관 리 번 호

사 본 번 호

고속도로 제32호선
옥산~오창 고속도로 민간투자사업
구 조 계 산 서 (Ⅶ)
(준 공)

2018. 01

국토교통부
Ministry of Land, Infrastructure and Transport

목 차

- 제 I 권 -

1. 옥산 JCT Ramp-A교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 701
- 종점 교대 ····· 761
- 교각 P1 ····· 839
- 교각 P2 ····· 937
- 내진해석 ····· 1105

2. 옥산 JCT Ramp-C교

- 상부 구조 ····· 1133

- 제 II 권 -

2. 옥산 JCT Ramp-C교

- 시점 교대 ····· 3
- 종점 교대 ····· 83
- 교각 P1 ····· 189
- 교각 P2 ····· 345
- 교각 P3 ····· 499
- 내진해석 ····· 585

3. 옥산 JCT Ramp-D교

- 상부 구조 ····· 611
- 시점 교대 ····· 1159
- 종점 교대 ····· 1239
- 교각 P1 ····· 1345
- 교각 P2 ····· 1497
- 내진해석 ····· 1581

- 제 III 권 -

4. 병천천교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 3
- 상부 구조(오창방향) ····· 585
- 시점 교대(옥산방향) ····· 1187
- 종점 교대(옥산방향) ····· 1267
- 시점 교대(오창방향) ····· 1327
- 종점 교대(오창방향) ····· 1405

- 제 IV 권 -

4. 병천천교

- 교각 P1(옥산방향) ····· 3
- 교각 P2(옥산방향) ····· 181
- 교각 P3(옥산방향) ····· 357

- 교각 P4(옥산방향) ····· 535
- 교각 P1(오창방향) ····· 699
- 교각 P2(오창방향) ····· 887
- 교각 P3(오창방향) ····· 1063
- 교각 P4(오창방향) ····· 1231
- 내진해석(옥산방향) ····· 1397
- 내진해석(오창방향) ····· 1433

– 제 V 권 –

5. 상장남교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 3
- 상부 구조(오창방향) ····· 233
- 시점 교대(옥산방향) ····· 473
- 종점 교대(옥산방향) ····· 527
- 시점 교대(오창방향) ····· 625
- 종점 교대(오창방향) ····· 679
- 교각 P1(옥산방향) ····· 777
- 교각 P1(오창방향) ····· 937
- 내진해석(옥산방향) ····· 1105
- 내진해석(오창방향) ····· 1129

6. 용두천교

- 상부 구조 ····· 1157
- 시점 교대 ····· 1331
- 종점 교대 ····· 1411
- 교각 P1 ····· 1491
- 교각 P2 ····· 1803
- 내진해석 ····· 2129

– 제 VI 권 –

7. 백현교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 115
- 종점 교대 ····· 197

8. 호죽1교

- 라멘 계산서(옥산방향) ····· 305
- 라멘 계산서(오창방향) ····· 529

9. 호죽2교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 753
- 상부 구조(오창방향) ····· 877
- 시점 교대(옥산방향) ····· 999
- 종점 교대(옥산방향) ····· 1105
- 시점 교대(오창방향) ····· 1211
- 종점 교대(오창방향) ····· 1315

10. 성산교

- 상부 구조 ····· 1431
- 시점 교대 ····· 1563
- 종점 교대 ····· 1627

– 제 VII 권 –

11. 양청교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 319
- 종점 교대 ····· 381

12. 양지교

- 라멘 계산서(옥산방향) ····· 491
- 라멘 계산서(오창방향) ····· 673

13. 산수교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 857
- 상부 구조(오창방향) ····· 1155

– 제 VIII 권 –

13. 산수교

- 시점 교대(옥산방향) ····· 3
- 종점 교대(옥산방향) ····· 99
- 시점 교대(오창방향) ····· 163
- 종점 교대(오창방향) ····· 259
- 교각 P1(옥산방향) ····· 325
- 교각 P2(옥산방향) ····· 441
- 교각 P3(옥산방향) ····· 555
- 교각 P1(오창방향) ····· 669
- 교각 P2(오창방향) ····· 787
- 교각 P3(오창방향) ····· 901
- 내진 해석 ····· 1019

