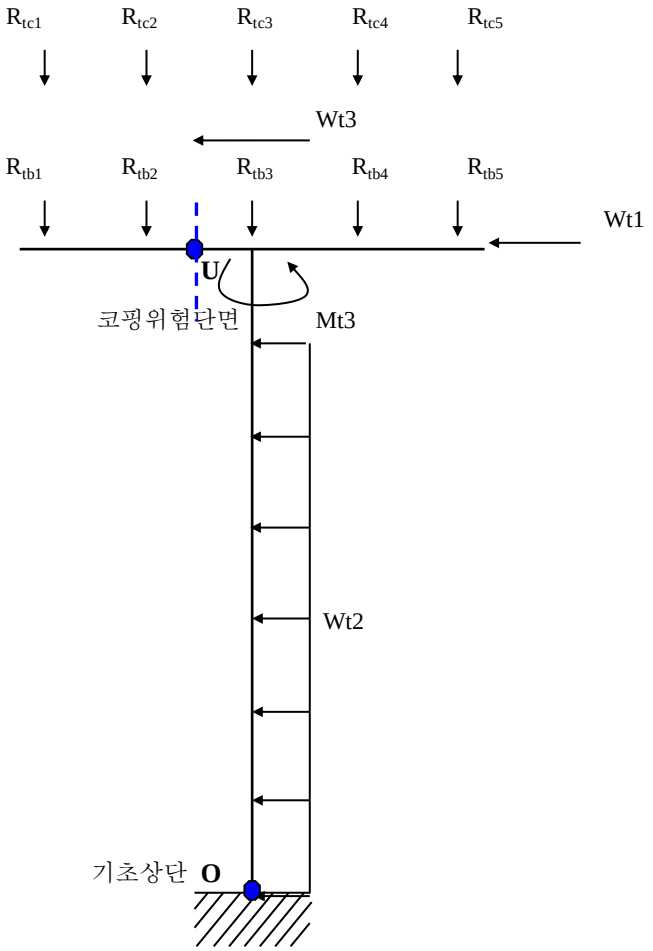


Wn1	=	36.000	kN
Wn2	=	5.760	kN/m
Wn3b	=	197.978	kN
Wn3c	=	383.478	kN
Mn3	=	1895.476	kN·m

Rnb1	=	61.274	kN
Rnb2	=	30.637	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	-30.637	kN
Rnb5	=	-61.274	kN
Rnc1	=	128.273	kN
Rnc2	=	64.137	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	-64.137	kN
Rnc5	=	-128.273	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	61.274	2.582	61.274	158.212	4.000	61.274	245.097
Rnb2	30.637	0.582	30.637	17.832	2.000	30.637	61.274
Rnb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	-30.637	0.582	-30.637	-17.832	-2.000	-30.637	61.274
Rnb5	-61.274	2.582	-61.274	-158.212	-4.000	-61.274	245.097
Rnc1	128.273	2.582	128.273	331.207	4.000	128.273	513.094
Rnc2	64.137	0.582	64.137	37.330	2.000	64.137	128.273
Rnc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	-64.137	0.582	-64.137	-37.330	-2.000	-64.137	128.273
Rnc5	-128.273	2.582	-128.273	-331.207	-4.000	-128.273	513.094
Wn1	**36.00**	-	-	-	11.225	-	404.100
Wn2	**40.32**	-	-	-	3.500	-	141.120
Wn3	**581.46**	-	-	-	11.225	-	6526.844
합 계	**657.776**		**284.321**	**544.581**		**0.000**	**8967.540**

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

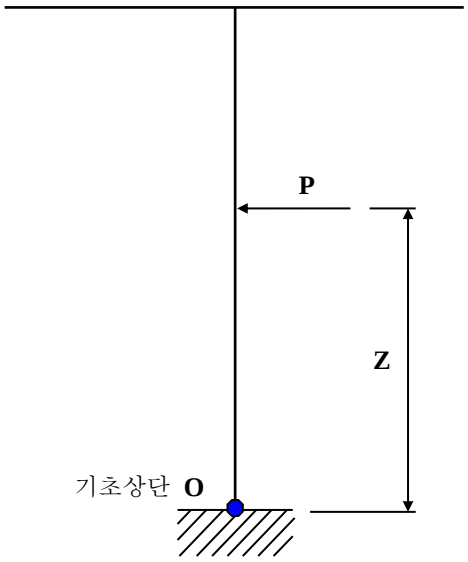


Wt1	=	18.000	kN
Wt2	=	2.880	kN/m
Wt3b	=	138.473	kN
Wt3c	=	262.841	kN
Mt3	=	574.663	kN·m

Rtb1	=	57.466	kN
Rtb2	=	28.733	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	-28.733	kN
Rtb5	=	-57.466	kN
Rtc1	=	115.650	kN
Rtc2	=	57.825	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	-57.825	kN
Rtc5	=	-115.650	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	57.466	2.582	57.466	148.380	4.000	57.466	229.865
Rtb2	28.733	0.582	28.733	16.724	2.000	28.733	57.466
Rtb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	-28.733	0.582	-28.733	-16.724	-2.000	-28.733	57.466
Rtb5	-57.466	2.582	-57.466	-148.380	-4.000	-57.466	229.865
Rtc1	115.650	2.582	115.650	298.613	4.000	115.650	462.600
Rtc2	57.825	0.582	57.825	33.656	2.000	57.825	115.650
Rtc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	-57.825	0.582	-57.825	-33.656	-2.000	-57.825	115.650
Rtc5	-115.650	2.582	-115.650	-298.613	-4.000	-115.650	462.600
Wt1	**18.00**	-	-	-	11.225	-	202.050
Wt2	**20.16**	-	-	-	3.500	-	70.560
Wn3	**401.31**	-	-	-	11.225	-	4504.750
합 계	**439.474**		**259.674**	**497.373**		**0.000**	**6508.523**

6) 유 수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	3.000	m

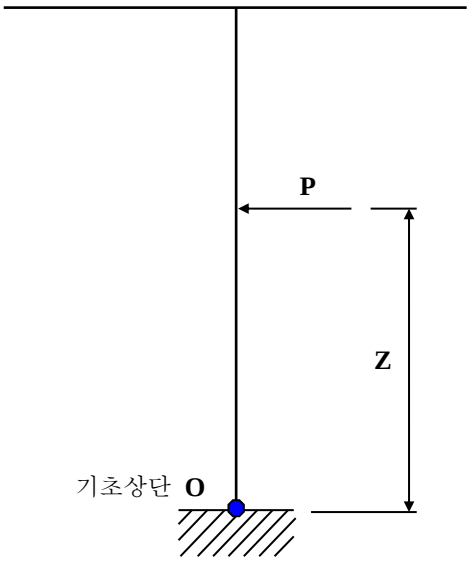
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 0.000 × 3.000 = **0.000** kN·m

Ho= **0.000** kN

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	4.800	m

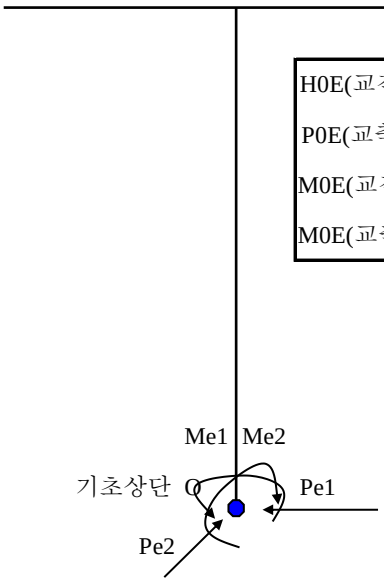
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 1000.000 × 4.800 = **4800.000** kN·m

Ho= **1000.000** kN

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년

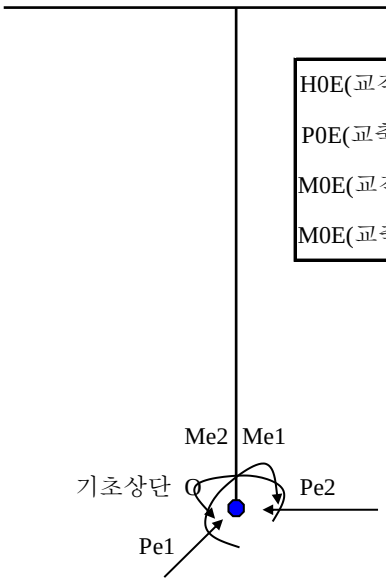


H0E(교직)	=	2045.376	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	26315.927	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	77.326	kN
R_{EB2}	=	38.663	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	-38.663	kN
R_{EB5}	=	-77.326	kN
R_{EC1}	=	309.783	kN
R_{EC2}	=	154.891	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	-154.891	kN
R_{EC5}	=	-309.783	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	77.326	2.582	77.326	199.659	-	-	-
REB2	38.663	0.582	38.663	22.503	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-38.663	0.582	-38.663	-22.503	-	-	-
REB5	-77.326	2.582	-77.326	-199.659	-	-	-
REC1	309.783	2.582	309.783	799.870	-	-	-
REC2	154.891	0.582	154.891	90.152	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-154.891	0.582	-154.891	-90.152	-	-	-
REC5	-309.783	2.582	-309.783	-799.870	-	-	-
He1	**2045.376**	-	-	-	-	-	**26315.927**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**580.663**	**1112.185**			

9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



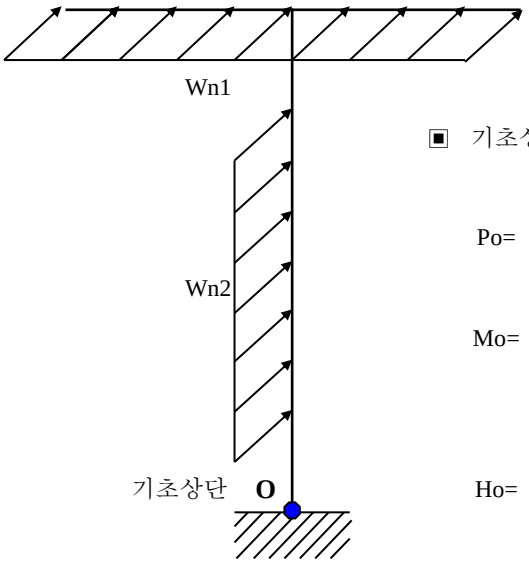
H0E(교직)	=	5023.730	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	64635.610	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	189.924	kN
R_{EB2}	=	94.962	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	-94.962	kN
R_{EB5}	=	-189.924	kN
R_{EC1}	=	760.870	kN
R_{EC2}	=	380.435	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	-380.435	kN
R_{EC5}	=	-760.870	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	189.924	2.582	189.924	490.389	-	-	-
REB2	94.962	0.582	94.962	55.271	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-94.962	0.582	-94.962	-55.271	-	-	-
REB5	-189.924	2.582	-189.924	-490.389	-	-	-
REC1	760.870	2.582	760.870	1964.594	-	-	-
REC2	380.435	0.582	380.435	221.427	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-380.435	0.582	-380.435	-221.427	-	-	-
REC5	-760.870	2.582	-760.870	-1964.594	-	-	-
He1	**5023.730**	-	-	-	-	-	**64635.610**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**1426.190**	**2731.682**			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



Wn1	=	10.020	kN/m
Wn2	=	5.760	kN/m

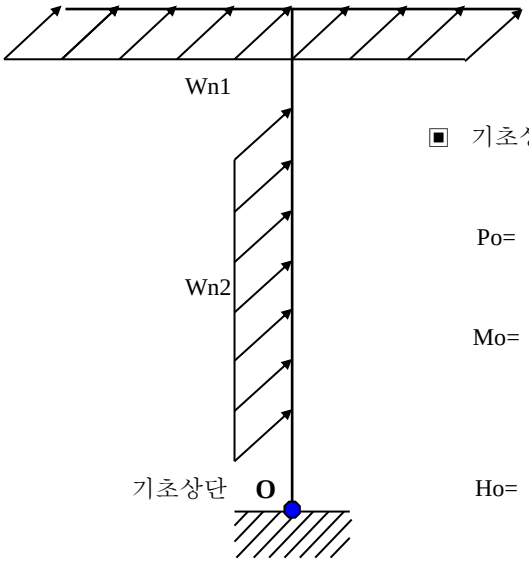
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = **0.000** kN

Mo= 100.200 × 9.000 +
40.320 × 3.500 = **1042.920** kN·m

Ho= = **140.5200** kN

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



Wn1	=	5.010	kN/m
Wn2	=	2.880	kN/m

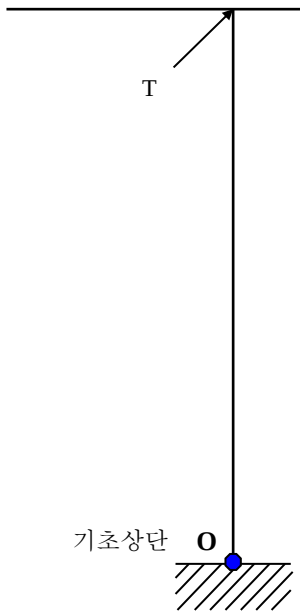
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = **0.000** kN

Mo= 50.100 × 9.000 +
20.160 × 3.500 = **521.460** kN·m

Ho= = **70.2600** kN

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f복선}$	=	662.500	kN
$T_{m복선}$	=	950.000	kN
$T_{f단선}$	=	412.500	kN
$T_{m단선}$	=	500.000	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

Po= **0.000** kN

Mo= 662.500 × 11.900 +

950.000 × 11.500

= **18808.750** kN·m

Ho= **1612.50** kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

Po= **0.000** kN

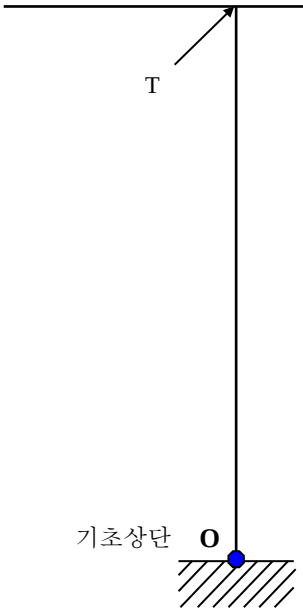
Mo= 412.500 × 11.900 +

500.000 × 11.500

= **10658.750** kN·m

Ho= **912.50** kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	149.700	kN
T_m	=	269.580	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

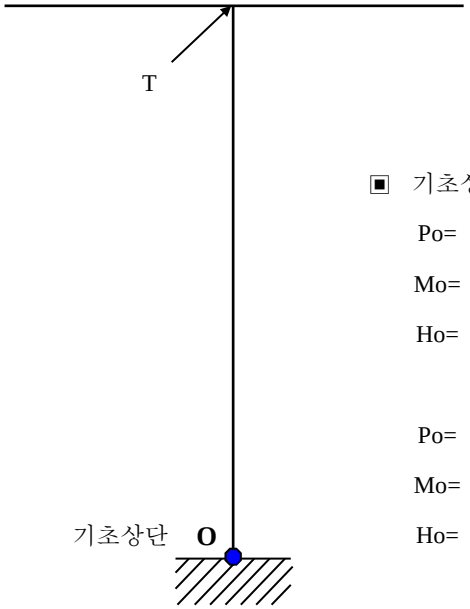
Mo= 149.700 × 11.900 +

269.580 × 11.500

= **4881.600** kN·m

Ho= **419.280** kN

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	1572.435	kN
시제동하중 작용시	=	1330.314	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 1572.435 × 11.900 = **18711.977** kN·m

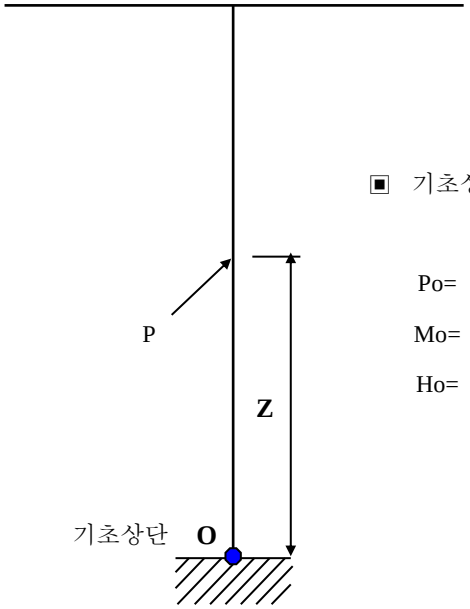
Ho= **1572.435** kN

Po= **0.000** kN

Mo= 1330.314 × 11.900 = **15830.737** kN·m

Ho= **1330.314** kN

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	4.800	M

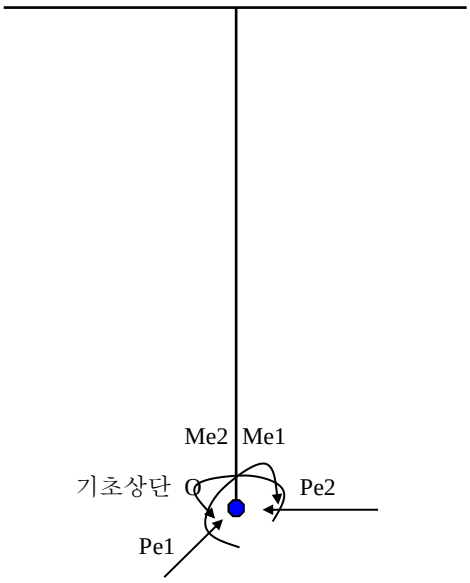
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 500.000 × 4.800 = **2400.000** kN·m

Ho= **500.000** kN

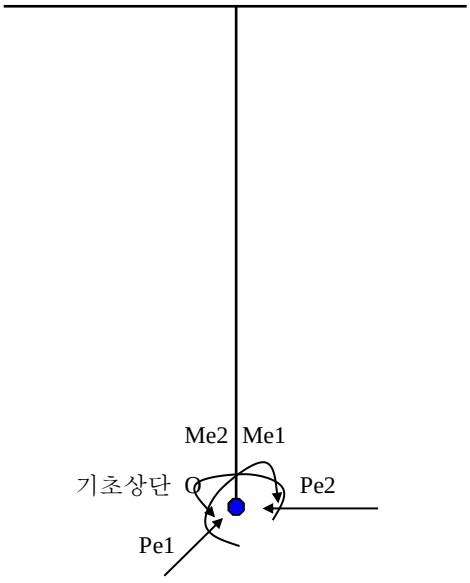
7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	**0.000**	kN	Pe2=	**0.000**	kN
He1=	**2040.234**	kN·m	He2=	**0.000**	kN·m
Me1=	**22031.526**	kN	Me2=	**0.000**	kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	**0.000**	kN	Pe2=	**0.000**	kN
He1=	**5011.100**	kN·m	He2=	**0.000**	kN·m
Me1=	**54112.520**	kN	Me2=	**0.00**	kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		9,214	11,073	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	2,722	4,057	
		충격 고려시	2,897	4,302	
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	2,380	3,815	
		충격 고려시	2,534	4,043	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	
Load Case 3-2		단 선	-	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		284	545	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		260	497	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		581	1,112	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,426	2,732	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	12,111	15,375	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	11,748	15,116	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	9,498	11,618	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	12,371	15,872	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	12,007	15,613	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	12,111	15,375	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	11,748	15,116	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	9,498	11,618	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	**17,799**	**22,907**	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	**17,126**	**22,428**	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	**19,378**	**24,600**	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	**18,796**	**24,186**	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	**16,495**	**20,971**	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	**15,986**	**20,609**	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	**12,823**	**15,684**	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	**16,845**	**21,642**	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	**16,336**	**21,280**	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	**16,495**	**20,971**	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	**15,986**	**20,609**	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	**11,398**	**13,941**	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		**11,913**	**15,581**	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	**12,758**	**17,200**	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교직방향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	19,413	-	3,165
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	6,715	0	1,386
			충격 고려시	-	-	7,144	0	1,360
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,357	6,463	693
			충격 고려시	-	-	3,572	6,862	680
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		658	-	-	8,968	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		439	-	-	6,509	-
교직방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	4,800	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		2,045	-	-	26,316	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		5,024	-	-	64,636	-
교축방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	141	-	-	1,043
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	70	-	-	521
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	1,613	-	-	18,809
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	913	-	-	10,659
	L.C 13	장대레일종하중		-	419	-	-	4,882
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	1,572	-	-	18,712
			시제동하중 작용	-	1,330	-	-	15,831
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,400
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	2,040	-	-	22,032
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	5,011	-	-	54,113

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비 고
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	**26,557**	**-**	**0**	**-**	**4,525**	
combo 2	**22,985**	**-**	**6,862**	**-**	**3,845**	
combo 3	**26,557**	**-**	**0**	**1,572**	**23,237**	
combo 4	**22,985**	**-**	**6,862**	**1,572**	**22,557**	
combo 5	**19,413**	**658**	**8,968**	**1,713**	**22,920**	
combo 6	**26,557**	**439**	**6,509**	**3,432**	**44,567**	
combo 7	**22,985**	**439**	**13,370**	**2,732**	**35,738**	
combo 8	**26,557**	**1,000**	**4,800**	**500**	**6,925**	
combo 9	**22,985**	**1,000**	**11,662**	**500**	**6,245**	
combo 10	**19,413**	**1,658**	**13,768**	**641**	**6,608**	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직 , 교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중 (100)	교축직각지진하중 (1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중 (100)	교축방향지진하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

<3차현장자문회의 결과 반영>

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 11	**39,424**	**-**	**1**	**-**	**6,788**	철설기 8.3.1	
comb 12	**32,816**	**-**	**12,694**	**-**	**5,531**	철설기 8.3.1	
comb 13	**42,491**	**-**	**1**	**-**	**7,240**	철설기 8.3.2	
comb 14	**36,776**	**-**	**10,979**	**-**	**6,152**	철설기 8.3.2	
comb 15	**36,209**	**-**	**1**	**2,123**	**31,438**	철설기 8.3.3	
comb 16	**31,208**	**-**	**9,606**	**2,123**	**30,486**	철설기 8.3.3	
comb 17	**26,208**	**888**	**12,106**	**2,312**	**30,942**	철설기 8.3.4	
comb 18	**36,209**	**593**	**8,787**	**4,735**	**61,418**	철설기 8.3.5	
comb 19	**31,208**	**593**	**18,393**	**3,755**	**49,057**	철설기 8.3.5	
comb 20	**36,209**	**1,350**	**6,481**	**675**	**9,416**	철설기 8.3.7	
comb 21	**31,208**	**1,350**	**16,086**	**675**	**8,465**	철설기 8.3.7	
comb 22	**23,296**	**1,989**	**16,521**	**769**	**7,930**	철설기 8.3.8	
comb 23	**22,592**	**-**	**6,107**	**2,040**	**25,802**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 24	**22,592**	**2,045**	**32,423**	**-**	**3,770**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 25	**22,592**	**-**	**6,107**	**5,011**	**57,883**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 26	**22,592**	**5,024**	**70,743**	**-**	**3,770**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중,최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중 (100)	교축직각지진하중 (1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중 (100)	교축방향지진하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 27	**28,747**	-	**1**	-	**5,047**	철설기 8.3.1	
comb 28	**22,139**	-	**12,694**	-	**3,790**	철설기 8.3.1	
comb 29	**26,961**	-	**1**	-	**4,707**	철설기 8.3.2	
comb 30	**21,246**	-	**10,979**	-	**3,620**	철설기 8.3.2	
comb 31	**25,532**	-	**1**	**2,123**	**29,697**	철설기 8.3.3	
comb 32	**20,531**	-	**9,606**	**2,123**	**28,745**	철설기 8.3.3	
comb 33	**15,530**	**888**	**12,106**	**2,312**	**29,201**	철설기 8.3.4	
comb 34	**25,532**	**593**	**8,787**	**4,735**	**59,678**	철설기 8.3.5	
comb 35	**20,531**	**593**	**18,393**	**3,755**	**47,316**	철설기 8.3.5	
comb 36	**25,532**	**1,350**	**6,481**	**675**	**7,676**	철설기 8.3.7	
comb 37	**20,531**	**1,350**	**16,086**	**675**	**6,724**	철설기 8.3.7	
comb 38	**17,472**	**1,989**	**16,521**	**769**	**6,980**	철설기 8.3.8	
comb 39	**22,592**	-	**6,107**	**2,040**	**25,802**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 40	**22,592**	**2,045**	**32,423**	-	**3,770**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 41	**22,592**	-	**6,107**	**5,011**	**57,883**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 42	**22,592**	**5,024**	**70,743**	-	**3,770**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중(충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

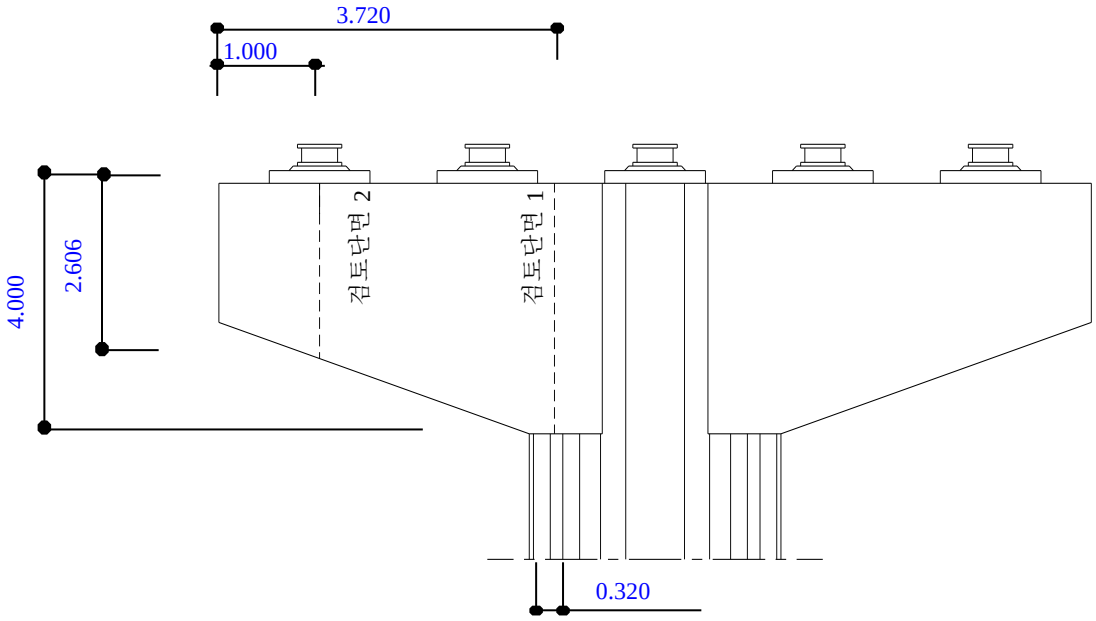
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고	
combo 43	**26,128**	**-**	**0**	**-**	**4,551**	철설기 8.3.1	
combo 44	**22,771**	**-**	**6,463**	**-**	**3,858**	철설기 8.3.1	
combo 45	**26,128**	**-**	**0**	**1,572**	**23,263**	철설기 8.3.3	
combo 46	**22,771**	**-**	**6,463**	**1,572**	**22,570**	철설기 8.3.3	
combo 47	**19,413**	**658**	**8,968**	**1,713**	**22,920**	철설기 8.3.4	
combo 48	**26,128**	**439**	**6,509**	**3,432**	**44,594**	철설기 8.3.5	
combo 49	**22,771**	**439**	**12,971**	**2,732**	**35,751**	철설기 8.3.5	
combo 50	**26,128**	**1,000**	**4,800**	**500**	**6,951**	철설기 8.3.7	
combo 51	**22,771**	**1,000**	**11,263**	**500**	**6,258**	철설기 8.3.7	
combo 52	**19,413**	**1,789**	**15,561**	**669**	**6,817**	철설기 8.3.8	
combo 53	**22,771**	**-**	**6,463**	**2,040**	**25,890**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
combo 54	**22,771**	**2,045**	**32,779**	**-**	**3,858**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
combo 55	**22,771**	**-**	**6,463**	**5,011**	**57,971**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
combo 56	**22,771**	**5,024**	**71,098**	**-**	**3,858**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	**comb 4**	**15,872**	
계수하중	최대모멘트	**comb 13**	**24,600**	
	최대전단력	**comb 13**	**19,378**	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3,000	4,000	3,800	200	24,600	19,378	15,872

Ln= 5440.00 mm Ln/D = 5440.00 / 3800.00 = 1.432 < 4

∴DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	32	-	23	EA	=	18,267	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	32	-	23	EA	=	18,267	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	32	-	23	EA	=	18,267	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 54799.800 mm^2 [사용률 3.009]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 286.535 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03026 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 18210.282 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 456,276 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 39,900 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 24,280 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **OK!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 286.535 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 68131.992 kN · mm

ΦMn > Mu (= 24599.558 kN · m) [사용률 = 2.770] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 3000.0 × 3800.00 / 1000 = 8845.72 kN

ΦVc= 8845.72 < Vu = 19377.813 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

ΦVmax = Φ · 5 · (√fck / 6) · bw · d = 44228.597 kN > 19377.813 kN ∴ **O.K!!**

- 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : Av, 간격 : Sv ⇒ Av_{min} = 0.0025×b×Sv , Sv≤ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : Ah, 간격 : Sh ⇒ Av_{min} = 0.0015×b×Sh , Sh≤ (d/5, 300mm)

Vu = ΦVn = Φ(Vc + Vs)

Sv = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ **O.K**

d /5 = 3800.0 / 5 = 760 mm

H 19 사용, Av = 6 × 287 = 1,719 mm^2 ≥ 0.0025×b×Sv ∴ **O.K**

0.0025×b×Sv = 0.0025 × 3000 × 200 = 1,500 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200** mm 로 배근

Sh = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ **O.K**

d /5 = 3800.0 / 5 = 760.000 mm

H 22 사용, Ah = 6 × 387.100 = 2322.600 mm^2 ≥ 0.0015×b×Sh ∴ **O.K**

0.0015×b×Sh = 0.0015 × 3000 × 200.00 = 900.000 mm^2

∴ **H22 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

ΦVs = Φ {Av / S1 × (1+ln/d) / 12 + Ah / S2 × (11-ln/d)/12} fy × d = 14213.884 kN

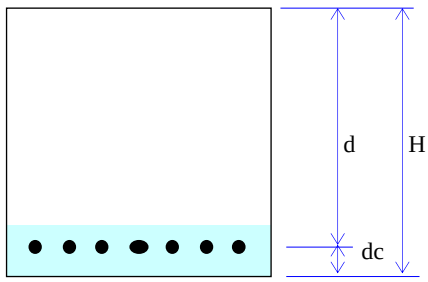
- 전단강도검토

Vu = 19377.813 kN < Φ(Vc + Vs) = 8845.72 + 14213.884 = 23059.603 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	4,000	mm,	B =	3,000	mm ,
d =	3,800	mm,	dc =	200	mm ,
Mo =	15,872	kN· m,	As =	54,800	mm^2
N =	23		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 866 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 82 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 85 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 32 / 2 = 84 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 713 mm

최외단철근 평균배근간격; 3000 / 23 = 130.4 mm < 713 mm **O.K!!**

6.2 지점부 (corbel 검토)

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3000.00	4000.00	3800.00	200.00	24599.558	19377.813	15872.097

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

Vu = 19377.813 kN

Mu = 24599.558 kN·m

나) corbel 판정

a = Mu / Vu = 24599.558 / 19377.813 = 1.269 m

d = 4.000 - 0.200 = 3.800 m

a / d = 1.269 / 3.800 = 0.334 < 1.0 ∴ **corbel로 검토**

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 19377.813 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 19377.813 = 3875.563 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 24599.558 + 3875.563 × (4.000 - 3.800)

= 25374.671 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$Vn_max \le 0.2 \times fck \times bo \times d \;,\; 5.6 \times bo \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3{,}000 \times 3{,}800 = 68{,}400$ kN

$\le 5.6 \times 3{,}000 \times 3{,}800 = 63{,}840$ kN

$\Phi Vn_max = 0.75 \times 63840.00 = 47880.000$ kN

$\Phi Vn_max = 47{,}880$ kN $>$ $Vu = 19{,}378$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 19{,}377{,}813 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 46{,}138$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$Mu = 25{,}375$ kN·m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}, \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_f \times fy \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\, d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)\,]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

$$= \frac{111}{0.005} = 21{,}176 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$Nu = 3{,}876$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times fy) = 3{,}876 / (0.75 \times 400)$

$= 12918.543$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 21176 + 12919 = 34,094 ㎟

$\geq$ 2/3 46138 + 12919 = 43,677 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400 × 3000 × 3800 = 34,200 ㎟

$\therefore$ A_s = 43,677 ㎟

Use As (1단)	:	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2	,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2	,	d2 =	200 mm
Use As (3단)	:	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2	,	d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 54799.800 mm^2 [사용률 1.255]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

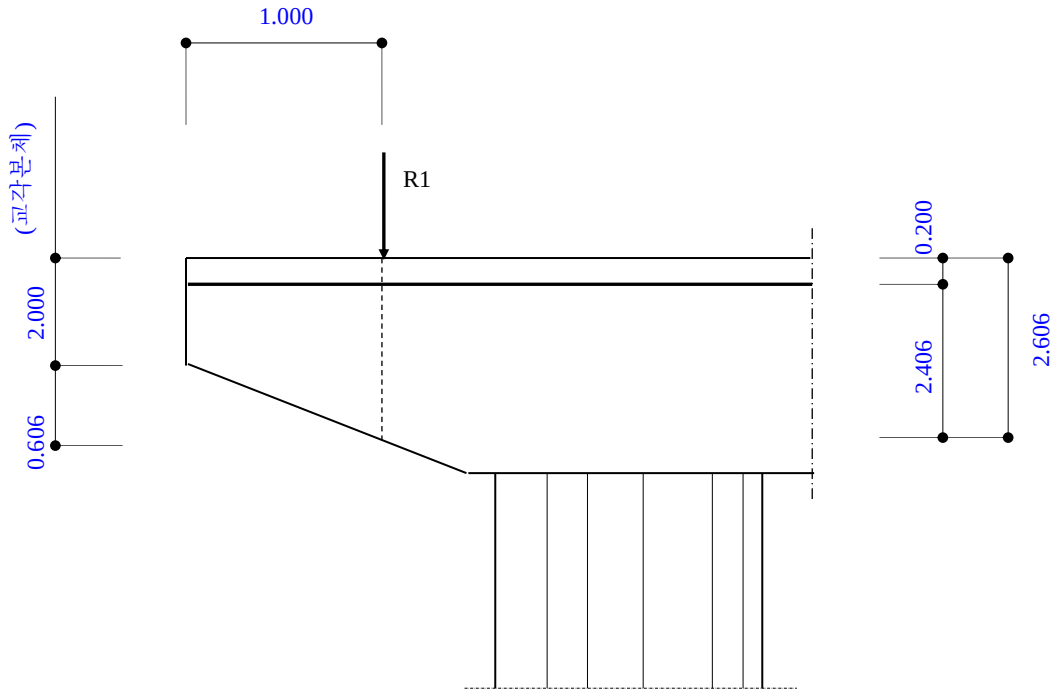
A_h = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (43,677 - 12,919)

= 15,379 ㎟

Use	**H**	**22**	-	**6**	EA	×	**12**	단	=	27,871 mm^2

$\therefore$ **O.K!!**

6.3 교좌부 (corbel 검토)



fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3000.00	2606.06	2406.06	200.00	231.222	2543.886	15872.097

1) 하중산정

가) 자중

W_{O1} = 2.000 × 1.000 × 3.000 × 24.500 = 147.000 kN

W_{O2} = 1/2 × 0.606 × 1.000 × 3.000 × 24.500 = 22.273 kN

∑ = 169.273 kN

M_{O1} = 147.000 × 0.500 = 73.500 kN.m

M_{O2} = 22.273 × 0.333 = 7.417 kN

∑ = 80.917 kN

나) 상부 고정하중

R_D = 1083.961 kN

다) 상부 활하중

R_D = 336.695 kN

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

V_u = 1.6 × 169.273 + 1.6 × 1083.961 + 1.6 × 336.695

= 2543.886 kN

M_u = 1.6 × 80.917

= 129.467 kN

2) 적용범위 검토

a = Mu / Vu = 129.467 / 2543.886 = 0.051 m

d = 2.606 - 0.200 = 2.406 m

a / d = 0.051 / 2.406 = 0.021 < 1 ∴ **corbel로 검토**

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 2543.886 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 2543.886 = 508.777 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 129.467 + 508.777 × (2.606 - 2.406)

= 231.222 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n_max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \;,\; 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3000.00 \times 2406.06 = 43309.091$ kN

$\le 5.6 \times 3000.00 \times 2406.06 = 40421.818$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 40421.82 = 30316.364$ kN

$\Phi V_{n_max} = 30316.364$ kN $>$ $V_u = 2543.886$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 2543886.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 6056.871$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 231.222$ kN·m

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\, d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)\,]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{1.571}{0.005} = 300.41 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 508.777$ kN

$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 508.777 / (0.75 \times 400)$

$= 1695.923$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 300.41 + 1695.923 = 1996.333 ㎟

$\geq$ 2/3 6056.871 + 1695.923 = 5733.837 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 3000.000 × 2406.061 = 21654.545 ㎟

$\therefore$ A_s = 21654.545 ㎟

Use As (1단) :	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	32	-	23	EA	=	18266.600	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 54799.800 mm^2 [사용률 2.531]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

A_h = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (21654.545 - 1695.923)

= 9979.311 ㎟

Use	**H**	**22**	-	**6**	EA	×	**8**	단	=	18580.800 mm^2

$\therefore$ **O.K!!**

7. 기 둥 설 계

7.1 단면력 집계

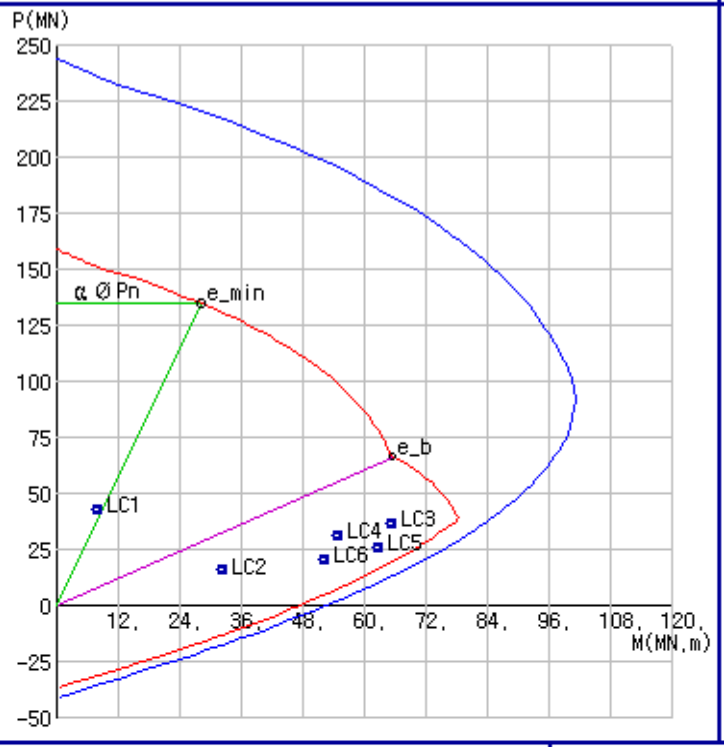
구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 13	42,491	0	0	7,240	1	Load case 1
	최소축력		comb 33	15,530	2,312	888	29,201	12,106	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 18	36,209	4,735	593	61,418	8,787	Load case 3
		교직방향	comb 19	31,208	3,755	593	49,057	18,393	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 34	25,532	4,735	593	59,678	8,787	Load case 5
		교직방향	comb 35	20,531	3,755	593	47,316	18,393	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	22,592	2,040	0	25,802	6,107	Load case 7
	교축직각방향		comb 24	22,592	0	2,045	3,770	32,423	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	22,592	5,011	0	57,883	6,107	Load case 9
	교축직각방향		comb 26	22,592	0	5,024	3,770	70,743	Load case 10
지 진 시 (소성설계)	교축방향 (R= ####		comb 25	22,592	5,011	0	58,327	6,154	Load case 11
	교축직각방향 (R= ####		comb 26	22,592	0	5,024	3,799	71,285	Load case 12

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ **P - M 상관도**

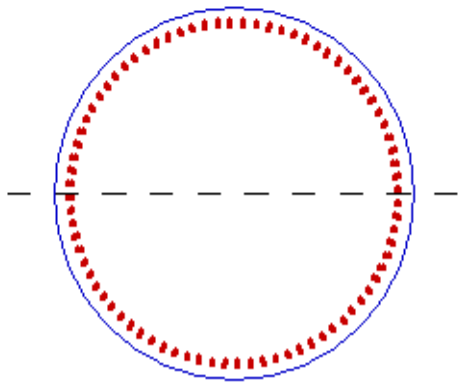
검토단면 : P2(상시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27520 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	5.147 E+12 mm⁴
Iy	=	5.147 E+12 mm⁴
Ag	=	8.042 E+06 mm²
Lu	=	11000.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.278 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 207.619 mm

ØP_min = 134575.600 KN

ØM_min = 27940.390 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 991.103 mm

ØPb = 65981.590 KN

ØMb = 65394.540 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 102784.000 mm²

▶ P2(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P2(상시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 30 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 27520 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.90

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3200.00 mm
철근 피복두께(d') : 139.50 mm
비지지 길이 (Lu) : 11000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 80ea = 51392.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 80ea = 51392.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 102784.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 42491.266 KN

계수모멘트(X) : Mux = 7239.615 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 7239.615 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 0.639 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 0.639 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.057
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.057

X축 확대모멘트 : δMux = 7653.363 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.676 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 7653.363 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.005 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 180.12 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.300 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.685 + 15813.422 + -11837.699 = 101206.408 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.274 + 16636.759 + 14226.099 = 100302.132 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65983.95 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65394.38 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.278 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 207039.416 KN
Mn = αPn × e_min = 42984.543 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 134575.615 KN ≥ Pu = 42491.266 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 27939.951 KN·m ≥ Mu = 7653.363 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15530.485 KN

계수모멘트(X) : Mux = 29201.246 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 29201.246 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 12106.178 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 12106.178 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.020
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.020

X축 확대모멘트 : δMux = 29789.869 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 12350.208 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 32248.472 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 22.518 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 2076.46 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.222 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.718 + 15813.554 + -11838.355 = 101205.917 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 16636.868 + 14226.846 = 100302.990 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.08 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65984.54 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65395.85 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1142.236 mm 로 가정하면...

e' = Mn/Pn = 2076.463 mm ≒ e = 2076.463 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.005076 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 51354.839 + 11493.280 + -21242.347 = 41605.772 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 53347.066 + 14176.046 + 18869.736 = 86392.849 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00508
0.005 ≤ εt = 0.00508 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 37445.194 KN ≥ Pu = 15530.485 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 77753.562 KN·m ≥ Mu = 32248.472 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 36209.202 KN

계수모멘트(X) : Mux = 61418.360 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 61418.360 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8787.064 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8787.064 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.048
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.048

X축 확대모멘트 : δMux = 64384.451 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 9211.420 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 65040.048 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 8.142 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 1796.23 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.294 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.689 + 15818.260 + -11841.907 = 101207.042 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.274 + 16637.287 + 14227.180 = 100303.741 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65982.15 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65393.25 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1253.663 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1796.23 mm ≒ e = 1796.23 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 58397.553 + 12247.925 + -19903.602 = 50741.875 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 57560.602 + 14758.657 + 18824.829 = 91144.085 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00436
εy = 0.002 < εt = 0.00436 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.847
설계축하중강도 : ØPn = 42953.126 KN ≥ Pu = 36209.202 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 77153.700 KN·m ≥ Mu = 65040.048 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 31208.448 KN

계수모멘트(X) : Mux = 49056.647 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 49056.647 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 18392.853 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 18392.853 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.041
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.041

X축 확대모멘트 : δMux = 51085.034 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 19153.358 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 54557.601 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 20.553 °