14. 복현1교

- 상부 구조 ····· 1069
- 시점 교대 ····· 1295
- 종점 교대 ····· 1417
- 교각 P1 ····· 1543
- 교각 P2 ····· 1717
- 내진해석 ····· 1877

– 제 IX 권 –

15. 복현2교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 115
- 종점 교대 ····· 243

16. 복현3교

• 상부 구조 ····· 367

• 시점 교대 ····· 615

• 종점 교대 ····· 735

• 교각 P1 ····· 861

• 내진해석 ····· 1217

17. 서오창 IC Ramp-A1교

• 상부 구조 ····· 1243

• 시점 교대 ····· 1355

• 종점 교대 ····· 1435

18. 서오창 IC Ramp-A2교

• 상부 구조 ····· 1543

• 시점 교대 ····· 1649

• 종점 교대 ····· 1753

- 제 X 권 -

19. 오창JCT Ramp-A교

• 상부 구조 ····· 3

• 시점 교대 ····· 119

• 종점 교대 ····· 201

• 교각 P1 ····· 285

• 내진 해석 ····· 501

20. 오창JCT Ramp-C교

• 상부 구조 ····· 525

• 시점 교대 ····· 1531

• 종점 교대 ····· 1639

- 제 XI 권 -

20. 오창JCT Ramp-C교

• 교각 P1 ····· 3

• 교각 P2 ····· 151

• 교각 P3 ····· 251

• 내진 해석 ····· 345

21. 오창JCT Ramp-D교

• 상부 구조 ····· 369

- 제 XII 권 -

21. 오창JCT Ramp-D교

• 시점 교대 ····· 3

• 종점 교대 ····· 109

• 교각 P1 ····· 189

• 교각 P2 ····· 345

• 교각 P3 ····· 439

• 교각 P4 ····· 539

• 교각 P5 ····· 637

- 교각 P6 ····· 797
- 교각 P7 ····· 961
- 교각 P8 ····· 1123
- 교각 P9 ····· 1281
- 내진 해석 ····· 1435

- 제 XIII 권 -

22. 부대공

- 가시설 계산서 ····· 3
- 배수 계산서 ····· 1475
- 보강토 옹벽 계산서 ····· 1573
- L형 옹벽 계산서 ····· 1873
- 수리 계산서 ····· 1939
- 방음벽 계산서 ····· 1983

11. 양천교

상부 구조

목 차

1. 설계개요
  1.1. 교량제원
  1.2. 하중
  1.3. 사용재료
  1.4. 참고문헌
2. 설계단면
3. 바닥판의 설계
  3.1. 캔틸레버부
  3.2. 철근량검토
  3.3. 슬래브판 단부
4. 가로보의 설계
  4.1. 단부 가로보
  4.2. 중앙부 가로보
5. 반력 산정(관용)
  5.1. 횡방향 하중분배(관용해석)
  5.2. 반력집계(관용해석)
5. 반력 산정(격자)
  5.1. DB하중 좌측편재하기준
  5.2. DB하중 우측편재하기준
  5.3. DL하중 좌측편재하기준
  5.4. DL하중 우측편재하기준
  5.5. 반력집계(격자해석)
6. 반력비교
  6.1. 관용해석
  6.2. 격자해석
  6.3. 최대반력비교
  6.4. 하부설계시 반력비교

1. 설계기준

1.1 교 량 제 원

1) 교 량 명 : 양청교 (SEG 1)
2) 교량등급 : 1 등교 (DB-24 및 DL-24 적용)
3) 교량형식 : PSC BEAM교
4) 교량연장 : 25.111 m
5) 교량폭원 : 24.470 m
6) 거더간격 : 2.750 m
7) 사 각 : 90.0 °

1.2 하 중

1) 고정하중 (☞ 도.설 2.1.2)

① 철근 콘크리트 : Wc_1 = 25.0 kN/m³
② 무근 콘크리트 : Wc_2 = 23.5 kN/m³
③ 포 장 : Wa = 23.5 kN/m³

2) 활하중 (☞ 도.설 2.1.3)