최 소 편 심 : e_min = 207.61 mm
작 용 편 심 : e = 1748.17 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.211 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.719 + 15825.779 + -11846.663 = 101209.836 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 16640.136 + 14228.520 = 100307.932 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.09 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6519
평 형 축 하 중 : ØPb = 65975.48 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65387.56 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1276.478 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1748.168 mm ≒ e = 1748.168 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 59867.008 + 12398.583 + -19632.308 = 52633.283 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 58357.567 + 14864.850 + 18789.411 = 92011.828 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00422
εy = 0.002 < εt = 0.00422 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.835
설계축하중강도 : ØPn = 43969.568 KN ≥ Pu = 31208.448 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 76866.197 KN·m ≥ Mu = 54557.601 KN·m ∴ O.K

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 25531.993 KN

계수모멘트(X) : Mux = 59677.517 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 59677.517 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8787.064 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8787.064 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.034
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.034

X축 확대모멘트 : δMux = 61681.165 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 9082.086 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 62346.214 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 8.376 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 2441.89 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.259 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.709 + 15816.266 + -11840.497 = 101206.477 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 16637.052 + 14227.080 = 100303.407 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.08 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65983.27 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65394.50 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1039.177 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2441.886 mm ≒ e = 2441.886 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 45007.505 + 10779.967 + -22505.076 = 33282.397 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 48980.640 + 13569.181 + 18721.992 = 81271.809 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00588
0.005 ≤ εt = 0.00588 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 29954.156 KN ≥ Pu = 25531.993 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 73144.626 KN·m ≥ Mu = 62346.214 KN·m ∴ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 20531.239 KN

계수모멘트(X) : Mux = 47315.804 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 47315.804 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 18392.853 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 18392.853 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

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 = 1.027

X축 확대모멘트 : δMux = 48584.918 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 18886.190 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 52126.600 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 21.242 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 2538.89 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.132 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.718 + 15821.976 + -11845.382 = 101207.312 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 16638.548 + 14229.030 = 100306.855 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.10 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6519
평 형 축 하 중 : ØPb = 65981.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65394.54 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축 x = 1017.306 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2538.892 mm ≒ e = 2538.892 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006067 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 43692.635 + 10625.394 + -22767.639 = 31550.390 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 48007.251 + 13430.003 + 18665.779 = 80103.031 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00607
0.005 ≤ εt = 0.00607 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900

설계축하중강도 : ØPn = 28395.350 KN ≥ Pu = 20531.239 KN ∴ O.K

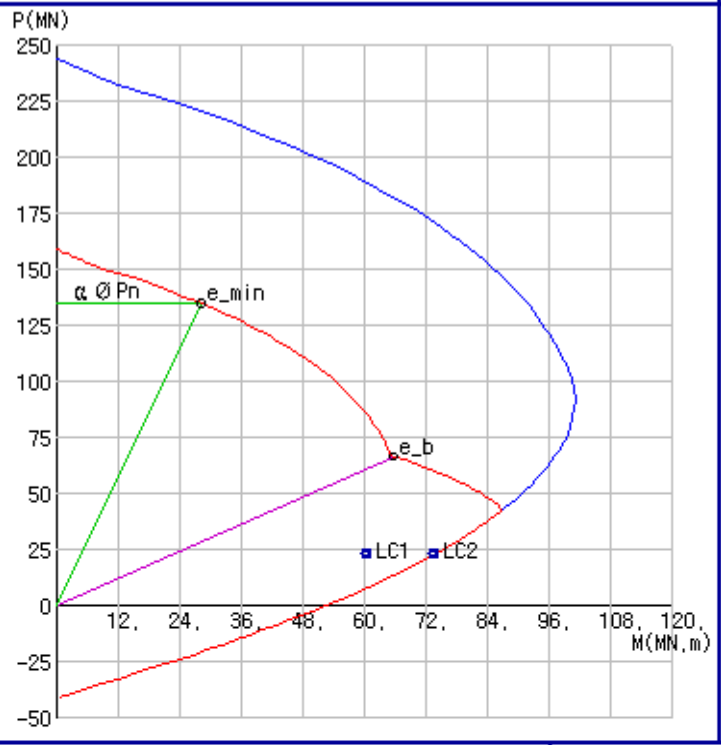
설 계 휨 강 도 : ØMn = 72092.726 KN·m ≥ Mu = 52126.600 KN·m ∴ O.K

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ **P - M 상관도**

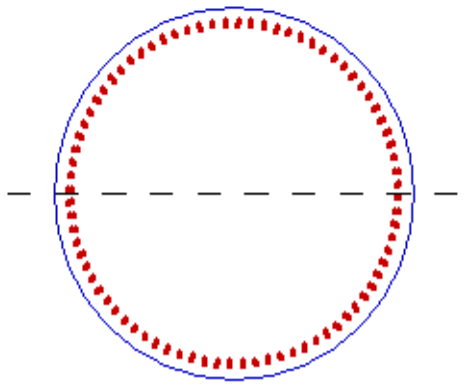
검토단면 : P2(지진시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27520 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	5.147 E+12 mm⁴
Iy	=	5.147 E+12 mm⁴
Ag	=	8.042 E+06 mm²
Lu	=	11000.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.278 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 207.616 mm

ØP_min = 134575.600 KN

ØM_min = 27940.050 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 991.119 mm

ØPb = 66059.780 KN

ØMb = 65473.090 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 102784.000 mm²

▶ P2(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P2(지진시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 30 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 27520 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 1.00

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3200.00 mm
철근 피복두께(d') : 139.50 mm
비지지 길이 (Lu) : 11000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 80ea = 51392.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 80ea = 51392.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 102784.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 22592.158 KN

계수모멘트(X) : Mux = 58326.801 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 58326.801 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 6153.746 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 6153.746 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.030
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.030

X축 확대모멘트 : δMux = 60052.942 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 6335.862 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 60386.248 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 6.023 °

최 소 편 심 : e_min = 207.61 mm
작 용 편 심 : e = 2672.89 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.300 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.685 + 15823.905 + -11844.980 = 101209.610 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.274 + 16639.394 + 14227.584 = 100306.252 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6527
평 형 축 하 중 : ØPb = 66055.91 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65466.32 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 990.639 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2672.886 mm ≒ e = 2672.885 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006311 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 42082.346 + 10430.659 + -23097.215 = 29415.791 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 46782.477 + 13253.560 + 18589.010 = 78625.046 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00631
0.005 ≤ εt = 0.00631 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 29415.791 KN ≥ Pu = 22592.158 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 78625.046 KN·m ≥ Mu = 60386.248 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 22592.158 KN

계수모멘트(X) : Mux = 3799.113 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 3799.113 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 71285.261 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 71285.261 KN·m

X축 세장비 : λx = 28.9
Y축 세장비 : λy = 28.9

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.030
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.030

X축 확대모멘트 : δMux = 3911.545 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 73394.899 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 73499.057 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 86.949 °

최 소 편 심 : e_min = 207.62 mm
작 용 편 심 : e = 3253.30 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.036 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.704 + 15823.756 + -11846.916 = 101207.543 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 16639.426 + 14230.004 = 100308.706 KN·m

평 형 편 심 : eb = 991.12 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6527

평 형 축 하 중 : ØPb = 66059.78 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 65473.10 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 903.841 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 3253.30 mm ≒ e = 3253.30 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.278 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.007204 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 36988.596 + 9784.699 + -24163.237 = 22610.058 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 42667.680 + 12639.036 + 18250.598 = 73557.303 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0072
0.005 ≤ εt = 0.0072 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 22610.058 KN ≥ Pu = 22592.158 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 73557.303 KN·m ≥ Mu = 73499.057 KN·m ∴ O.K

7.3 소성힌지력 검토

7.3.1 기둥단면 환산

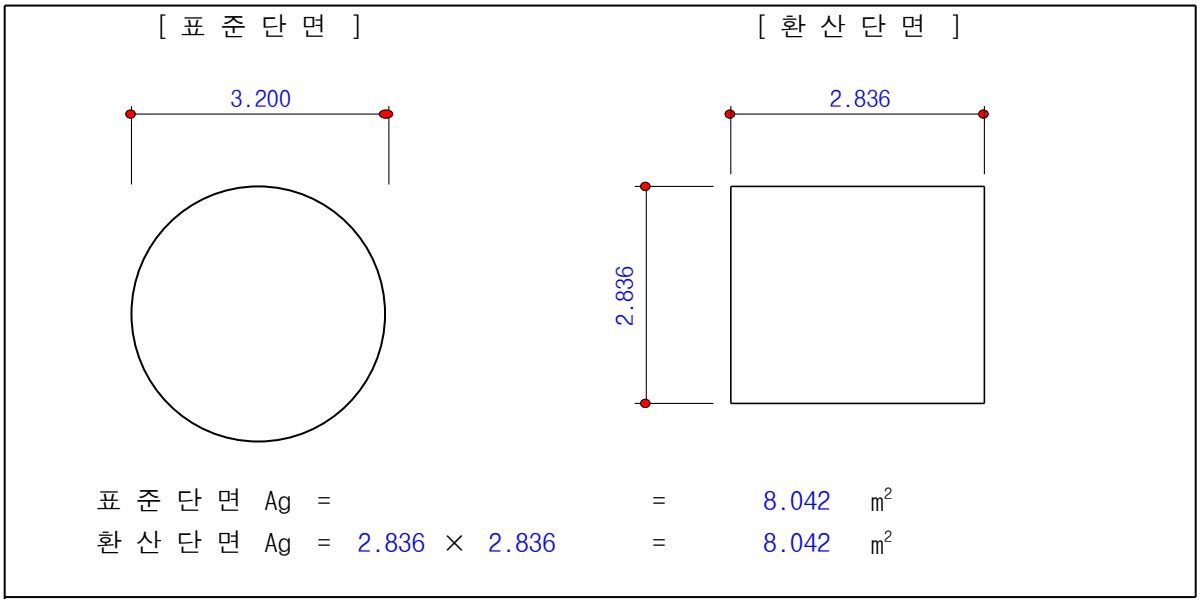


표 준 단 면 Ag = = 8.042 m^2

환 산 단 면 Ag = 2.836 × 2.836 = 8.042 m^2

7.3.2 철근단면 환산

1) 철근배근

∴ USE Ast = H 29 × 80 EA = 513.984 cm^2

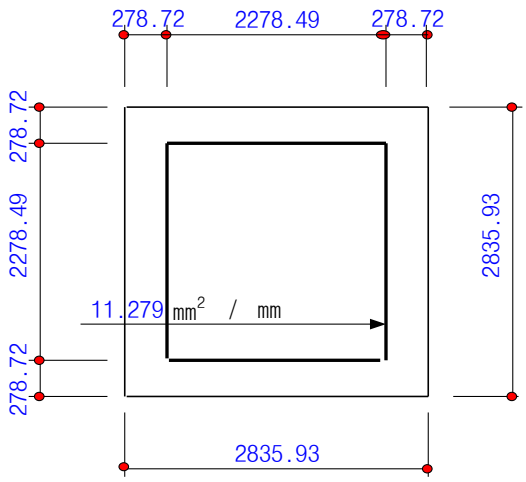
H 29 × 80 EA = 513.984 cm^2

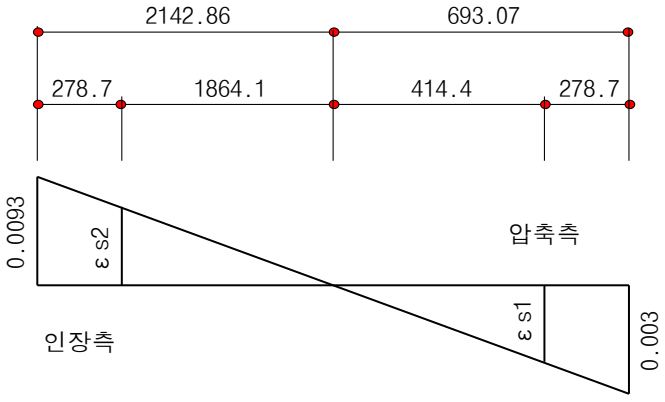
1027.968 cm^2

▶ **환산단면에 대한 철근배치**

환산단면의 중심선 길이 L = 2278.49 × 4 = 9113.9577 mm

As = 102796.8 / 9113.958 = 11.279 mm^2 / mm





7.3.3 공칭 휨강도 검토

▶ **기둥파괴시 변형율은 압축연단에서 0.003(압축)이고, 인장연단에서 0.009 (인장)으로 가정**

▶ **지진시 축력**

Pu = 22592.158 KN

▶ **압축연단에서 철근변형률(εs1)**

철근변형률(εs1) = 0.003 x 414.35 / 693.07 = 0.00179

(0.00179 + 0.000) / 2 = 0.00090

εs1 < εy = 400 / 200000 이므로 fs1 = εs1 x Es = 0.00179 x 200000 = 358.710 Mpa

fs1' = εs1' x Es = 0.00090 x 200000 = 179.355 Mpa

▶ **인장연단에서 철근변형률(εs2)**

철근변형률(εs2) = 0.009 x 1864.14 / 2142.86 = 0.00807

(0.00200 + 0.000) / 2 = 0.00100

εs1 > εy = 400 / 200000 = 0.002 이므로 fs2 = fy = 400.000 Mpa

fs2' = εs2' x Es = 0.00100 x 200000 = 200.000 Mpa

▶ **콘크리트 압축력(Fc)**

a =β1 x c = 0.836 x 624.95 = 522.46

Fc = a x b x (0.85 x fck) = 522.46 x 2835.93 x 0.85 x 30.0 = 37782.4 KN

인장 철근의 Fs2 = As x fs2 = 25699.08 x 400.000 = 10279.6 KN

31628.36 x 400.000 = 12651.3 KN

10422.86 x 200.000 = 2084.6 KN

계 = 25015.5 KN

Fc의 계산에서 압축철근이 차지하는 면적을 포함하기 때문에 계산되는 추가적인 힘을 상쇄하기 위해서
압축철근의 응력이 0.85fck만큼 줄어들면 되므로

Fs1 = As x (fs1 − 0.85fck) = 25699.08 x (358.71 − 0.85 x 30.0) = 8563.2 KN

0.00 x (358.71 − 0.85 x 30.0) = 0.0 KN

9346.95 x (179.35 − 0.85 x 30.0) = 1438.1 KN

계 = 10001.3 KN

▶ **공칭 축력(Pn)**

∑F =0 에서 Pn = 37782.4 + 10001.3 − 25015.5 ∴ Pn = 22768.1 KN

▶ **공칭 휨강도(Mn)**

∑M =0 에서 0 = − 22768.1 x 724.9 + Mn − 37782.4 x 431.8 −

(8563.2 x 414.4 + 0.0 x 0.0 + 1438.1 x 276.2)

− (10279.6 x 1864.1 + 12651.3 x 1163.1 + 2084.6 x 308.0)

∴ Mn = 71285.3 KN-m

▶ **최대소성힌지력(V)** 71285.3 / 11.000 x 1.300 = 8422.2 KN

▶ **탄성설계지진력(V)** (내진계산서 참조) = 5023.7 KN

7.3.4 소성힌지철근 검토

1) 소요응답수정계수

Rreq = Mel / ϕMn = 70742.5 / 71285.3 (ϕ = 1.0) = 0.992

∴소요 응답수정계수가 1.0 이하이므로 단부구역 횡방향철근 검토

2) 소요변위연성도(μ Δ)

▶ T = 1.6147 > 0.44 x 1.25 = 0.55 λ_{DR} = 1.0

μΔ = λ_{DR} x R_{req} = {(1 − 1 / R_{req}) x 1.25Ts / T + 1 / R_{req}} x Rreq = 0.992

3) 소요곡률연성도(μ ϕ)

μϕ = [μΔ −0.5 x { 0.7 + 0.75 x (h / Ls)] / { 0.13 x (1.1 + h / Ls)} = 2.949

4) 심부구속 횡방향 철근 Asp 산정(원형기둥)

Ash = 0.9 a x hc 0.008 x α x β x fck / fyh + ɣ) , a = 100 mm = 53.128 ㎟

: 사각기둥

$$\rho s = \frac{4 \times Asp}{ds \times s}, \quad a = 100 \text{ mm}$$

$$Asp = \frac{\rho s \times ds \times s}{4} = 18.113 \text{ ㎟}$$

ρs = 0.008 x α x β x fck / fyh + ɣ = 0.0003

α = 3 x (μϕ + 1) x Pu / (fck x Ag) + 0.8 x μϕ − 3.5 = −0.031

β = fy / 350 − 0.12 = 1.023

ɣ = 0.1 x (ρl − 0.01) = 0.00028

				Req As		
사용 철근량	H 25 × 1.0 ea	=	506.700 ㎟			
	H 25 × 0.0 ea	=	0.000 ㎟			
			506.700	>	18.113 ㎟	O.K

5) 전단설계

기둥에 발생하는 전단력 V = 5023.730 KN

Vn = Vc + Vs + Vp

Vc = k x √fck x Ae = 10572.1 KN

k = 0.3 − 0.1 x (μΔ − 2) = 0.30000

Vs = (π / 2) x Asp x fyh x Dc / s (원형기둥) = 9915.6 KN

= 9915.6 kN

Vp = 0.15 x Pu x h / Ls = 873.7 KN

Vn = Vc + Vs + Vp = 21361.4 KN

21361.4 KN > 5023.7 KN O.K

7.3.5 일반구간 횡방향철근 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 4772.289 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3200}{2} - 140\right) = 929.8 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{3200}{2} + 929.783 = 2529.78 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 4772.289 / 0.85 = 5614.458 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 1/6 × √ 30.00 × 3200.0 × 2529.78 / 1000
= 7389.970 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 7389.970 KN > Vn = 5614.458 KN

1/2×Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d × 1/2 = 3694.985 KN < Vn = 5614.458 KN

∴ **최소전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 300.0 ㎜

· Req. As
- 0.35 bw s / fy = 840.00 ㎟ **(최소전단철근 필요시)**
- Vs s / (ϕv fy d) = 0.00 ㎟ **(전단철근 필요시)**

∴ USE Av = H 25 × 2 ea = 1013.400 ㎟

1013.400 ㎟ > 840.000 ㎟ O.K

7.3.6 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4 = 800.000
축방향 철근지름의 6배 = 174.000

중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수 = 3200.000
· 기둥 순높이의 1/6 = 1166.667
· 45 cm 이상 = 450.000

중 큰값이므로 3200 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

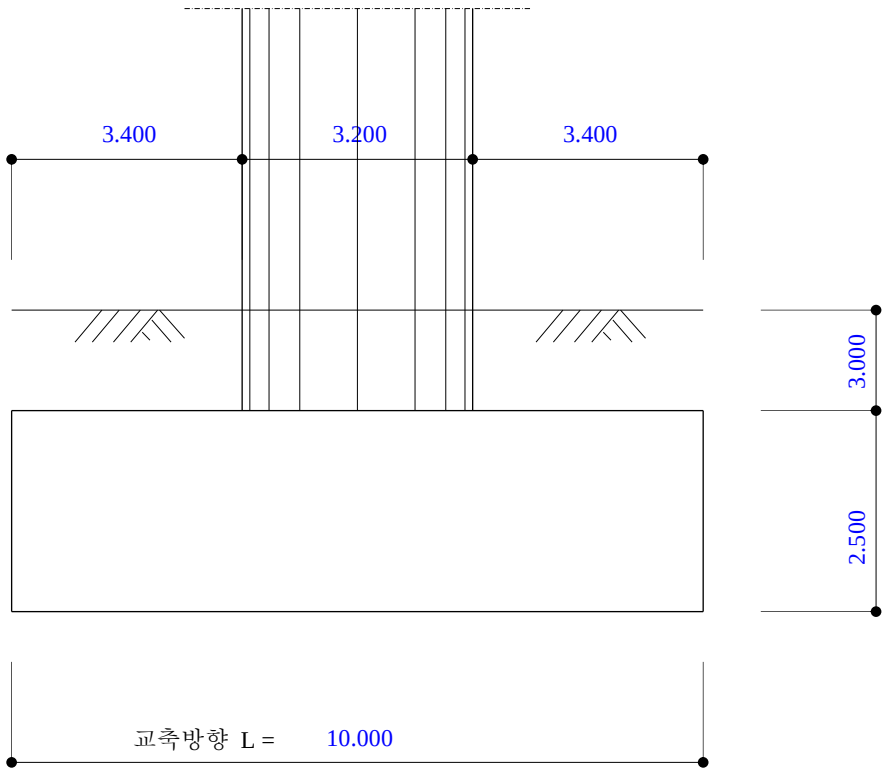
· 기둥치수의 0.5배이상연장 = 1600.000
· 38 cm 이상 = 380.000

중 큰값이므로 1600 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



교축직각방향 B = 10.000 m

가) 기초의 자중

	10.000	×	2.500	×	10.000	×	24.500	=	6125.000 kN
						∑		=	6125.000 kN

나) 흙의 자중

	10.000	×	3.000	×	10.000	×	19.000	=	5700.000	kN
-	π	×	3.200	²/4	×	3.000	×	19.000	=	-458.421 kN
							∑	=	5241.579	kN

다) 기초, 흙의 자중

∑ V2 = 6125.000 + 5241.579 = 11366.58 kN

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 48	1000.000	26128.067	6508.922	
적 용	**combo 48**	**1000.000**	**26128.067**	**6508.922**	
평상시 최대모멘트	combo 52	1789.331	19413.107	15561.048	
적 용	**combo 52**	**1789.331**	**19413.107**	**15561.048**	
지진시	combo 56	5023.730	22770.587	71098.287	R= 1.0 적용

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 48	3432.354	26128.067	44593.826	
적 용	**combo 48**	**3432.354**	**26128.067**	**44593.826**	
평상시 최대모멘트	combo 48	3432.354	26128.067	44593.826	
적 용	**combo 48**	**3432.354**	**26128.067**	**44593.826**	
지진시	combo 55	5011.100	22770.587	57970.744	R= 1.0 적용

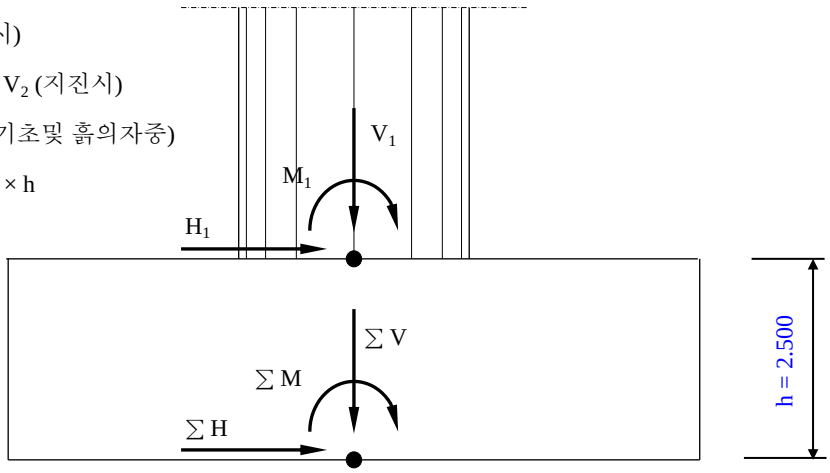
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$\sum H = H_1$ (평상시)

$\sum H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)

$\sum V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

$\sum M = M_1 + \sum H \times h$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	1000.000	37494.646	9008.922	0.240	
평상시 최대모멘트	1789.331	30779.686	20034.376	0.651	
지진시	5023.730	34137.166	83657.612	2.451	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	3432.354	37494.646	53174.711	1.418	
평상시 최대모멘트	3432.354	37494.646	53174.711	1.418	
지진시	5011.100	34137.166	70498.494	2.065	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$Qu = A' \times [\ \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma 1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq\ ]$

N = 50 (기초지반은 지질주상도 참조)

α=	1.0 + 0.3 B/L =	1.0	+	0.3	×	10.000	/	10.000	=	1.300	m
β=	0.5 - 0.1 B/L =	0.5	-	0.1	×	10.000	/	10.000	=	0.400	m

q =	γ2 × Df	=	14.0	×	5.500	=	77.000 kN/m²

Φ= 33.00 ° (지반조사 보고서 참조)

C = 250 kN/㎡ (지반조사 보고서 참조)

지지력계수 Nc = **48.34** Nq = **32.52** Nr = **32.23**

가) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭	B'=	B - 2eb =	10.000	- 2	×	0.651	=	8.698	m
	L'=	L - 2el =	10.000	- 2	×	1.418	=	7.164	m
유효재하면적	A' = B' × L'		=	8.698	×	7.164	=	62.312	m²

지반의 극한지지력

Qu = 62.312 × [1.300 × 250.000 × 48.340 + 0.400 × 14.0
× 8.698 × 32.23 + 77.000 × 32.515] = 1,232,768 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 1,232,768 / 3 = 410,923 kN

Qa = 410,923 kN > Vmax = 37,495 kN - O.K -

나) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 10.000 - 2 × 2.451 = 5.099 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 2.065 = 5.870 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 5.099 × 5.870 = 29.931 m²

지반의 극한지지력

Qu = 29.931 × [1.300 × 250.000 × 48.340 + 0.400 × 14.0 × 5.099 × 32.23 + 77.000 × 32.515] = 572,709 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 572,709 / 2 = 286,355 kN

Qa = 286,355 kN > Vmax = 34,137 kN - O.K -

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	1000.00 kN/m²	지진시 최대지반반력 -	1500.00 kN/m²

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 37494.646 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.240) / 10.000 }

qmax = 429.000 kN/m²

qmin = 320.893 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 30779.686 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.651) / 10.000 }

qmax = 428.003 kN/m²

qmin = 187.591 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.451 > B / 6 = 1.667

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B } , (e < B/6 일경우)

= 34137.166 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.451) / 10.000 }

= 843.317 , -160.574

q = 2∑V/Lx , (e > B/6 일경우)

= 68274.332 / (10.000 × 7.648) = 892.696 kN/m²

qmax = 892.696 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 37494.646 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.418) / 10.000 }

qmax = 693.995 kN/m²

qmin = 55.898 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 37494.646 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.418) / 10.000 }

qmax = 693.995 kN/m²

qmin = 55.898 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.065 > L / 6 = 1.667

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L } , (e < B/6 일경우)

= 34137.166 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.065) / 10.000 }

= 764.363 , -81.619

q = 2∑V/Bx , (e > B/6 일경우)

= 68274.332 / (10.000 × 8.805) = 775.445 kN/m²

qmax = 775.445 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.651 m

B/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.451 m

B/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.418 m

L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.065 m

L/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5 , 지진시 1.2 이상으로 한다.

$Hu = Cb \cdot A' + V \cdot \tan\Phi b$

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀값)

Φb: 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 30779.686 × 0.600 = 18467.811 kN

Hu / H = 18467.8 / 1789.331 = 10.321 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 34137.166 × 0.600 = 20482.299 kN

Hu / H = 20482.3 / 5023.73 = 4.077 > 1.2 - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 37494.65 × 0.600 = 22496.787 kN

Hu / H = 22496.8 / 3432.35 = 6.554 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 34137.17 × 0.600 = 20482.299 kN

Hu / H = 20482.3 / 5011.10 = 4.087 > 1.2 - O.K -

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 13	0	42491.266	0.639	
적 용	comb 13	0	42491.266	0.639	
평상시 최대모멘트	comb 19	593.29	31208.448	18392.853	
적 용	comb 19	593.29	31208.448	18392.853	
지진시	comb 26	5023.730	22592.158	70742.502	R= 1.0 적용

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 13	0.000	42491.266	7239.615	
적 용	comb 13	0.000	42491.266	7239.615	
평상시 최대모멘트	comb 18	4735.267	36209.202	61418.360	
적 용	comb 18	4735.267	36209.202	61418.360	
지진시	comb 25	5011.100	22592.158	57882.707	R= 1.0 적용

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우 , 평상시)

∑= 11366.579 × 1.6 = 18186.526 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우 , 평상시)

∑= 11366.579 × 1.35 = 15344.881 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우 , 지진시)

∑= 11366.579 × 1.0 = 11366.579 kN

∑= 6125.000 × 0.154 = 943.250 kN

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	60677.792	0.639	0.000	
평상시 최대모멘트	593.290	46553.329	19876.078	0.427	
지진시	5966.980	33958.737	85659.952	2.522	

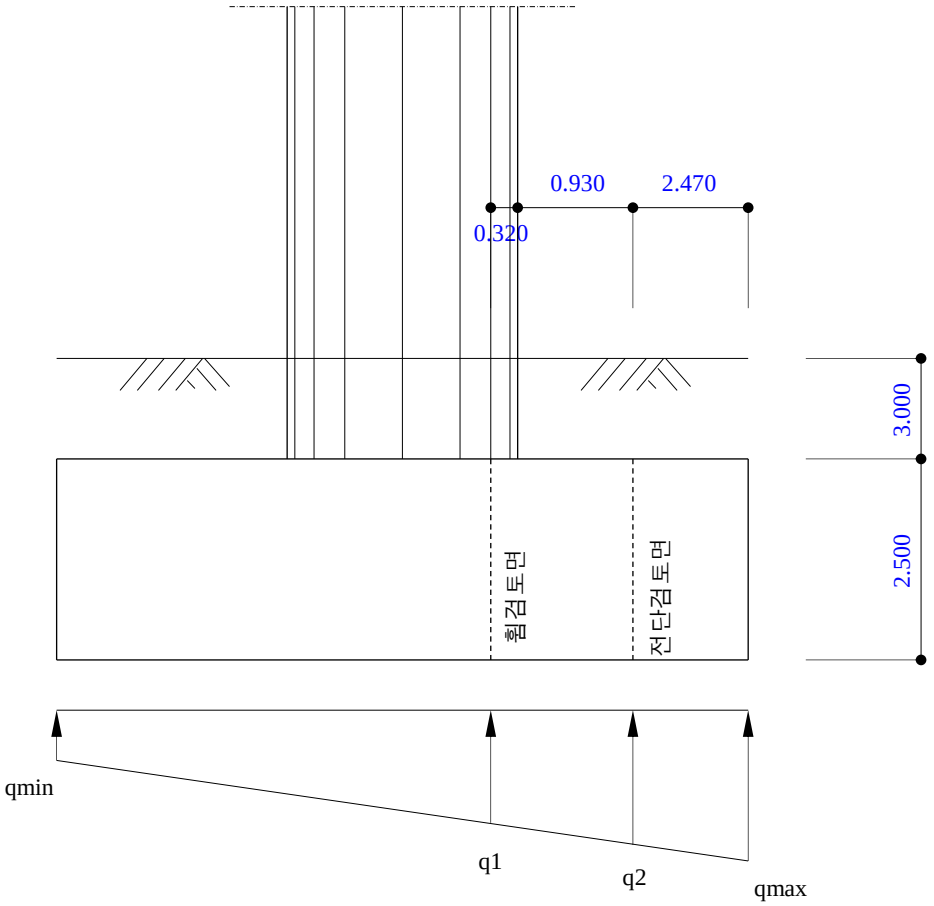
나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	60677.792	7239.615	0.119	
평상시 최대모멘트	4735.267	51554.083	73256.528	1.421	
지진시	5954.350	33958.737	72768.582	2.143	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 37494.646 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.240) / 10.000 }

qmax = 429.000 kN/m² q1 = 388.784 kN/m²

qmin = 320.893 kN/m² q2 = 402.298 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 30779.686 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.651) / 10.000 }

qmax = 428.003 kN/m² q1 = 338.570 kN/m²

qmin = 187.591 kN/m² q2 = 368.621 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 34137.166 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.451) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 68274.332 / (10.000 × 7.648) = 892.696 kN/m²

qmax = 892.696 kN/m² q1 = 733.009 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 878.911 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 429.000 + 388.784) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2451.782 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(429.000 + 402.298) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 875.365 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 428.003 + 338.570) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2331.369 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(428.003 + 368.621) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 832.544 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 892.696 + 733.009) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

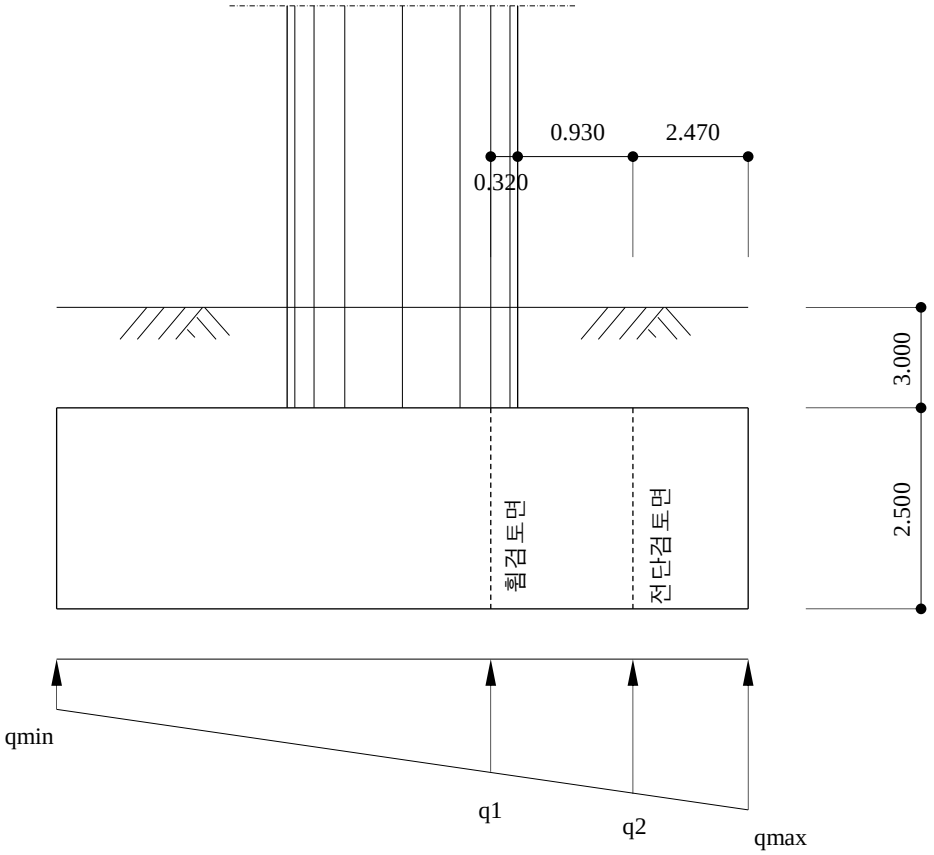
= 5384.639 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(892.696 + 878.911) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 2036.647 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 60677.792 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.000) / 10.000 }

qmax = 606.782 kN/m² q1 = 606.779 kN/m²

qmin = 606.774 kN/m² q2 = 606.780 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 46553.329 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.427) / 10.000 }

qmax = 584.790 kN/m² q1 = 496.063 kN/m²

qmin = 346.277 kN/m² q2 = 525.877 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 33958.737 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.522) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 67917.474 / (10.000 × 7.433) = 913.780 kN/m²

qmax = 913.780 kN/m² q1 = 456.434 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 610.112 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 606.782 + 606.779) -

1.60 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3520.356 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(606.782 + 606.780) - 1.60 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1256.689 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 584.790 + 496.063) -

1.35 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3269.506 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(584.790 + 525.877) - 1.35 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1167.435 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 913.780 + 456.434) -

1.0 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 4844.003 kN·m

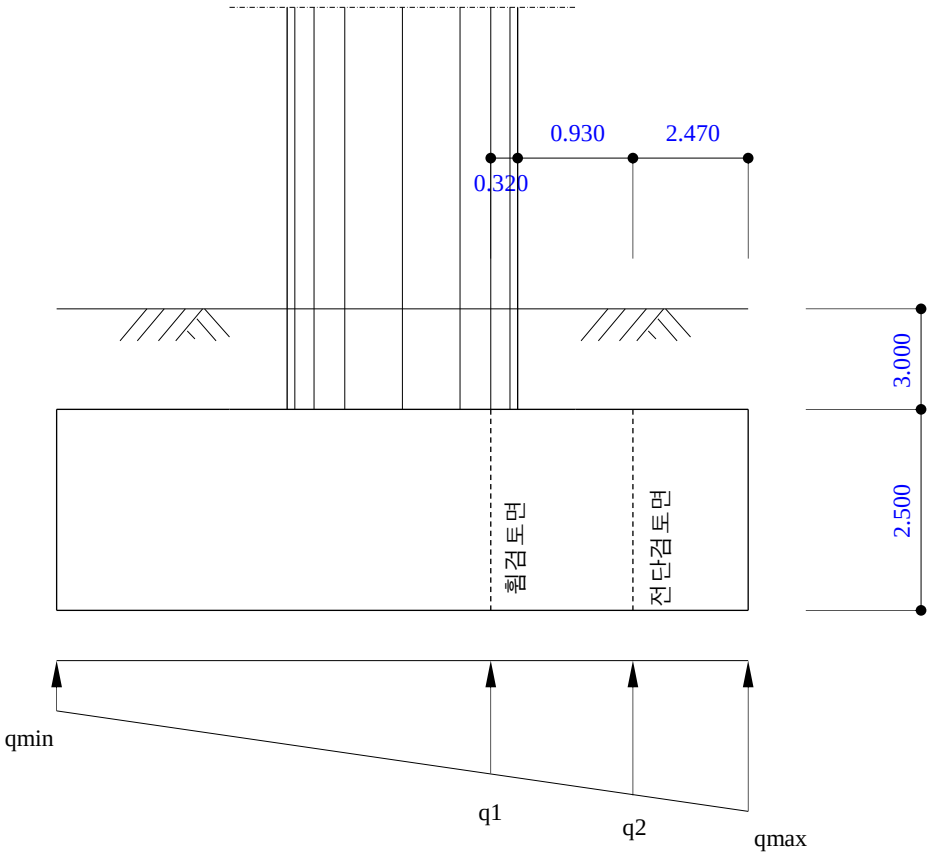
Sd= 2.470 / 2 ×(913.780 + 610.112) - 1.0 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1730.719 kN·m

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 37494.646 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.418) / 10.000 }

qmax = 693.995 kN/m² q1 = 456.623 kN/m²

qmin = 55.898 kN/m² q2 = 536.385 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 37494.646 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.418) / 10.000 }

qmax = 693.995 kN/m² q1 = 456.623 kN/m²

qmin = 55.898 kN/m² q2 = 536.385 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 34137.166 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.065) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 68274.332 / (10.000 × 8.805) = 775.445 kN/m²

qmax = 775.445 kN/m² q1 = 447.812 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 557.904 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 693.995 + 456.623) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 3830.613 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(693.995 + 536.385) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1368.231 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 693.995 + 456.623) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 3830.613 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(693.995 + 536.385) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1368.231 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 775.445 + 447.812) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

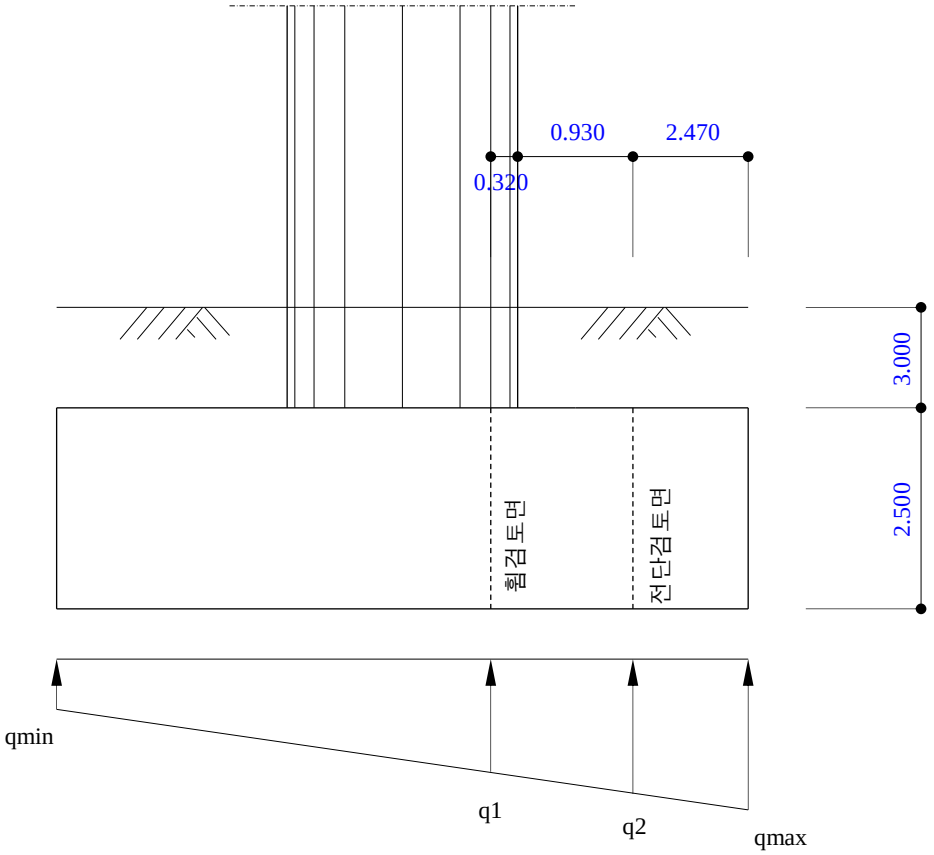
= 4186.004 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(775.445 + 557.904) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1495.398 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 60677.792 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.119) / 10.000 }

qmax = 650.216 kN/m² q1 = 617.898 kN/m²

qmin = 563.340 kN/m² q2 = 628.757 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 51554.083 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.421) / 10.000 }

qmax = 955.080 kN/m² q1 = 628.063 kN/m²

qmin = 76.002 kN/m² q2 = 737.948 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 33958.737 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.143) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 67917.474 / (10.000 × 8.571) = 792.369 kN/m²

qmax = 792.369 kN/m² q1 = 448.482 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 564.035 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 650.216 + 617.898) -

1.6 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3746.353 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(650.216 + 628.757) - 1.6 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1337.472 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 955.080 + 628.063) -

1.35 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 5282.026 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(955.080 + 737.948) - 1.35 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1886.651 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 792.369 + 448.482) -

1.0 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 4265.618 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(792.369 + 564.035) - 1.0 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1523.872 kN

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 B = 10.000 m

2) 교축방향 B = 10.000 m

β = 1.000

Asm = 2 / (β + 1) = 1.000 Ass

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**2451.782**	**3830.613**
계수하중	전 단 력(KN)	**1730.719**	**1886.651**
	모 멘 트(KN·m)	**4844.003**	**5282.026**

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m²	교 축 방 향 kN/m²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**2451.782**	**3830.613**
계수하중	전 단 력(KN)	**1730.719**	**1886.651**
	모 멘 트(KN·m)	**4844.003**	**5282.026**

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2500.00	2350.00	150.00	4844.003	1730.719	2451.782

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2	,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2	,	d2 = 200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2	,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 8107.200 mm^2 [사용률 1.388]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 127.172 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04335 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 5839.583 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 94056.85 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 8225.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 7786.11 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 129.301 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 6670.002 kN · mm

ΦMn > Mu (= 4844.003 kN · m) [사용률 = 1.377] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

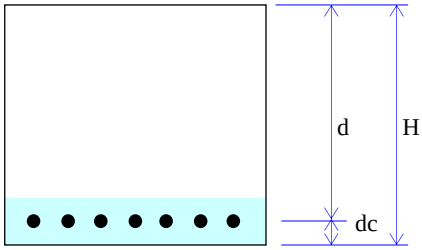
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2350.00 / 1000

= 1823.46 kN

ΦVc= 1823.46 > Vu = 1730.719 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2350.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	2451.782	kN· m,	As =	8107.200	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 462.814 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 137.731 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 141.380 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 338.258 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 338 mm **O.K!!**

2) 교축방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2500.00	2355.90	144.10	5282.026	1886.651	3830.613

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 9192.800 mm^2 [사용률 1.445]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 144.201 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03797 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 6362.656 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 = 94293.18 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 8245.67 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 8483.54 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 146.616 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 7554.044 kN · mm

ΦMn > Mu (= 5282.026 kN · m) [사용률 = 1.430] ∴ **O.K!!**

<3차현장자문회의 결과 반영>

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2355.90 / 1000

= 1828.04 kN

ΦVc= 1828.04 < Vu = 1886.651 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

Use As : H 13 다리수 N= 2 EA , 스터럽 간격 = 500 mm

ΦVs= Φ×Av×fy×d/s = 0.85 × 253.4 × 400 × 2355.9 / 500

= 405950.6 N = 405.95 kN

ΦVs= 405.95 kN < Φ1/3 √fck bw d = 3656.083 kN ∴ **O.K!!**

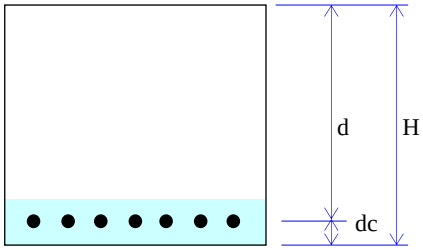
전단철근간격 검토 500 mm < Min(600,0.5D)= 600.00 mm ∴ **O.K!!**