① DB-24 - Pr = 96.0 kN
- Pf = 24.0 kN
② DL-24 - Wl = 12.7 kN/m
- Pm = 108.0 kN
- Ps = 156.0 kN
③ 충격계수 : i = 15 / (40 + L) ≤ 0.3 (☞ 도.설 2.1.4)

1.3 사용재료

1) SLAB 콘크리트

① 설계 기준 강도 : f_{ck} = 27.0 MPa
② 허용 휨압축강도 : f_{ca} = 0.4 · f_{ck} = 11.0 MPa
③ 탄 성 계 수 : E_c = 27804 MPa

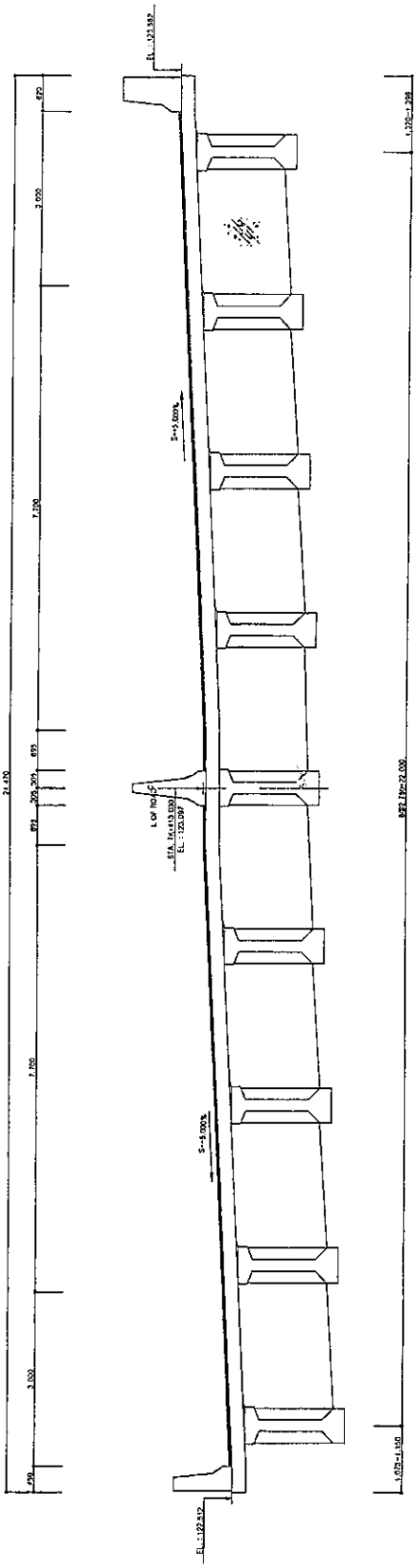
2) 철 근

① 항복 강도 : f_y = 400.0 MPa
② 탄성 계수 : E_s = 200000 MPa

1.4 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (☞ 도.설.기)
2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (☞ 도.설.해)
3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (☞ 콘.설)
4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (☞ 도.요)
5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (☞ 도.편)

2. 설계단면



3. 바닥판의 설계

* 바닥판의 유효지간장 산정 (☞ 도.설 4.7.3)

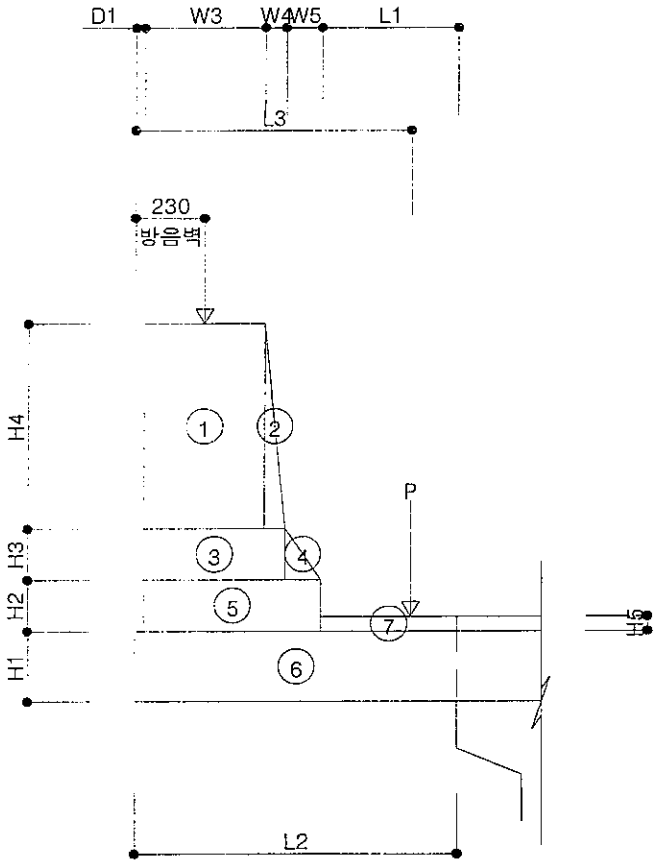
상부플렌지폭 / 바닥판두께 = 0.640 / 0.240 = 2.667 < 4 이므로,