ΦVn = ΦVc + ΦVs = 1828.041 + 405.95 = 2233.992 kN

Vu (= 1886.65 kN) < ΦVn (= 2233.99 kN) ∴ **O.K!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2355.90	mm,	dc =	144.10	mm ,
Mo =	3830.613	kN· m,	As =	9192.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 490.036 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 190.051 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 184.356 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 213.412 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 213 mm **O.K!!**

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정

▣ 최대 연직하중(V_u) : 42491.266 kN

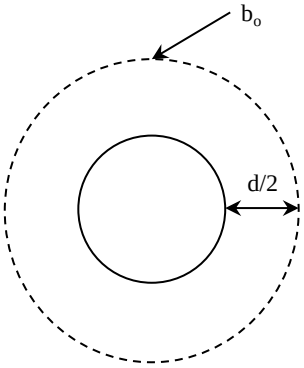
▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= $2\pi \times ($ 1.600 + 1.175 $)$

= 17.436 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 × 17.436 × 2.350

= 112213.572 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 + 2.696 $) \times$ 5477.226 × 17.436 × 2.350

= 138247.121 kN

V_{c3} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/3 × 5477.226 × 17.436 × 2.350

= 74809.048 kN

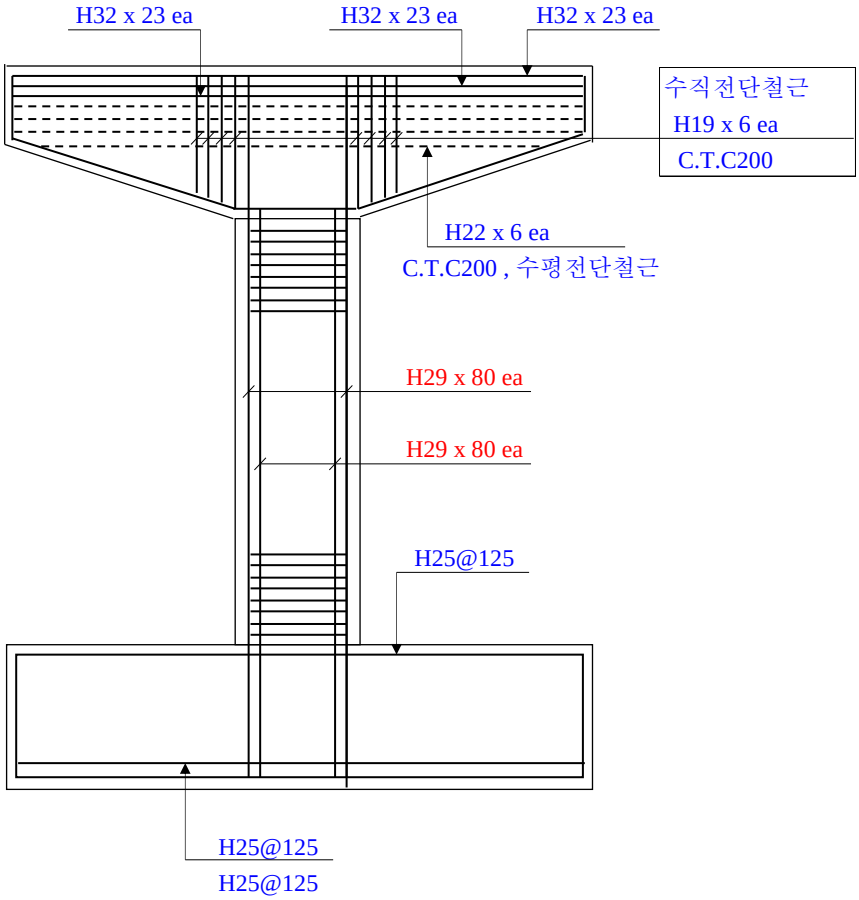
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 74809.048 kN

∴ ΦV_c = 0.85 × 74809.048

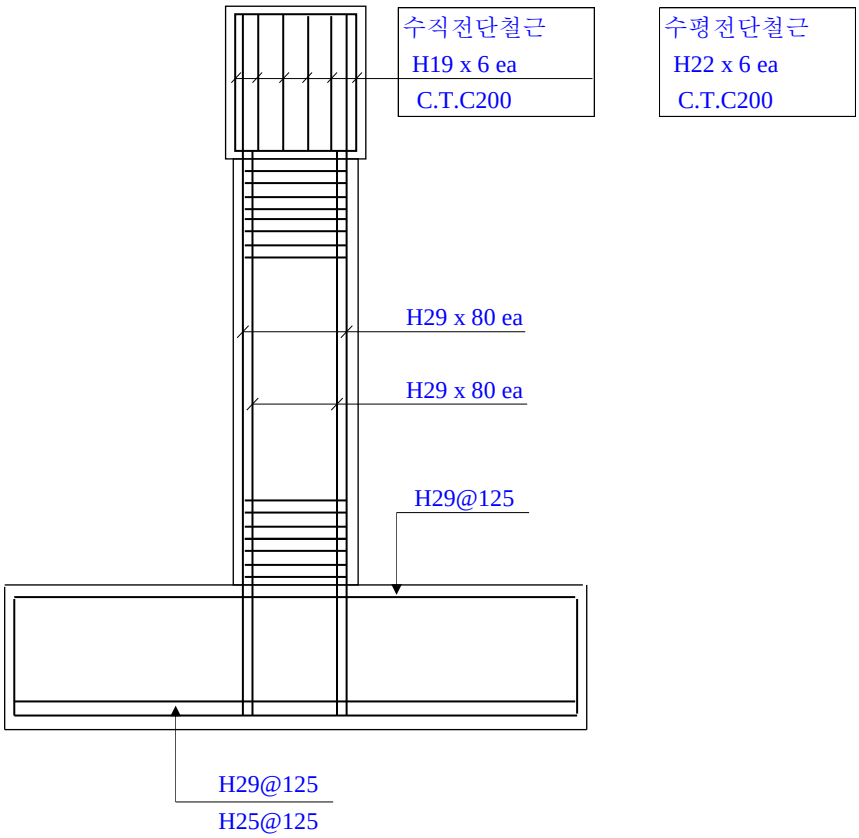
= 63587.691 kN ≥ V_u = 42491.266 kN ---- **O.K**

11. 주철근 조립도 P2

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5096.02 kN

R_{d1} = 977.11 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_{Cf} = 0.00 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.400 × 24.950 / 2 / 5 shoe = 27.695 kN

P_w = 57.466 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 216.950 kN R_{EQ} = 189.924 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5096.02 kN

R_{d1} = 977.111 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 662.50 / 5 shoe = 132.500 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.70 / 5 shoe = 29.940 kN

- 온도하중

Ts = 764.40 / 5 shoe = 152.88 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 1030.899 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	977.11	+	987.51	=	1964.616	kN
교축방향하중				=	152.881	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1964.62	/	1.00	=	1964.616	kN
할증적용 교축하중	152.88	/	1.00	=	152.881	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	977.11	+	987.51	+	0.00	=	1964.616	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1964.62	/	1.00			=	1964.616	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	977.11	+	987.51			=	1964.616	kN
교축방향하중						=	29.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1964.62	/	1.00			=	1964.616	kN
할증적용 교축하중	29.94	/	1.00			=	29.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	977.111	kN
교축방향하중						=	29.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	977.11	/	1.00			=	977.111	kN
할증적용 교축하중	29.94	/	1.00			=	29.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	977.11	+	987.51			=	1964.616	kN
교축방향하중	132.50	+	29.94			=	162.440	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1964.62	/	1.15			=	1708.362	kN
할증적용 교축하중	162.44	/	1.15			=	141.252	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	977.11	+	987.51	+	0.00			
		+	0.00	+	57.47	=	2022.082	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	27.69	=	27.695	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2022.08	/	1.25			=	1617.666	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	27.69	/	1.25			=	22.156	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

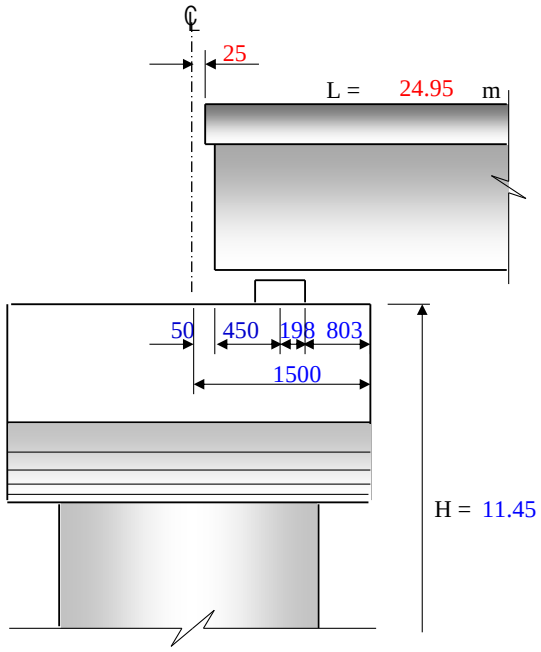
연직하중	977.11	+	987.51	+	189.92	=	2154.540	kN
교축방향하중						=	1030.899	kN
교축직각방향하중						=	216.950	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2154.54	/	1.60			=	1346.587	kN
할증적용 교축하중	1030.90	/	1.60			=	644.312	kN
할증적용 교직하중	216.95	/	1.60			=	135.594	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2022.082	27.695	216.950
교축방향		162.440	1030.899

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 395 × 551 mm
- 높 이 : 192 mm



4) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

= 802.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 288.287

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm

S_2 = 395 / 2 = 197.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 197.5 + 325 = 972.5 mm

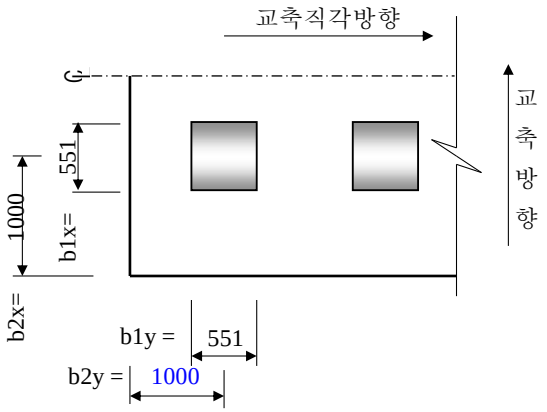
∴ Max (N, ∑S) = 972.5 mm < 1450.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 : 1964.62 kN
- 수평하중 상시
- 교 축 방 향 : 152.88 kN
- 교축직각방향 : 22.16 kN

- 연직하중 지진시 : 1346.59 kN
- 수평하중 지진시
- 교 축 방 향 : 644.31 kN
- 교축직각방향 : 135.59 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 1000 = 2000.0 < 5 × b1x = 2755.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 1000 = 2000.0 < 5 × b1y = 2755.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 2000) × 1964616 / 180

= 1976.89 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 2000) × 1346587 / 180

= 1355.00 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 2000) × 1964616 / 180

= 1976.89 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 2000) × 1346587 / 180

= 1355.00 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 152881 / 180 = 849.34 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 644312 / 180 = 3579.51 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 22156 / 180 = 123.09 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 135594 / 180 = 753.30 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1551.0 mm

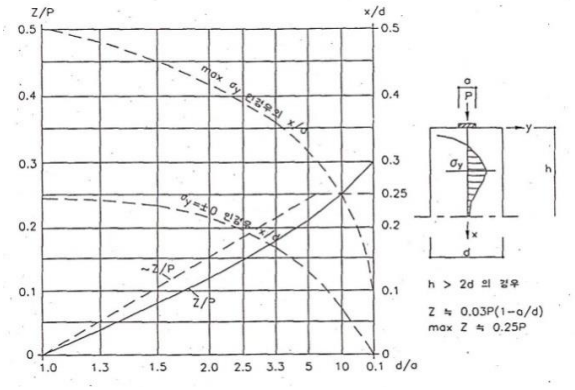
(인근슈와 코핑의 크기를 고려)

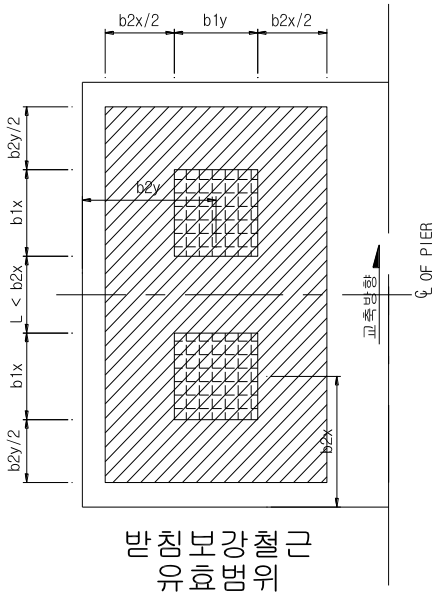
B_{x2} = 775.5 + 500.0 = 1275.5 mm

B_{xuse} = 125 × 10 = 1250.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1551.0 mm

B_{yuse} = 125 × 12 = 1500.0 mm





받침보강철근
유효범위

<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1551.0 / 551.0 = 2.815	0.37	574
교 축 방 향	1551.0 / 551.0 = 2.815	0.36	558

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 1976.89 + 849.34 = 2826.23 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1355.00 + 3579.51 = 4934.51 mm^2 (지진시)

Use Asx = H19 - 10 EA × 2 단 = 5730 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 1976.89 + 123.09 = 2099.98 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1355.00 + 753.30 = 2108.30 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{644312}{180} = 3579.51 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{135594}{180} = 753.30 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 12 EA × 2 EA = 4766 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×1000× (2 ×1000 + 2 × 50 + 551) = 3749080 mm^2

$$V = \frac{644312}{3749080} = 0.172 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×1000× (2 ×1000 + 2 × 50 + 551) = 3749080 mm^2

$$V = \frac{22156}{3749080} = 0.006 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 10482.90 kN

R_{d1} = 2121.30 kN

- 활하중

R_L = 1006.90 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_{Cf} = 0.00 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.800 × 44.930 / 2 / 5 shoe = 52.568 kN

P_w = 115.650 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 786.470 kN R_{EQ} = 760.870 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 10482.90 kN

R_{d1} = 2121.300 kN

- 활하중

R_L = 1006.90 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 950.000 / 5 shoe = 190.000 kN

- 장대레일종하중

H_R = 269.58 / 5 shoe = 53.916 kN

- 온도하중

Ts = 1572.44 / 5 shoe = 314.49 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 0.000 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	2121.30	+	1006.90	=	3128.200	kN
교축방향하중				=	314.487	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	3128.20	/	1.00	=	3128.200	kN
할증적용 교축하중	314.49	/	1.00	=	314.487	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	2121.30	+	1006.90	+	0.00	=	3128.200	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3128.20	/	1.00			=	3128.200	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	2121.30	+	1006.90			=	3128.200	kN
교축방향하중						=	53.916	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3128.20	/	1.00			=	3128.200	kN
할증적용 교축하중	53.92	/	1.00			=	53.916	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	2121.300	kN
교축방향하중						=	53.916	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2121.30	/	1.00			=	2121.300	kN
할증적용 교축하중	53.92	/	1.00			=	53.916	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	2121.30	+	1006.90			=	3128.200	kN
교축방향하중	190.00	+	53.92			=	243.916	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	3128.20	/	1.15			=	2720.174	kN
할증적용 교축하중	243.92	/	1.15			=	212.101	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	2121.30	+	1006.90	+	0.00			
		+	0.00	+	115.65	=	3243.850	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	52.57	=	52.568	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3243.85	/	1.25			=	2595.080	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	52.57	/	1.25			=	42.054	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

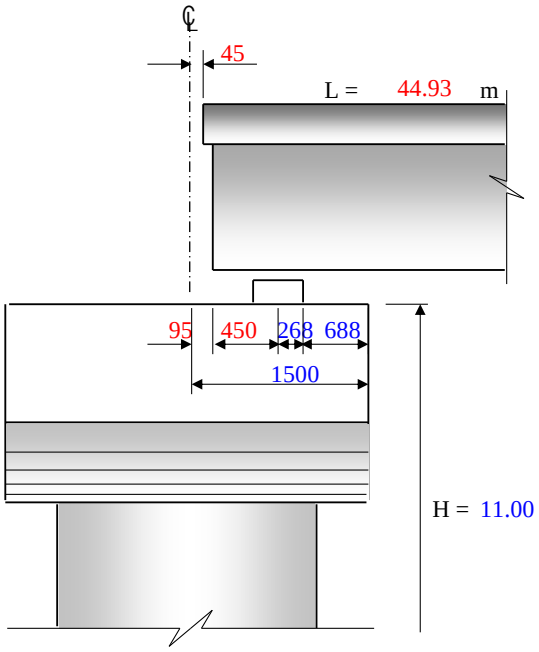
연직하중	2121.30	+	1006.90	+	760.87	=	3889.070	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	786.470	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	3889.07	/	1.60			=	2430.669	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	786.47	/	1.60			=	491.544	kN

2) 받침용량 산정 (RPF용 SHOE 4000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3243.850	52.568	786.470
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 535 × 639 mm
- 높 이 : 203 mm



4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

a = 400 mm [ℓ > 40m]

= 687.500 > 400.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 321.653

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm

S_2 = 535 / 2 = 267.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 425 mm

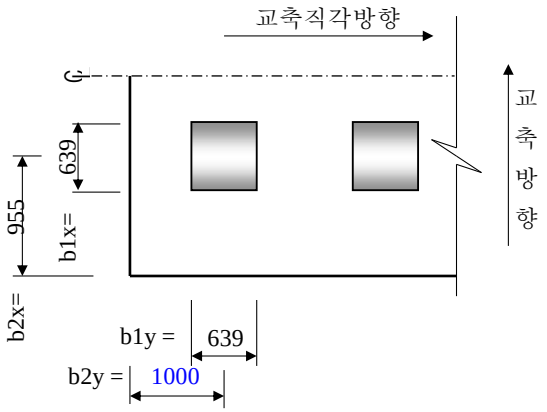
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 267.5 + 425 = 1142.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1142.5 mm < 1405.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	3128.20 kN	- 연직하중 지진시 :	2430.67 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	314.49 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	42.05 kN	- 교축직각방향 :	491.54 kN

7) 연직하중에 대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 955 = 1910.0 < 5 × b1x = 3195.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 1000 = 2000.0 < 5 × b1y = 3195.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1910) × 3128200 / 180

= 2891.17 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1910) × 2430669 / 180

= 2246.49 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 2000) × 3128200 / 180

= 2956.58 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 2000) × 2430669 / 180

= 2297.32 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에 대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 314487 / 180 = 1747.15 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 0 / 180 = 0.00 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 42054 / 180 = 233.64 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 491544 / 180 = 2730.80 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1594.0 mm

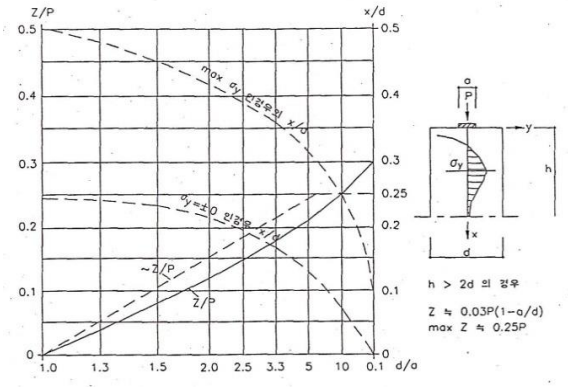
(인근슈와 코핑의 크기를 고려)

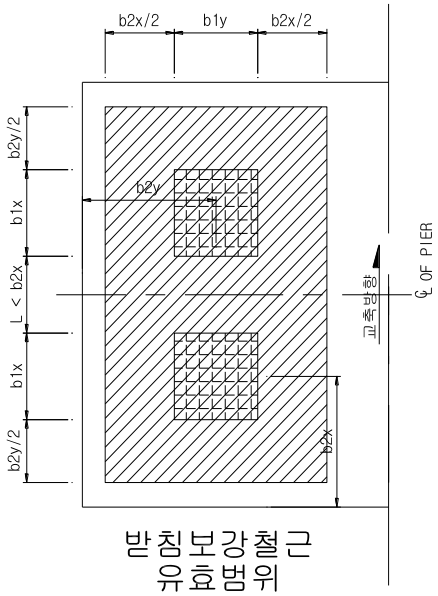
B_{x2} = 797.0 + 545.0 = 1342.0 mm

B_{xuse} = 125 × 10 = 1250.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1639.0 mm

B_{yuse} = 125 × 13 = 1625.0 mm





<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1639.0 / 639.0 = 2.565	0.39	639.21
교 축 방 향	1594.0 / 639.0 = 2.495	0.38	605.72

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2891.17 + 1747.15 = 4638.32 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 2246.49 + 0.00 = 2246.49 mm^2 (지진시)

Use Asx = H19 - 11 EA × 2 단 = 6303 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 2956.58 + 233.64 = 3190.22 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 2297.32 + 2730.80 = 5028.12 mm^2 (지진시)

Use Asy = H19 - 11 EA × 2 단 = 6303 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{314487}{180} = 1747.15 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 12 EA × 2 EA = 4766 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{491544}{180} = 2730.80 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 12 EA × 2 EA = 4766 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×955× (2 ×955 + 2 × 50 + 639) = 3577670 mm^2

$$V = \frac{314487}{3577670} = 0.088 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×1000× (2 ×1000 + 2 × 50 + 639) = 3873531 mm^2

$$V = \frac{491544}{3873531} = 0.127 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

9.4 내진해석

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성

2.1 상부구조

2.2 하부구조

2.3 적용 받침 특성

3. 구조해석

3.1 모델링

3.2 탄성지진 응답계수 산정

4. 고유치 해석결과

4.1 주기 및 진동수

4.2 각 모드별 고유주기 및 질량참여율

4.3 모드형상(Mode Shape)

5. 내진해석 결과

5.1 탄성지진력

5.2 탄성 지진력 조합

5.3 받침부에 작용하는 탄성지진력

5.4 받침지진력 조합

5.5 사용받침검토

6. 전산출력 데이터

6.1 교축방향 해석결과

6.2 교축직각방향 해석결과

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : PSC BEAM + RPF

1.2 해석 대상 교량 총연장 : 25.00 + 45.00 + 25.00 = 95.000 m

1.3 교 폭 : 10.900 m

1.4 교각형식 : T형교각

1.5 교각기초형식 : 직접기초

1.6 내진설계상수

(1) 내진등급 : 내진 1 등급교
(2) 지진구역계수 : 0.11
(3) 위험도계수 : I = 1.4
(4) 가속도계수 : A = 0.154
(5) 지반계수 : S = 1.2 (지반종류 2)
(6) 응답수정계수
(7) 고유치 해석방법 : Ritz Vector 해석법
(8) MODE 조합방법 : C.Q.C방법
(9) 받침형식 : ESB 받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
(2) 모드조합방법 : CQC방법
(3) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델

(1) 사용프로그램 : MIDAS CIVIL
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 사하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

2.1 상부구조

: 상부구조는 PSC BEAM + RPF로 이루어져 있으며 교폭은 10.900 m이다. 상부구조의 일반도는 아래와 같다.