바닥판 유효지간은 인접한 상부플랜지 끝단 사이의 순간격으로 산정한다.

3.1 캔틸레버부

3.1.1 좌측 캔틸레버부

(1) 설계단면



무근콘크리트 단위중량	: 23.500 kN/m³	H1 =	0.240 m	D1 =	0.030 m
콘크리트 단위중량	: 25.000 kN/m³	H2 =	0.175 m	W1 =	0.000 m
콘크리트 교면포장	23.500 kN/m³	H3 =	0.175 m	W2 =	0.000 m
설계 속도	: 100.0 km/h	H4 =	0.700 m	W3 =	0.400 m
트럭의 1후륜하중 (Pr)	: 96.0 kN	H5 =	0.050 m	W4 =	0.070 m
곡선 반경(R)	: 950.0 m			W5 =	0.120 m
방음벽높이	: 2.000 m			L1 =	0.456 m
				L2 =	1.076 m
				L3 =	0.920 m

가) 고정하중

NO.	작 용 하 중 (kN)		거리 (m)	모멘트(kN · m)
1	0.4 × 0.7 × 25	= 7.000	0.846	5.922
2	½ × 0.07 × 0.7 × 25	= 0.613	0.623	0.381
3	0.47 × 0.175 × 25	= 2.056	0.811	1.668
4	½ × 0.12 × 0.175 × 25	= 0.263	0.536	0.141
5	0.59 × 0.175 × 25	= 2.581	0.751	1.939
6	1.076 × 0.24 × 25	= 6.456	0.538	3.473
7	0.456 × 0.05 × 23.5	= 0.536	0.228	0.122
8	방음벽 : 교축방향 단위 길이당 자중	= 1.000	0.846	0.846
TOTAL		20.504		14.492

∴ Md = 14.492 kN · m

나) 활하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

윤하중 분포폭 (☞ 도.설 3.6.1.4)

E = 0.8 · X + 1.14 = 0.8 × 0.156 + 1.14 = 1.265 m 여기서, X = 0.156 m

충격계수 (☞ 도.설 2.1.4)

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.156) = 0.374 > 0.3 ∴ i = 0.3

MI+i = Pr/E · X · (1 + i) = (96 / 1.265) × 0.156 × (1 + 0.3) = 15.393 kN · m/m

다) 차량 충돌 하중 (☞ 도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용시

H = (V / 60)² × 7500 + 2500

= (100.000 / 60)² × 7500 + 2500 = 23333.333 N/m = 23.333 kN/m

작용높이 h = 1.170 m

Mco = 23.333 × 1.170 = 27.300 kN · m/m

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10 kN/m 의 수평하중 재하시

작용높이 h = 1.170 m

Mco = 10.000 × 1.170 = 11.700 kN · m/m

곡선반경 R > 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값을 적용

Mco = 27.300 kN · m/m

라) 원심하중 - 교면상 1.8 M 높이에 작용하는 것으로 한다. (☞ 도.설 2.1.17)

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R}(\%) = 0.79 \frac{100^2}{950}(\%) = 8.31579\ (\%)$$

Pcf = Pr / E × 8.316 / 100 = 6.312 kN/m

Mcf = 6.312 × 1.8 = 11.361 kN · m/m

마) 풍하중 (방음벽 높이 : 2 m)

Pw = 3.000 kN/m² × 1.950 m = 5.850 kN/m

Mw = 5.850 kN/m × 1.025 m = 5.996 kN · m/m

바) 하중 조합 (☞ 도.설 2.2.3.2)

① Mu1 = 1.3 Md + 2.15 Ml+i + 1.3 Mcf

= 1.3 × 14.492 + 2.15 × 15.393 + 1.3 × 11.361 = 66.703 kN · m/m

② Mu2 = 1.3 Md + 1.3 Ml+i + 1.3 Mcf + 1.3 Mco

= 1.3 × 14.492 + 1.3 × 15.393 + 1.3 × 11.361 + 1.3 × 27.30 = 89.109 kN · m/m

③ Mu3 = 1.3 Md + 1.3 Ml+i + 1.3 Mcf + 0.65 Mw

= 1.3 × 14.492 + 1.3 × 15.393 + 1.3 × 11.361 + 0.65 × 5.99 = 57.517 kN · m/m

④ Mu4 = 1.2 Md + 1.3 Mw + 1.2 Mco

= 1.2 × 14.492 + 1.2 × 5.996 + 1.2 × 27.3 = 57.346 kN · m/m

⑤ Mu5 = 1.3 Md + 1.3 Mw

= 1.3 × 14.492 + 1.3 × 5.996 = 26.634 kN · m/m

∴ Mu = 89.109 kN · m/m

사) 캔틸레버판 단부설계 (☞ 도.설 4.7.6.4)

① 주철근량: 들보단부 이외의 켄틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.

② 배력철근량: 들보단부 이외의 켄틸레버부 바닥판 상측에 배력철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.

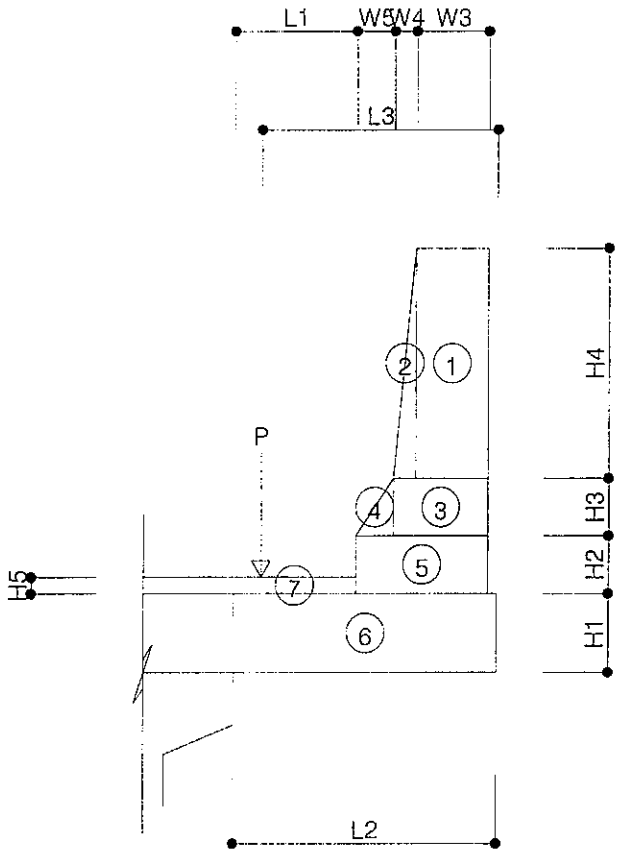
③ 배치범위: 도.설 4.7.6.4 캔틸레버 바닥판의 단부를 참조하여 배치범위로 적용한다.

아) 바닥판의 최소 두께 (X ≤ 0.25인 경우) (☞ 도.설 3.6.1.5)

hmin = (280 · L + 180) ={(280 × 0.156) + 180} = 223 mm ⇒ 240 mm 사용 O.K

3.1.2 우측 캔틸레버부

(1) 설계단면



무근콘크리트 단위중량	: 23.500	kN/m³	H1 =	0.240	m	D1 =	0.000 m
콘크리트 단위중량	: 25.000	kN/m³	H2 =	0.175	m	W1 =	0.000 m
콘크리트 교면포장	23.500	kN/m³	H3 =	0.175	m	W2 =	0.000 m
설계 속도	: 100.0	km/h	H4 =	0.700	m	W3 =	0.230 m
트럭의 1후륜하중 (Pr)	: 96.0	kN	H5 =	0.050	m	W4 =	0.070 m
곡선 반경(R)	: 950.0	m				W5 =	0.120 m
						L1 =	0.386 m
						L2 =	0.836 m
						L3 =	0.750 m