*** 도 면 참 조**

2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어져 있으며 받침의 수평전단력을 알기위해 선형 요소를 이용하여 ESB 받침을 모델링하였다.

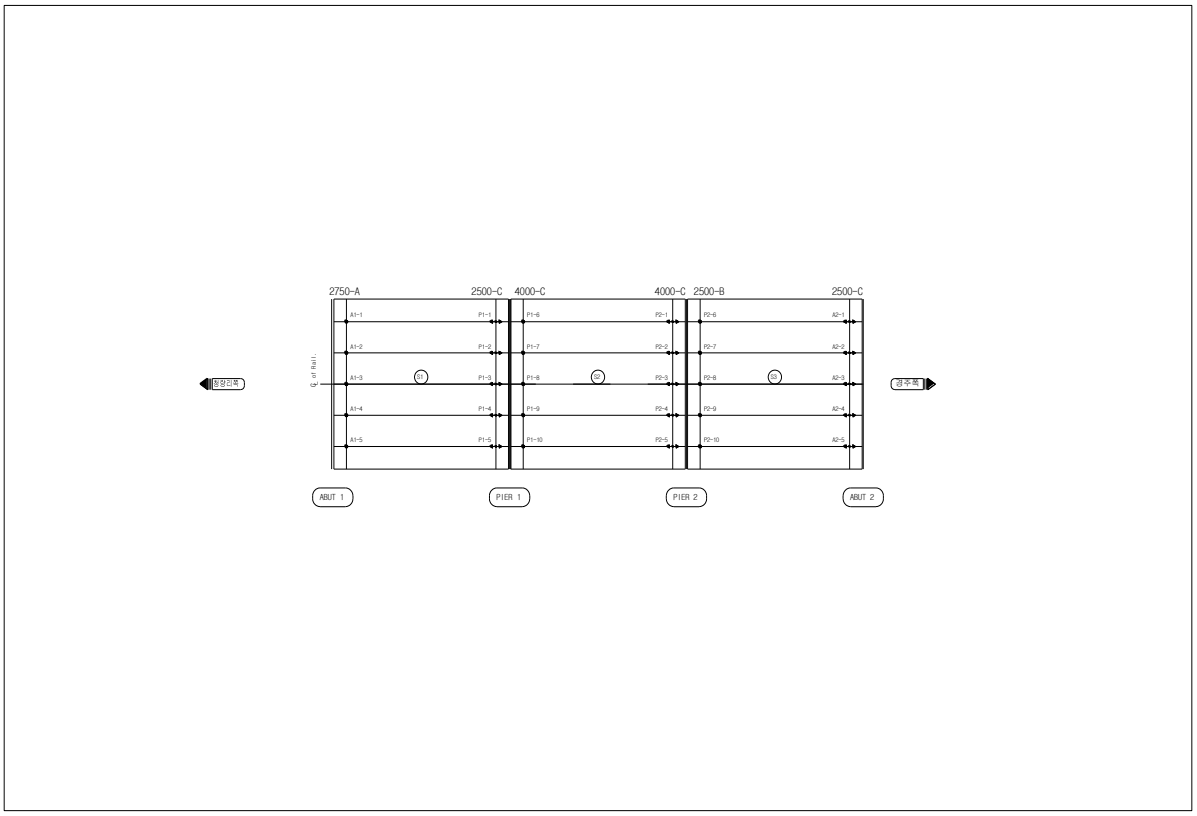
*** 도 면 참 조**

2.3 적용 받침 특성

1) 받침 모델링

: MIDAS CIVIL의 ELASTIC LINK를 사용하여 각 받침의 spring 계수에 대해 모델링

2) 받침 배치

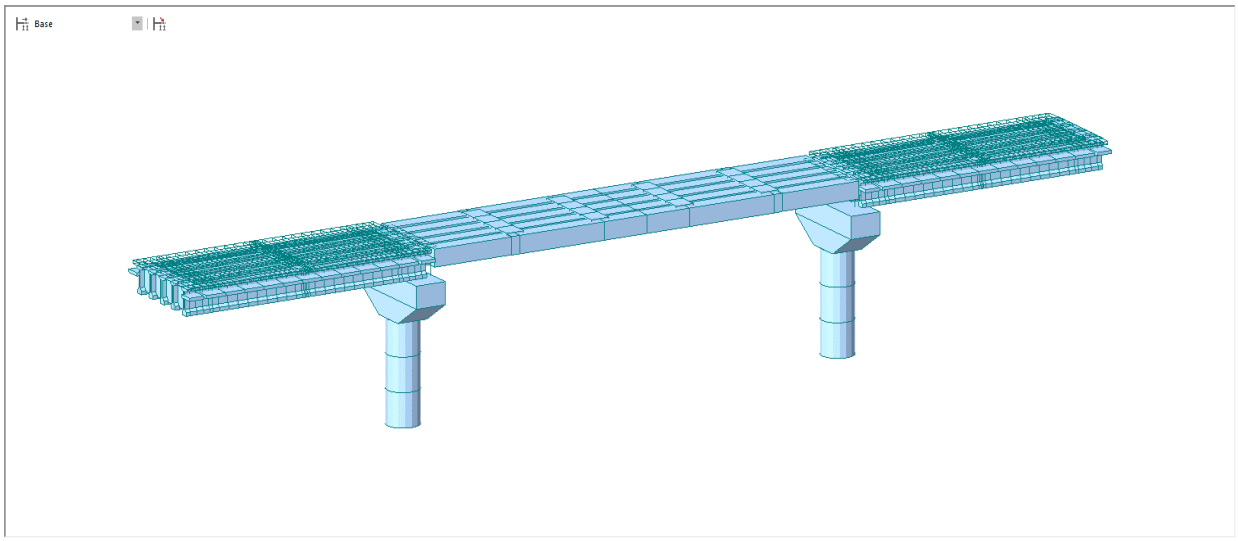


3. 구조해석

3.1 MODELING

해석대상 교량의 상부구조인 PSC BEAM + RPF는 그 특성을 가지는 뼈대구조로 모델링하였다. 기초 중심부를 고정점으로 하였으며 받침은 선형요소를 사용하여 ESB 받침에 맞는 축방향강성 및 수평방향 강성을 적용하여 모델링하였다. 지진해석시 가장 중요한 요소중의 하나인 상부 질량은 프로그램 자동계산과 프레임요소의 단위길이당 질량으로 모델링하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수 [도.설.기. 6.3.1, 6.3.2]

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역1
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	A = Z x I

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

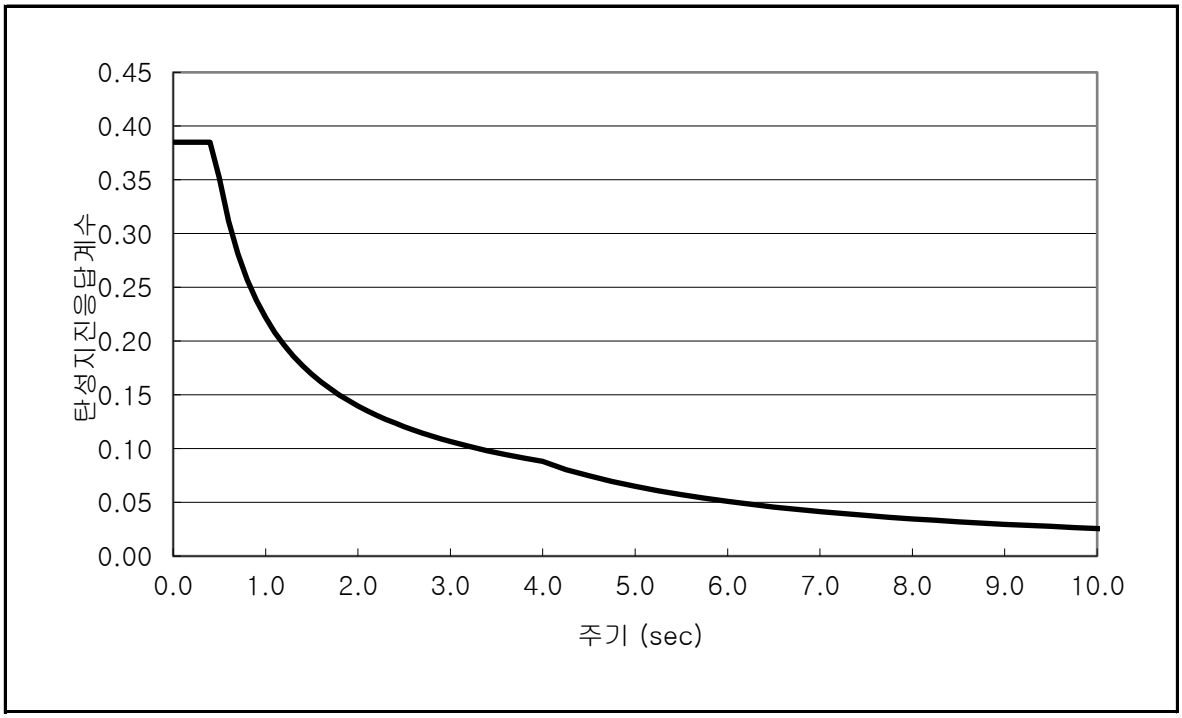
① T ≤ 4.0 sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \leq 2.5 \times A$$

② T > 4.0 sec

$$Cs = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (㎨)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

4.1 주기 및 진동수

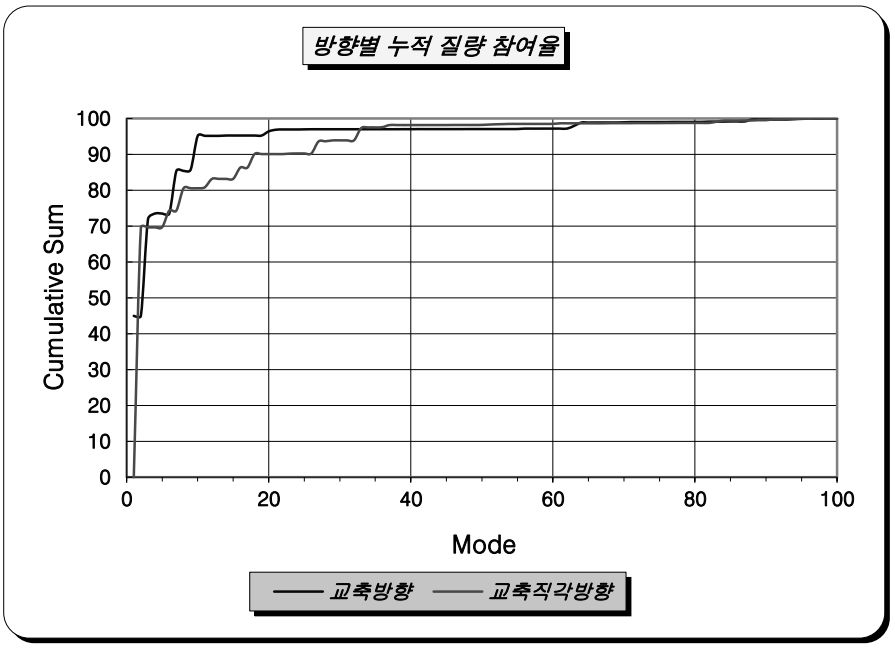
< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	10.1453	1.6147	0.6193	
2	10.5805	1.6839	0.5938	
3	14.1543	2.2527	0.4439	
4	14.6669	2.3343	0.4284	
5	15.5216	2.4703	0.4048	
6	16.9527	2.6981	0.3706	
7	27.8886	4.4386	0.2253	
8	31.4571	5.0066	0.1997	
9	32.4852	5.1702	0.1934	
10	37.7997	6.0160	0.1662	
11	39.5834	6.2999	0.1587	
12	39.9748	6.3622	0.1572	
13	49.4324	7.8674	0.1271	
14	57.8957	9.2144	0.1085	
15	60.6079	9.6461	0.1037	
16	62.3565	9.9243	0.1008	
17	73.7041	11.7304	0.0852	
18	77.3711	12.3140	0.0812	
19	91.1100	14.5006	0.0690	
20	94.8196	15.0910	0.0663	
21	95.7687	15.2421	0.0656	
22	112.9067	17.9697	0.0556	
23	115.6838	18.4116	0.0543	
24	117.6348	18.7222	0.0534	
25	118.0137	18.7825	0.0532	
26	119.0561	18.9484	0.0528	
27	123.3567	19.6328	0.0509	
28	125.1453	19.9175	0.0502	
29	126.4479	20.1248	0.0497	
30	140.0451	22.2889	0.0449	
31	173.5075	27.6146	0.0362	
32	173.5103	27.6150	0.0362	
33	177.7943	28.2968	0.0353	
34	178.4268	28.3975	0.0352	
35	185.9010	29.5871	0.0338	
36	188.1642	29.9473	0.0334	
37	190.8335	30.3721	0.0329	
38	195.6951	31.1458	0.0321	
39	197.7259	31.4691	0.0318	
40	198.1731	31.5402	0.0317	
41	199.4787	31.7480	0.0315	
42	206.6030	32.8819	0.0304	
43	211.1846	33.6111	0.0298	
44	214.8213	34.1899	0.0292	
45	215.6013	34.3140	0.0291	
46	223.8249	35.6228	0.0281	
47	224.4144	35.7167	0.0280	
48	228.2585	36.3285	0.0275	
49	228.6037	36.3834	0.0275	
50	230.9078	36.7501	0.0272	

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
51	238.0757	37.8909	0.0264	
52	240.1097	38.2146	0.0262	
53	247.2088	39.3445	0.0254	
54	249.3954	39.6925	0.0252	
55	253.1796	40.2948	0.0248	
56	256.1296	40.7643	0.0245	
57	259.5536	41.3092	0.0242	
58	268.4245	42.7211	0.0234	
59	269.0661	42.8232	0.0234	
60	294.6716	46.8984	0.0213	
61	298.0665	47.4388	0.0211	
62	299.4918	47.6656	0.0210	
63	319.1796	50.7990	0.0197	
64	319.7942	50.8968	0.0196	
65	322.9900	51.4055	0.0195	
66	341.7422	54.3900	0.0184	
67	342.2786	54.4753	0.0184	
68	347.1569	55.2517	0.0181	
69	357.3162	56.8686	0.0176	
70	384.2462	61.1547	0.0164	
71	385.3567	61.3314	0.0163	
72	393.3335	62.6010	0.0160	
73	412.5096	65.6529	0.0152	
74	413.9234	65.8780	0.0152	
75	416.1103	66.2260	0.0151	
76	458.4207	72.9599	0.0137	
77	512.8846	81.6281	0.0123	
78	520.0428	82.7674	0.0121	
79	527.3360	83.9281	0.0119	
80	583.7752	92.9107	0.0108	
81	595.7756	94.8206	0.0105	
82	625.4752	99.5475	0.0100	
83	632.0468	100.5934	0.0099	
84	662.4907	105.4387	0.0095	
85	687.4244	109.4070	0.0091	
86	762.9841	121.4327	0.0082	
87	778.9852	123.9793	0.0081	
88	848.5424	135.0497	0.0074	
89	904.692	143.9863	0.0069	
90	953.150	151.6986	0.0066	
91	1031.114	164.1069	0.0061	
92	1128.280	179.5714	0.0056	
93	1165.835	185.5485	0.0054	
94	1363.100	216.9442	0.0046	
95	1510.220	240.3589	0.0042	
96	1656.720	263.6752	0.0038	
97	1957.684	311.5750	0.0032	
98	2007.928	319.5716	0.0031	
99	2697.641	429.3429	0.0023	
100	3070.979	488.7615	0.0020	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.



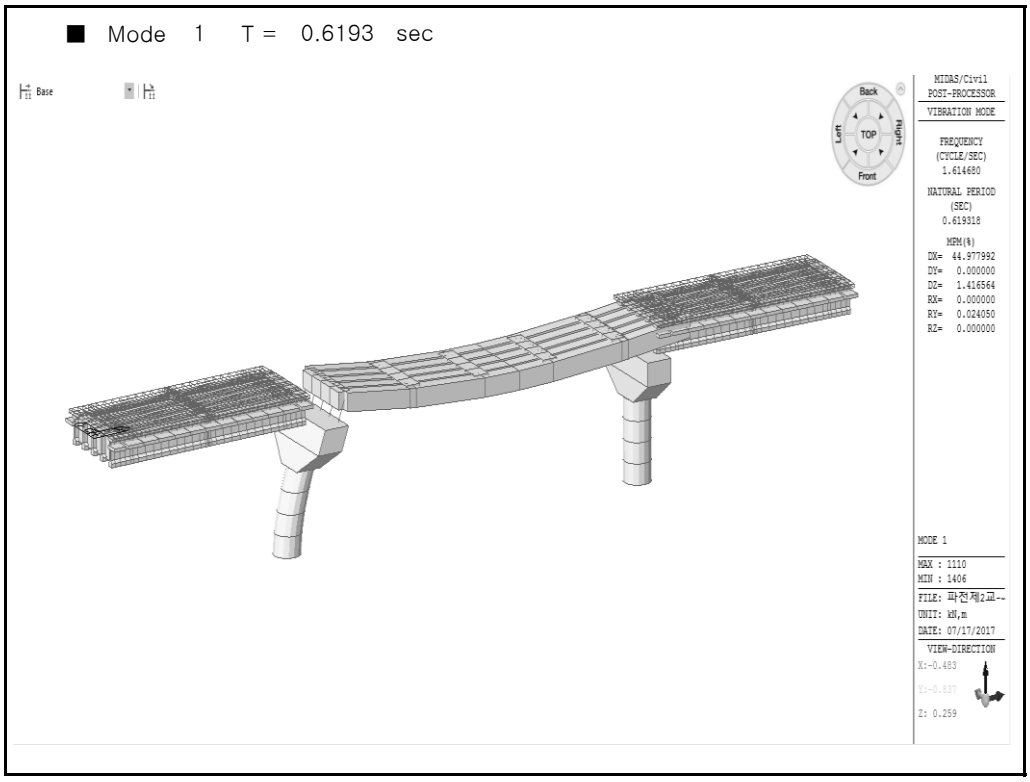
< 질량참여율 >

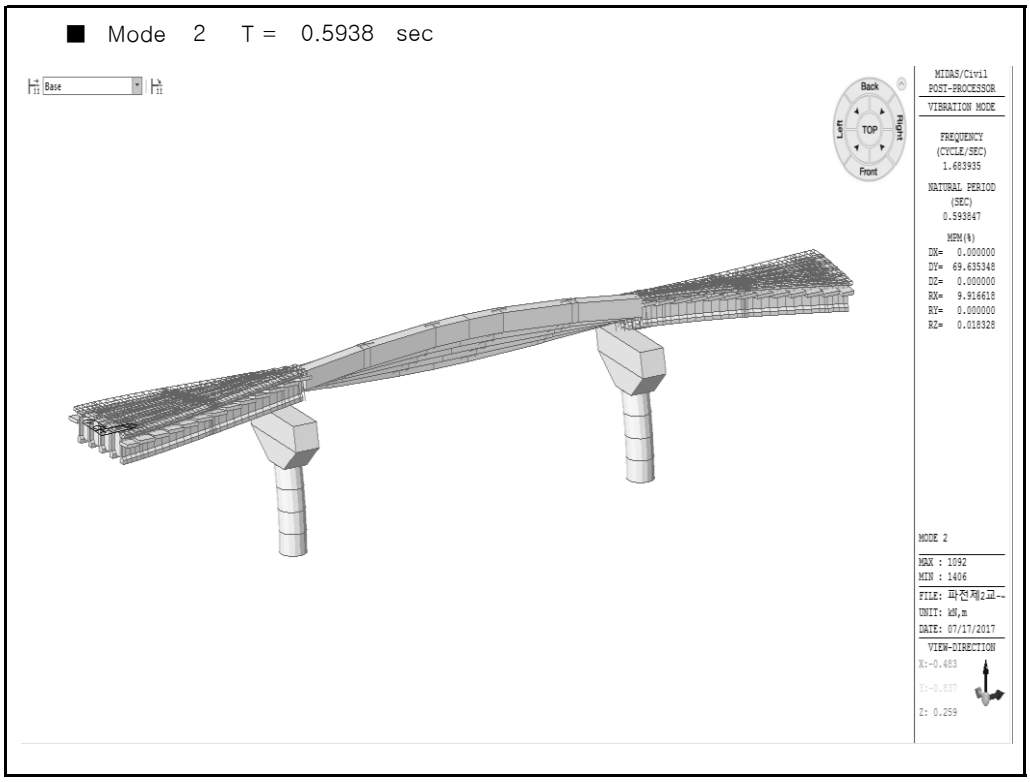
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.6193	44.980	0.000	1.420	44.980	0.000	1.420
2	0.5938	0.000	69.640	0.000	44.980	69.640	1.420
3	0.4439	26.940	0.000	6.380	71.910	69.640	7.790
4	0.4284	1.580	0.000	26.420	73.500	69.640	34.210
5	0.4048	0.000	0.070	0.000	73.500	69.710	34.210
6	0.3706	0.000	4.620	0.000	73.500	74.330	34.210
7	0.2253	11.890	0.000	7.760	85.390	74.330	41.970
8	0.1997	0.000	6.220	0.000	85.390	80.550	41.970
9	0.1934	0.320	0.000	16.480	85.710	80.550	58.450
10	0.1662	9.450	0.000	8.860	95.160	80.550	67.310
11	0.1587	0.000	0.270	0.000	95.160	80.820	67.310
12	0.1572	0.000	2.330	0.000	95.160	83.150	67.310
13	0.1271	0.000	0.010	0.000	95.160	83.160	67.310
14	0.1085	0.090	0.000	0.000	95.250	83.160	67.310
15	0.1037	0.000	0.030	0.000	95.250	83.190	67.310
16	0.1008	0.000	3.130	0.000	95.250	86.310	67.310
17	0.0852	0.000	0.010	0.000	95.250	86.320	67.310
18	0.0812	0.000	3.760	0.000	95.250	90.080	67.310

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
19	0.0690	0.000	0.000	0.000	95.250	90.080	67.310
20	0.0663	1.160	0.000	0.020	96.410	90.080	67.330
21	0.0656	0.460	0.000	0.020	96.870	90.080	67.350
22	0.0556	0.070	0.000	5.140	96.940	90.080	72.490
23	0.0543	0.000	0.120	0.000	96.940	90.210	72.490
24	0.0534	0.000	0.040	0.000	96.940	90.250	72.490
25	0.0532	0.040	0.000	0.050	96.970	90.250	72.540
26	0.0528	0.030	0.000	0.050	97.000	90.250	72.590
27	0.0509	0.000	3.340	0.000	97.000	93.580	72.590
28	0.0502	0.000	0.060	0.000	97.000	93.650	72.590
29	0.0497	0.000	0.240	0.000	97.000	93.890	72.590
30	0.0449	0.000	0.020	0.000	97.000	93.900	72.590
31	0.0362	0.000	0.000	0.000	97.000	93.900	72.590
32	0.0362	0.000	0.000	0.010	97.000	93.900	72.590
33	0.0353	0.000	3.390	0.000	97.000	97.290	72.590
34	0.0352	0.000	0.220	0.000	97.000	97.510	72.590
35	0.0338	0.010	0.000	0.070	97.010	97.510	72.670
36	0.0334	0.000	0.080	0.000	97.010	97.590	72.670
37	0.0329	0.000	0.580	0.000	97.010	98.170	72.670
38	0.0321	0.000	0.000	0.000	97.010	98.170	72.670
39	0.0318	0.010	0.000	0.000	97.020	98.170	72.670
40	0.0317	0.000	0.000	0.330	97.020	98.170	73.010
41	0.0315	0.020	0.000	0.000	97.040	98.170	73.010
42	0.0304	0.000	0.000	20.640	97.040	98.170	93.650
43	0.0298	0.000	0.000	0.000	97.040	98.170	93.650
44	0.0292	0.000	0.000	0.000	97.040	98.170	93.650
45	0.0291	0.000	0.000	0.000	97.040	98.170	93.650
46	0.0281	0.000	0.030	0.000	97.040	98.190	93.650
47	0.0280	0.000	0.000	0.000	97.040	98.190	93.650
48	0.0275	0.010	0.000	0.000	97.050	98.190	93.660
49	0.0275	0.000	0.000	0.000	97.050	98.190	93.660
50	0.0272	0.000	0.020	0.000	97.050	98.210	93.660
51	0.0264	0.000	0.080	0.000	97.050	98.300	93.660
52	0.0262	0.000	0.080	0.000	97.050	98.380	93.660
53	0.0254	0.000	0.060	0.000	97.050	98.430	93.660
54	0.0252	0.000	0.060	0.000	97.050	98.490	93.660
55	0.0248	0.010	0.000	0.960	97.060	98.490	94.620
56	0.0245	0.110	0.000	0.040	97.170	98.490	94.660
57	0.0242	0.000	0.000	0.000	97.170	98.490	94.660
58	0.0234	0.000	0.000	0.000	97.170	98.490	94.660

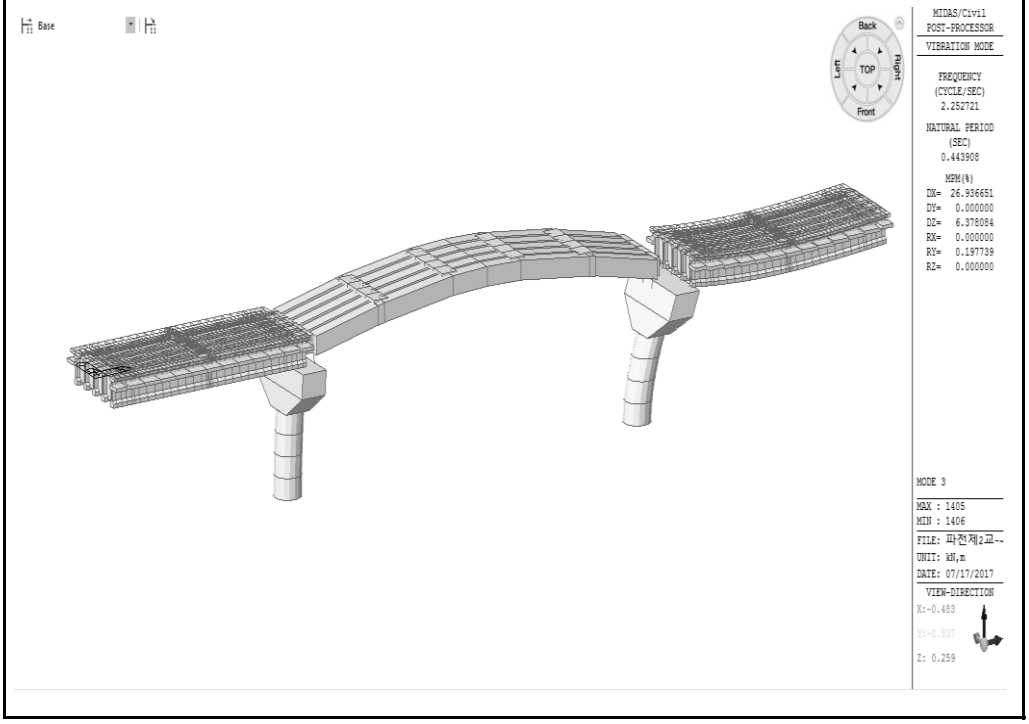
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
59	0.0234	0.000	0.000	0.020	97.180	98.490	94.680
60	0.0213	0.000	0.000	0.000	97.180	98.500	94.680
61	0.0211	0.000	0.150	0.000	97.180	98.650	94.680
62	0.0210	0.000	0.000	0.000	97.180	98.650	94.680
63	0.0197	0.790	0.000	0.010	97.970	98.650	94.690
64	0.0196	0.900	0.000	0.010	98.870	98.650	94.700
65	0.0195	0.000	0.000	0.000	98.870	98.650	94.700
66	0.0184	0.010	0.000	0.000	98.880	98.650	94.700
67	0.0184	0.000	0.000	0.000	98.880	98.650	94.700
68	0.0181	0.000	0.040	0.000	98.880	98.690	94.700
69	0.0176	0.000	0.010	0.000	98.880	98.700	94.700
70	0.0164	0.060	0.000	0.690	98.940	98.700	95.400
71	0.0163	0.060	0.000	0.650	99.000	98.700	96.050
72	0.0160	0.000	0.030	0.000	99.000	98.720	96.050
73	0.0152	0.000	0.000	0.000	99.000	98.720	96.050
74	0.0152	0.000	0.000	0.000	99.000	98.720	96.050
75	0.0151	0.000	0.000	0.000	99.010	98.720	96.050
76	0.0137	0.000	0.010	0.000	99.010	98.740	96.050
77	0.0123	0.040	0.000	0.000	99.040	98.740	96.050
78	0.0121	0.000	0.020	0.000	99.040	98.760	96.050
79	0.0119	0.000	0.000	0.010	99.040	98.760	96.060
80	0.0108	0.000	0.000	0.010	99.050	98.760	96.070
81	0.0105	0.000	0.010	0.000	99.050	98.760	96.070
82	0.0100	0.080	0.000	0.000	99.130	98.760	96.070
83	0.0099	0.000	0.320	0.000	99.130	99.090	96.070
84	0.0095	0.000	0.320	0.000	99.130	99.410	96.070
85	0.0091	0.050	0.000	0.000	99.170	99.410	96.070
86	0.0082	0.000	0.000	0.000	99.170	99.410	96.080
87	0.0081	0.000	0.040	0.000	99.170	99.450	96.080
88	0.0074	0.520	0.000	0.000	99.690	99.450	96.080
89	0.0069	0.000	0.080	0.000	99.690	99.530	96.080
90	0.0066	0.010	0.000	0.000	99.700	99.530	96.080
91	0.0061	0.000	0.200	0.000	99.700	99.730	96.080
92	0.0056	0.010	0.000	0.000	99.710	99.730	96.080
93	0.0054	0.000	0.050	0.000	99.710	99.780	96.080
94	0.0046	0.190	0.000	0.000	99.890	99.780	96.080
95	0.0042	0.000	0.170	0.000	99.890	99.950	96.080
96	0.0038	0.070	0.000	0.000	99.970	99.950	96.080
97	0.0032	0.000	0.050	0.000	99.970	100.000	96.080
98	0.0031	0.030	0.000	0.000	100.000	100.000	96.080
99	0.0023	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	96.080
100	0.0020	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	96.080

4.3 모드형상(Mode Shape)

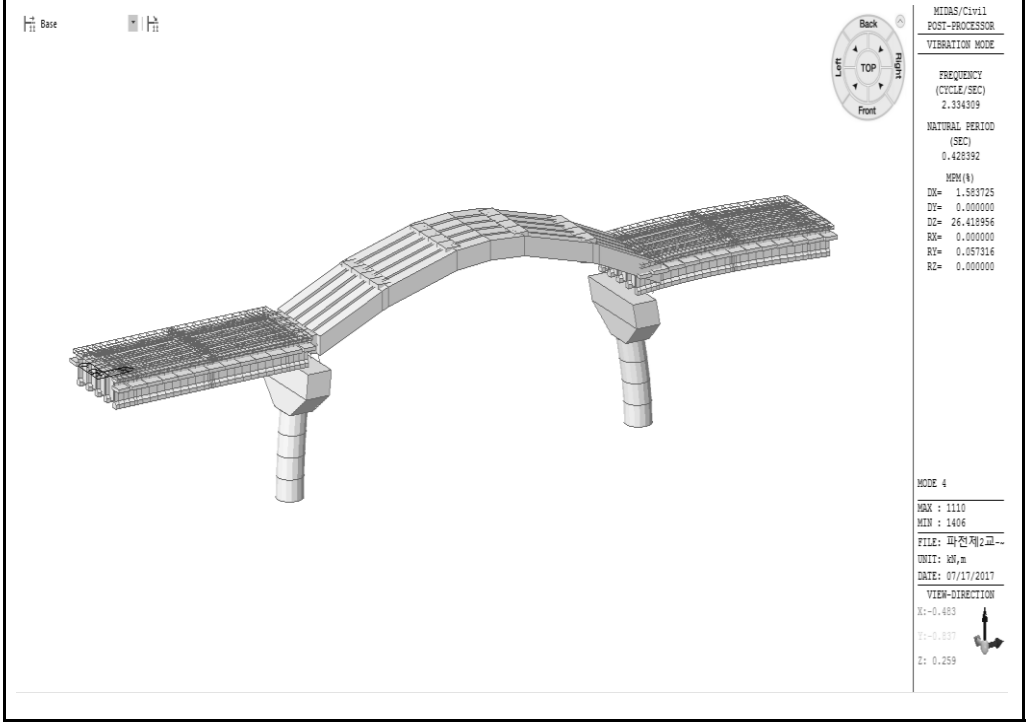




■ Mode 3 T = 0.4439 sec



■ Mode 4 T = 0.4284 sec



5. 내 진 해 석 결 과

5.1 탄성지진력

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	7156.780	0.000	0.000	4813.350
P2	5011.100	0.000	0.000	5023.730

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	77859.230	0.000	0.000	61560.840
P2	54112.520	0.000	0.000	64635.610

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	7156.780	2147.034	1444.005	4813.350
P2	5011.100	1503.330	1507.119	5023.730

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	77859.230	23357.769	18468.252	61560.840
P2	54112.520	16233.756	19390.683	64635.610

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	7156.780	4813.350	77859.230	61560.840
P2	5011.100	5023.730	54112.520	64635.610

5. 내 진 해 석 결 과

5.1 탄성지진력

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	7113.370	0.000	0.000	4769.540
P2	4952.090	0.000	0.000	4979.030

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	27899.710	0.000	0.000	28198.610
P2	19217.430	0.000	0.000	29788.540

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	7113.370	2134.011	1430.862	4769.540
P2	4952.090	1485.627	1493.709	4979.030

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	27899.710	8369.913	8459.583	28198.610
P2	19217.430	5765.229	8936.562	29788.540

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	7113.370	4769.540	27899.710	28198.610
P2	4952.090	4979.030	19217.430	29788.540

5.3 받침부에 작용하는 탄성지진력

1) 발생 지진력

받침1개당 단면력

구분		교축방향 해석		교축직각방향 해석	
		교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
A1	B1	622.250	0.210	988.270	226.700
	B2	619.620	0.140	491.900	229.280
	B3	619.040	0.000	0.000	230.580
	B4	619.620	0.140	491.900	229.280
	B5	622.250	0.210	988.270	226.700
P1-L	B1	0.000	0.210	0.000	184.880
	B2	0.000	0.150	0.000	186.490
	B3	0.000	0.000	0.000	187.210
	B4	0.000	0.150	0.000	186.490
	B5	0.000	0.210	0.000	184.880
P1-R	B1	1331.870	0.790	260.710	733.320
	B2	1328.410	0.540	127.240	777.290
	B3	1327.970	0.000	0.000	794.370
	B4	1328.410	0.540	127.240	777.290
	B5	1331.870	0.790	260.710	733.320
P2-L	B1	0.000	0.530	0.000	725.910
	B2	0.000	0.360	0.000	769.540
	B3	0.000	0.000	0.000	786.470
	B4	0.000	0.360	0.000	769.540
	B5	0.000	0.530	0.000	725.910
P2-R	B1	867.360	0.050	545.130	213.870
	B2	863.720	0.040	273.390	215.960
	B3	862.930	0.000	0.000	216.950
	B4	863.720	0.040	273.390	215.960
	B5	867.360	0.050	545.130	213.870
A2	B1	0.000	0.090	0.000	199.340
	B2	0.000	0.060	0.000	201.870
	B3	0.000	0.000	0.000	203.220
	B4	0.000	0.060	0.000	201.870
	B5	0.000	0.090	0.000	199.340

5.4 받침지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

구 분		교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
A1	B1	918.731	1174.945	68.220	226.763
	B2	767.190	677.786	68.924	229.322
	B3	619.040	185.712	69.174	230.580
	B4	767.190	677.786	68.924	229.322
	B5	918.731	1174.945	68.220	226.763
P1-L	B1	0.000	0.000	55.674	184.943
	B2	0.000	0.000	56.097	186.535
	B3	0.000	0.000	56.163	187.210
	B4	0.000	0.000	56.097	186.535
	B5	0.000	0.000	55.674	184.943
P1-R	B1	1410.083	660.271	220.786	733.557
	B2	1366.582	525.763	233.727	777.452
	B3	1327.970	398.391	238.311	794.370
	B4	1366.582	525.763	233.727	777.452
	B5	1410.083	660.271	220.786	733.557
P2-L	B1	0.000	0.000	218.303	726.069
	B2	0.000	0.000	231.222	769.648
	B3	0.000	0.000	235.941	786.470
	B4	0.000	0.000	231.222	769.648
	B5	0.000	0.000	218.303	726.069
P2-R	B1	1030.899	805.338	64.211	213.885
	B2	945.737	532.506	64.828	215.972
	B3	862.930	258.879	65.085	216.950
	B4	945.737	532.506	64.828	215.972
	B5	1030.899	805.338	64.211	213.885
A2	B1	0.000	0.000	59.892	199.367
	B2	0.000	0.000	60.621	201.888
	B3	0.000	0.000	60.966	203.220
	B4	0.000	0.000	60.621	201.888
	B5	0.000	0.000	59.892	199.367

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

구분		R	교축방향		교축직각방향	
			설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시	설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시
A1	B1	0.8	1174.945	1468.681	226.763	283.454
	B2	0.8	767.190	958.988	229.322	286.653
	B3	0.8	619.040	773.800	230.580	288.225
	B4	0.8	767.190	958.988	229.322	286.653
	B5	0.8	1174.945	1468.681	226.763	283.454
P1-L	B1	1.0	0.000	0.000	184.943	184.943
	B2	1.0	0.000	0.000	186.535	186.535
	B3	1.0	0.000	0.000	187.210	187.210
	B4	1.0	0.000	0.000	186.535	186.535
	B5	1.0	0.000	0.000	184.943	184.943
P1-R	B1	1.0	1410.083	1410.083	733.557	733.557
	B2	1.0	1366.582	1366.582	777.452	777.452
	B3	1.0	1327.970	1327.970	794.370	794.370
	B4	1.0	1366.582	1366.582	777.452	777.452
	B5	1.0	1410.083	1410.083	733.557	733.557
P2-L	B1	1.0	0.000	0.000	726.069	726.069
	B2	1.0	0.000	0.000	769.648	769.648
	B3	1.0	0.000	0.000	786.470	786.470
	B4	1.0	0.000	0.000	769.648	769.648
	B5	1.0	0.000	0.000	726.069	726.069
P2-R	B1	1.0	1030.899	1030.899	213.885	213.885
	B2	1.0	945.737	945.737	215.972	215.972
	B3	1.0	862.930	862.930	216.950	216.950
	B4	1.0	945.737	945.737	215.972	215.972
	B5	1.0	1030.899	1030.899	213.885	213.885
A2	B1	0.8	0.000	0.000	199.367	249.209
	B2	0.8	0.000	0.000	201.888	252.360
	B3	0.8	0.000	0.000	203.220	254.025
	B4	0.8	0.000	0.000	201.888	252.360
	B5	0.8	0.000	0.000	199.367	249.209

9.5 가시설공

9.5.1 P1,P2 버팀보 사보강

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질정수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (KN/㎥)	N	점착력 (KN/㎡)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (KN/㎥)	마찰저항 (N/㎟)
1	0.000	-0.600	19.00	5	15.000	25.00	SAND	13281.890	0.00
2	-0.600	-2.500	18.00	14	0.000	26.00	FILL	20174.650	0.00
3	-2.500	-6.400	18.00	25	5.000	27.00	SAND	25529.463	0.00
4	-6.400	-7.300	20.00	50	29.000	31.00	WEA.ROCK	33826.715	0.00
5	-7.300	-15.000	23.00	50	250.000	33.00	SOFTROCK	33826.715	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식 Ka	RANKINE식 Kp	COULOMB식 Ka	COULOMB식 Kp	CAQUOT & KERISEL Ka	CAQUOT & KERISEL Kp	정지토압 Ko
1	0.000	-0.600	0.406	2.464	0.361	4.079	0.406	3.563	0.577
2	-0.600	-2.500	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
3	-2.500	-6.400	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
4	-6.400	-7.300	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
5	-7.300	-15.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (KN/㎡)
1	0.000	20.000	0.000	15.000

I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

* 지하수위 고려하는 시점 EL. = -3.890 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -7.120 (m)
* 물의 단위중량 = 10.000 (KN/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -7.970 (m)
* 엄지말뚝 근입깊이 = 1.000 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 5
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.900 -4.800 -7.970 -7.970

Next Page

I-5. 엄지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽) 의 제원

1) 사용 엄지말뚝(H-Pile .SLURRY WALL등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000. (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.0 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 324000000.0 (mm^4)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.0 (㎣)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx) = 75.600 (㎜)
약축방향(Ry) = 28.500 (㎜)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (KN)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

ㅇ. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (MPA)	단면적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수 Zx(㎣)
1	H-250X250X9X14	210000.	9218.000	108.000	62.900	867000.00

ㅇ. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수(Z) (㎣)
1	H-250X250X9X14	9218.000	108.000	62.900	867000.00

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버팀보 형식	설치각 (DO)	자유및정착장 강축	자유및정착장 약축	설치간격 (m)	Cable Spring수 수(ea)	S/Type (KN/㎡)	W A L E 한계압력	W A L E Type	W A L E 설치수
1	-0.500	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	108171.5	1	1	1
2	-2.400	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	108171.5	1	1	1
3	-4.300	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	108171.5	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구 조 물

1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 할증된 허용응력을 채택한다.

2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400.SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (MPA)	
1. 축방향 인장	140 x 1.5 = 210	
2. 축방향 압축	L/R <= 20	140 x 1.5 = 210
L(Cm):유효 좌굴장	20<L/R<93	210 - 1.3 (L/R - 20)
R(Cm):단면 2차반경	93 <= L/R	$\frac{1.800.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력 B:압축Flange폭 L:Flange 고정 점간거리	인 장	140 x 1.5 = 210
	압 축 L/B<=4.5	140 x 1.5 = 210
	4.5<L/B<=30	210-3.6(L/B-4.5)
4. 전단응력	80 x 1.5 = 120	
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%	

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한,토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 한하여 실시하며,수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 경우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 15.0 KN/㎡)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pa1	계 (KN/㎡) Pa2
									h= 0.41 Rt= 8.00	
1	-4.300	5.0	5.0	0.376	0.376	4.100	27.256	27.256	31.356	31.356
									h= 2.10 Rt= 8.00	
2	-6.400	5.0	29.0	0.376	0.320	25.100	33.565	1.020	58.665	26.120
									h= 0.90 Rt=20.00	
3	-7.300	29.0	250.0	0.320	0.295	32.300	6.781	0.000	39.081	32.300
									h= 0.67 Rt=23.00	
4	-7.970	250.0	250.0	0.295	0.295	32.300	0.000	0.000	32.300	32.300
									h= 1.00 Rt=23.00	
5	-8.970	250.0	0.0	0.295	0.000	32.300	0.000	0.000	32.300	32.300

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Kp (1)	Kp (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pp1	계 (KN/㎡) Pp2
1	-7.970	0.0	250.0	0.000	3.392	0.000	0.000	920.884	0.000	920.884
									h= 1.00 Rt=23.00	
2	-8.970	250.0	0.0	3.392	0.000	10.000	998.902	0.000	1008.902	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 1.00 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -4.300 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (31.356 + 58.665) x 0.5 x 2.100 x 1.156 x 0.6 = 65.570 KN-m
2. (26.120 + 39.081) x 0.5 x 0.900 x 2.580 x 0.6 = 45.416 KN-m
3. (32.300 + 32.300) x 0.5 x 0.670 x 3.335 x 0.6 = 43.304 KN-m
4. (32.300 + 32.300) x 0.5 x 1.000 x 4.170 x 0.6 = 80.814 KN-m

Total moment (Ma) = 235.104 KN-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (920.884 +*******) x 0.5 x 1.000 x 4.178 x 0.6 = 2418.558 KN-m

Total moment (Mp) = 2418.558 KN-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 2418.558 / 235.104

= 10.287 > 1.20 O.K.

Next Page

II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
Ka = Tan^2 (45-@/2)
Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
q : 상재하중 (= 15.0 KN/㎡)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pa1	계 (KN/㎡) Pa2
									h= 1.80 Rt=18.00	
1	-2.400	0.0	0.0	0.390	0.390	0.000	22.959	22.959	22.959	22.959
									h= 0.10 Rt=18.00	
2	-2.500	0.0	5.0	0.390	0.376	0.000	23.662	16.629	23.662	16.629
									h= 1.39 Rt=18.00	
3	-3.890	5.0	5.0	0.376	0.376	0.000	26.024	26.024	26.024	26.024
									h= 0.41 Rt= 8.00	
4	-4.300	5.0	5.0	0.376	0.376	4.100	27.256	27.256	31.356	31.356
									h= 0.50 Rt= 8.00	
5	-4.800	5.0	5.0	0.376	0.376	9.100	28.758	28.758	37.858	37.858
									h= 1.60 Rt= 8.00	
6	-6.400	5.0	29.0	0.376	0.320	25.100	33.565	1.020	58.665	26.120
									h= 0.90 Rt=10.00	
7	-7.300	29.0	250.0	0.320	0.295	32.300	3.900	0.000	36.200	32.300
									h= 1.67 Rt=13.00	
8	-8.970	250.0	0.0	0.295	0.000	32.300	0.000	0.000	32.300	32.300

* 수 동 토 압 계 산
Kp = Tan^2 (45+@/2)
Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Kp (1)	Kp (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pp1	계 (KN/㎡) Pp2
									h= 1.60 Rt= 8.00	
1	-4.800	0.0	5.0	0.000	2.663	0.000	0.000	16.318	0.000	16.318
									h= 0.90 Rt=10.00	
2	-6.400	5.0	29.0	2.663	3.124	16.000	50.404	142.502	66.404	158.502
									h= 1.67 Rt=13.00	
3	-7.300	29.0	250.0	3.124	3.392	25.000	170.618	994.832	195.618	1019.832
4	-8.970	250.0	0.0	3.392	0.000	41.700	1068.474	0.000	1110.174	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 4.17 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.400 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (22.959 + 23.662) x 0.5 x 0.100 x 0.050 x 0.6 = 0.070 KN-m
2. (16.629 + 26.024) x 0.5 x 1.390 x 0.846 x 0.6 = 15.048 KN-m
3. (26.024 + 31.356) x 0.5 x 0.410 x 1.701 x 0.6 = 12.008 KN-m
4. (31.356 + 37.858) x 0.5 x 0.500 x 2.158 x 0.6 = 22.403 KN-m
5. (37.858 + 58.665) x 0.5 x 1.600 x 3.257 x 0.6 = 150.922 KN-m
6. (26.120 + 36.200) x 0.5 x 0.900 x 4.474 x 0.6 = 75.286 KN-m
7. (32.300 + 32.300) x 0.5 x 1.670 x 5.735 x 0.6 = 185.611 KN-m

Total moment (Ma) = 461.347 KN-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (16.318 + 66.404) x 0.5 x 1.600 x 3.361 x 0.6 = 133.472 KN-m
2. (158.502 +195.618) x 0.5 x 0.900 x 4.466 x 0.6 = 426.978 KN-m
3. (******* +*******) x 0.5 x 1.670 x 5.747 x 0.6 = 6132.593 KN-m

Total moment (Mp) = 6693.043 KN-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 6693.043 / 461.347

= 14.508 > 1.20 O.K.

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위,전단력,모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위:KN/㎡/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -7.97	5 -7.97	MAX.
1	0.000	5.99	5.74	5.73	5.84	43.90	43.90
	-0.500	11.11	10.51	10.10	9.99	43.90	43.90
2	-0.500	11.11	10.51	10.10	9.99	43.90	43.90
	-0.600	8.87	7.76	6.89	6.58	43.90	43.90
3	-0.600	10.31	10.31	10.31	10.31	40.22	40.22
	-1.000	13.21	13.12	13.12	13.12	40.22	40.22
4	-1.000	15.80	13.80	13.12	13.12	40.22	40.22
	-1.700	13.07	18.04	18.04	18.04	40.22	40.22
5	-1.700	13.07	18.04	18.04	18.04	40.22	40.22
	-2.400	10.26	22.96	22.96	22.96	40.22	40.22
6	-2.400	10.26	22.96	22.96	22.96	40.22	40.22
	-2.500	8.50	23.66	23.66	23.66	40.22	40.22
7	-2.500	8.31	16.63	16.63	16.63	38.68	38.68
	-2.900	8.02	19.33	19.33	19.33	38.68	38.68
8	-2.900	8.02	19.33	19.33	19.33	38.68	38.68
	-3.890	10.06	16.30	26.03	26.03	38.68	38.68
9	-3.890	10.06	16.30	26.03	26.03	19.22	26.03
	-4.300	14.82	19.84	31.36	31.36	23.32	31.36
10	-4.300	14.82	19.84	31.36	31.36	23.32	31.36
	-4.800	22.78	24.15	37.86	37.86	28.32	37.86
11	-4.800	22.78	24.15	37.86	37.86	28.32	37.86
	-5.600	33.73	31.06	44.77	48.26	36.32	48.26
12	-5.600	33.73	31.06	44.77	48.26	36.32	48.26
	-6.400	0.00	37.97	51.68	58.67	44.32	58.67
13	-6.400	0.00	7.74	19.91	26.12	44.80	44.80
	-7.120	0.00	13.75	25.93	35.62	52.00	52.00
14	-7.120	0.00	0.00	0.00	35.62	68.58	68.58
	-7.300	0.00	0.00	0.00	29.94	61.74	61.74
15	-7.300	0.00	0.00	0.00	25.46	63.46	63.46
	-7.970	0.00	0.00	0.00	0.00	38.00	38.00
16	-7.970	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-8.970	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	33.73	37.97	51.68	58.67	68.58	68.58

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -7.97	5 -7.97	MAX.
1	0.000	3.20	3.35	3.30	3.28	0.42	3.35
2	-0.500	2.81	3.17	3.27	3.34	0.47	3.34
3	-0.600	2.73	3.13	3.27	3.35	0.49	3.35
4	-1.000	2.42	2.98	3.25	3.40	0.53	3.40
5	-1.700	1.89	2.70	3.19	3.46	0.60	3.46
6	-2.400	1.40	2.38	3.09	3.50	0.68	3.50
7	-2.500	1.34	2.33	3.08	3.51	0.70	3.51
8	-2.900	1.09	2.13	3.01	3.55	0.77	3.55
9	-3.890	0.57	1.60	2.75	3.60	1.00	3.60
10	-4.300	0.41	1.39	2.58	3.59	1.14	3.59
11	-4.800	0.25	1.13	2.32	3.55	1.35	3.55
12	-5.600	0.07	0.75	1.80	3.33	1.67	3.33
13	-6.400	-0.05	0.40	1.18	2.87	1.87	2.87
14	-7.120	-0.11	0.12	0.62	2.29	1.86	2.29
15	-7.300	-0.12	0.06	0.48	2.13	1.83	2.13
16	-7.970	-0.16	-0.17	-0.02	1.50	1.65	1.65
17	-8.970	-0.21	-0.49	-0.75	0.56	1.30	0.00
	MAX.	3.20	3.35	3.30	3.60	1.87	3.60

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1	2	3	4	5	MAX.
		-1.00	-2.90	-4.80	-7.97	-7.97	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.500	4.28	4.06	3.96	3.96	21.95	21.95
2	-0.500	-4.43	34.40	7.73	2.96	29.40	34.40
	-0.600	5.43	-33.49	-6.88	-2.14	-25.01	-33.49
3	-0.600	-5.44	33.49	6.87	2.14	24.96	33.49
	-1.000	10.14	-28.80	-2.19	2.55	-8.88	-28.80
4	-1.000	-8.27	28.80	2.19	-2.55	8.88	28.80
	-1.700	16.49	-17.65	8.72	13.45	19.27	19.27
5	-1.700	-12.75	17.66	-8.72	-13.45	-19.27	-19.27
	-2.400	16.24	-3.31	23.07	27.80	47.42	47.42
6	-2.400	-13.01	3.49	53.69	16.70	26.30	53.69
	-2.500	13.03	-1.16	-51.36	-14.37	-22.28	-51.36
7	-2.500	-10.54	1.04	51.33	14.40	22.29	51.33
	-2.900	10.54	6.15	-44.14	-7.21	-6.81	-44.14
8	-2.900	-3.23	-4.21	44.14	7.21	6.81	44.14
	-3.890	3.23	13.40	-21.69	15.24	31.48	31.48
9	-3.890	2.70	-9.56	21.68	-15.24	-31.48	-31.48
	-4.300	-2.70	12.05	-9.92	27.00	40.20	40.20
10	-4.300	5.85	-8.70	9.93	82.26	83.13	83.13
	-4.800	-5.85	12.41	7.38	-64.96	-70.22	-70.22
11	-4.800	8.99	-6.55	-4.58	64.96	70.22	70.22
	-5.600	-8.99	15.78	29.14	-30.51	-44.36	-44.36
12	-5.600	10.21	-7.86	-23.08	30.51	44.36	44.36
	-6.400	-10.21	20.28	42.54	12.26	-12.11	42.54
13	-6.400	9.16	-3.89	-16.12	-12.26	12.11	-16.12
	-7.120	-9.16	3.89	16.12	34.49	22.74	34.49
14	-7.120	7.52	-0.35	-8.54	-34.49	-22.70	-34.49
	-7.300	-7.52	0.35	8.54	40.39	34.43	40.39
15	-7.300	5.80	2.23	-2.47	-40.37	-34.45	-40.37
	-7.970	-5.80	-2.23	2.47	48.90	68.44	68.44
16	-7.970	1.37	1.92	1.71	-3.07	-21.70	-21.70
	-8.970	-1.37	-1.92	-1.71	3.07	22.20	22.20
	MAX.	16.49	34.40	53.69	82.26	83.13	83.13

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:KN-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -7.97	5 -7.97	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.500	0.95	0.91	0.90	0.90	5.49	5.49
3	-0.600	1.44	-2.48	0.17	0.65	2.77	2.77
4	-1.000	4.52	-14.97	-1.68	0.69	-4.00	-14.97
5	-1.700	13.52	-31.40	0.40	6.09	-0.36	-31.40
6	-2.400	23.88	-38.94	11.33	20.33	22.98	-38.94
7	-2.500	25.18	-39.16	6.08	18.78	20.56	-39.16
8	-2.900	29.40	-38.18	-13.05	14.42	14.74	-38.18
9	-3.890	32.59	-28.87	-46.18	17.85	26.94	-46.18
10	-4.300	31.48	-24.45	-52.73	26.43	41.58	-52.73
11	-4.800	28.56	-19.22	-53.50	-10.51	3.14	-53.50
12	-5.600	21.37	-10.61	-40.14	-49.25	-43.13	-49.25
13	-6.400	13.20	0.55	-13.09	-57.10	-66.14	-66.14
14	-7.120	6.60	3.35	-1.48	-40.68	-62.62	-62.62
15	-7.300	5.25	3.41	0.05	-33.93	-57.46	-57.46
16	-7.970	1.37	1.92	1.71	-3.07	-22.04	-22.04
17	-8.970	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	32.59	39.17	-53.50	57.10	66.14	66.14

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -7.97	5 -7.97	MAX.
2	-0.500	0.00	-38.49	-11.69	-6.93	-51.36	-51.36
6	-2.400	0.00	0.00	-76.75	-44.51	-73.72	-76.75
10	-4.300	0.00	0.00	0.00	-109.27	-123.33	-123.33
MAX.		0.00	-38.49	-76.75	-109.27	-123.33	-123.33

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.
여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

. 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
. 처짐의 체적 Vs를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
. 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
. 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
. D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
. 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)	절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)
1	0.000	3.34860	2	-0.500	3.33828
3	-0.600	3.35037	4	-1.000	3.39718
5	-1.700	3.45858	6	-2.400	3.50255
7	-2.500	3.51056	8	-2.900	3.54600
9	-3.890	3.59827	10	-4.300	3.58949
11	-4.800	3.54682	12	-5.600	3.32709
13	-6.400	2.86714	14	-7.120	2.28958
15	-7.300	2.12881	16	-7.970	1.65467

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.02632 ㎥/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 8.0 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 27.57 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 27.57 /2) = 11.55 m
Ht = Hp + Hw = 11.55 m + 7.97 m = 19.52 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 19.52 m x tan (45 - 27.57 /2) = 11.83 m

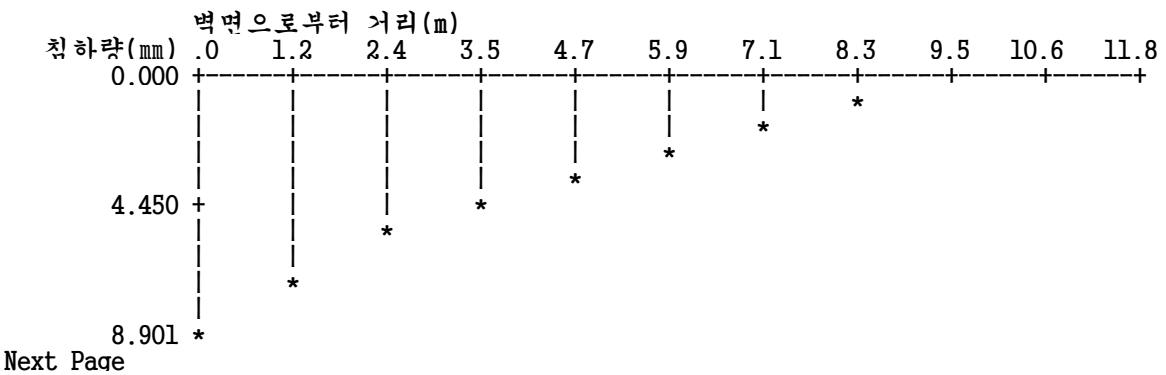
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.02632/ 11.83
= 0.00890l m = 8.90l mm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.890 x ((11.83 - Xi)/ 11.83)**2

절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하량	부등침하 구 배	절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하량	부등침하 구 배
1	0.000	8.90070	0.000	1/ 0	2	1.183	7.20957	0.169	1/ 700
3	2.366	5.69645	0.151	1/ 782	4	3.549	4.36134	0.134	1/ 886
5	4.732	3.20425	0.116	1/1022	6	5.915	2.22517	0.098	1/1208
7	7.098	1.42411	0.080	1/1477	8	8.281	0.80106	0.062	1/1899
9	9.464	0.35603	0.045	1/2658	10	10.647	0.08901	0.027	1/4430
11	11.830	0.00000	0.089	1/9999					



Next Page

V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -7.97	5 -7.97	MAX.
1	-0.500	0.00	3.85	1.17	0.69	5.14	5.14
2	-2.400	0.00	0.00	7.68	4.45	7.37	7.68
3	-4.300	0.00	0.00	0.00	10.93	12.33	12.33
MAX.		0.00	38.49	76.75	109.27	123.33	123.33

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축 력(T) = 반 력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 51.356 x 1.800 / COS(45.0) = 130.731 (KN)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 76.755 x 1.800 / COS(45.0) = 195.385 (KN)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 3] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 123.333 x 1.800 / COS(45.0) = 313.954 (KN)

○ Strut 의 최대축력
NO. 3 : Tmax = 313.954 KN/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계
==========

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 3
Tmax = 313.954 (KN)
. 온도차에 의한 축력 = 120.000 (KN)
. Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
. 탄 성 계 수 (E) = 0.210E+06 (MPA)
. 단 면 적 (A) = 9218.000 (㎟)
. 단 면 계 수 (Zx) = 867000.000 (㎟)
. 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 108.000 (㎜)
약축방향(Ry) = 62.900 (㎜)
. Strut 의 자 중 (Wd) = 5.000 (KN)

(1) f(c), f(b) 계 산
설계축력 (T) = 433.954 (KN)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 5.000x 7.030**2/8.0 = 30.888 (KN.m)
f(c) = N x 1000 / A = 433.954 x 1000 / 9218.000 = 47.077 (N/㎟)
f(b) = M x 1000000 / Zx = 30.888 x 1000000 / 867000.000 = 35.626 (N/㎟)

(2) L1/Rx, L2/Ry, L2/B 계 산
L1/Rx = 703.000 / 10.800 = 65.093 . L2/Ry = 527.000 / 6.290 = 83.784
L2/B = 527.000 / 25.000 = 21.080

(3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)
0. f(cax), f(cao), f(eax) 계 산
f(cao) = 1.5 x 140.0 x1.00 = 210.0 (MPA)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (65.09- 20)) x 1.00 = 151.380 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (65.093 x 65.093) = 424.824 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 47.08/ 151.38 + 35.63/ 210.00(1.0- 47.08/ 424.82)
= 0.31 + 0.19 = 0.50
따 라 서 . F = 0.502 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)
0. f(cay), f(bax), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (210-3.6x(L/B-4.5))x1.00 = 150.3 (MPA)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (83.78- 20)) x 1.00 = 127.081 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (83.784 x 83.784) = 256.420 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 47.08/ 127.08 + 35.63/ 150.31(1.0- 47.08/ 256.42)
= 0.37 + 0.29 = 0.66
따 라 서 . F = 0.661 < 1.0 O.K

Next Page

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	설계축력 (KN/개소)	f(c) (MPA)	f(b) (MPA)	안 전 율 강축	안 전 율 약축	C H E C K 강축	C H E C K 약축
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	130.731	27.200	35.626	0.36	0.48	O.K	O.K
2	-2.400	H-250X250X9X14@1	195.385	34.214	35.626	0.41	0.54	O.K	O.K
3	-4.300	H-250X250X9X14@1	313.954	47.077	35.626	0.50	0.66	O.K	O.K

Next Page

VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000.00 (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.000 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 324000000.0 (㎟⁴)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.00 (㎟)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 75.600 (mm)
약축방향(Ry) = 28.500 (mm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (KN)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 66.141 x 0.600 = 39.685 (KN-m) [at Nodal point No.13 : Step 5]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 17320.000 = 0.000 (N/㎟)
f(b) = M x 1000000 / Zx = 39.685 x 1000000 / 1800000.000 = 22.047 (N/㎟)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 467.000 / 60.000 = 7.783 . L/Rx = 467.000 / 7.560 = 61.772

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 39.685 x 1.0E+6 / 270.0
= 146979.656 (㎟)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서,

소 요 단 면 계 수 Zx = 146979.7 / 0.6 = 244966.1

따 라 서 . 244.966 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 83.134 x 0.600 = 49.881 (KN)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 49.881 x 1000 / 17320.000
= 2.880 (N/㎟)

따 라 서 . 2.880 < 150.000 O.K

Next Page

VII. 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토
==========

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 3 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 9218.000 (㎟) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867000.000 (㎣)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 108.000 (mm) . Ry = 62.900 (mm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 313.954 KN/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 313.954 x COS(45.00) / 1.800 = 123.333 KN/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 123.333 x 2.700 - 123.333 x 0.000 x 0.000 = 332.999 (KN)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 123.333 x 1.800 x 1.800 / 10.000 = 39.960 KN-m
f(c) = N x 1000 / A = 332.999 x 1000 / 9218.000 = 3.612 (N/㎟)
f(b) = M x 100000 / Zx = 39.960 x 1000000 / 867000.000 = 46.090 (N/㎟)

(나) L1/Rx, L2/Ry, L2/B 계 산
L1/Rx = 180.000 / 10.800 = 16.667 . L2/Ry = 180.000 / 6.290 = 28.617
L2/B = 180.000 / 25.000 = 7.200

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 , Rx)
0. f(cax), f(cao), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(cao) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 200.3 (N/㎟)
L/R < 20 ;
f(Cax) = 210 x 1.00 = 210.00 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (16.667 x 16.667) = 6480.000 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 36.12/ 210.00 + 46.09/ 200.28(1.0- 36.12/ 6480.00)
= 0.17 + 0.23 = 0.40
따 라 서 . F = 0.403 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 , Ry)
0. f(cay), f(bax), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 200.3 (N/㎟)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (28.62- 20)) x 1.00 = 198.798 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (28.617 x 28.617) = 2198.006 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 36.12/ 198.80 + 46.09/ 200.28(1.0- 36.12/ 2198.01)
= 0.18 + 0.23 = 0.42
따 라 서 . F = 0.416 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 123.333 x 1.800 x (6.00/ 10.00) = 133.200 (KN)
Aw = T1 x (H - T2 x 2) x 0.01
= 90.0 x 2220.0 x 0.01 = 1998.000 (㎟)
전 단 강 도 = Max. S / Aw = 133.200 x 1000 /1998.000 = 66.666 (N/㎟)

따 라 서 . 66.666 N/㎟ < 120.000 N/㎟ O.K.

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (KN/m)	단 면 력 M(KN-m)	단 면 력 N(KN)	전단강도 S(KN)	전단강도 (N/㎟)	휨안전율 강축	휨안전율 약축
1	-0.50	H-250X250X9X14@1	51.36	16.64	138.66	55.46	27.76	0.17	0.17
2	-2.40	H-250X250X9X14@1	76.75	24.87	207.24	82.89	41.49	0.25	0.26
3	-4.30	H-250X250X9X14@1	123.33	39.96	333.00	133.20	66.67	0.40	0.42

THE END