가) 고정하중

NO.	작 용 하 중 (kN)		거리 (m)	모멘트(kN · m)
1	0.23 × 0.7 × 25	= 4.025	0.691	2.781
2	½ × 0.07 × 0.7 × 25	= 0.613	0.553	0.339
3	0.3 × 0.175 × 25	= 1.313	0.656	0.861
4	½ × 0.12 × 0.175 × 25	= 0.263	0.466	0.122
5	0.42 × 0.175 × 25	= 1.838	0.596	1.095
6	0.836 × 0.24 × 25	= 5.016	0.418	2.097
7	0.386 × 0.05 × 23.5	= 0.454	0.193	0.088
TOTAL		13.520		7.382

∴ Md = 7.382 kN · m

나) 활하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

윤하중 분포폭 (☞ 도.설 3.6.1.4)

E = 0.8 · X + 1.14 = 0.8 × 0.086 + 1.14 = 1.209 m 여기서, X = 0.086 m

충격계수 (☞ 도.설 2.1.4)

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.086) = 0.374 > 0.3 ∴ i = 0.3

Ml+i = Pr/E · X · (1 + i) = (96 / 1.209) × 0.086 × (1 + 0.3) = 8.879 kN · m/m

다) 차량 충돌 하중 (☞ 도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용시

H = (V / 60)² × 7500 + 2500

= (100.000 / 60)² × 7500 + 2500 = 23333.333 N/m = 23.333 kN/m

작용높이 h = 1.170 m

Mco = 23.333 × 1.170 = 27.300 kN · m/m

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10 kN/m 의 수평하중 재하시

작용높이 h = 1.170 m

Mco = 10.000 × 1.170 = 11.700 kN · m/m

곡선반경 R > 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값을 적용

Mco = 27.300 kN · m/m

라) 원심하중 - 교면상 1.8 M 높이에 작용하는 것으로 한다. (☞ 도.설 2.1.17)

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R}(\%) = 0.79 \frac{100^2}{950}(\%) = 8.31579\ (\%)$$

Pcf = Pr / E × 8.316 / 100 = 6.604 kN/m

Mcf = 6.604 × 1.8 = 11.888 kN · m/m

마) 풍하중

Pw = 3.000 kN/m² × 1.000 m = 3.000 kN/m

Mw = 3.000 kN/m × 0.550 m = 1.650 kN · m/m

바) 하중 조합 (☞ 도.설 2.2.3.2)

① Mu1 = 1.3 Md + 2.15 Ml+i + 1.3 Mcf

= 1.3 × 7.382 + 2.15 × 8.879 + 1.3 × 11.888 = 44.141 kN · m/m

② Mu2 = 1.3 Md + 1.3 Ml+i + 1.3 Mcf + 1.3 Mco

= 1.3 × 7.382 + 1.3 × 8.879 + 1.3 × 11.888 + 1.3 × 27.300 = 72.084 kN · m/m

③ Mu3 = 1.3 Md + 1.3 Ml+i + 1.3 Mcf + 0.65 Mw

= 1.3 × 7.382 + 1.3 × 8.879 + 1.3 × 11.888 + 0.65 × 1.65 = 37.666 kN · m/m

④ Mu4 = 1.2 Md + 1.2 Mw + 1.2 Mco

= 1.2 × 7.382 + 1.2 × 1.65 + 1.2 × 27.3 = 43.599 kN · m/m

⑤ Mu5 = 1.3 Md + 1.3 Mw

= 1.3 × 7.382 + 1.3 × 1.65 = 11.742 kN · m/m

∴ Mu = 72.084 kN · m/m

사) 캔틸레버판 단부설계 (☞ 도.설 4.7.6.4)

① 주철근량: 들보단부 이외의 켄틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.

② 배력철근량: 들보단부 이외의 켄틸레버부 바닥판 상측에 배력철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.

③ 배치범위: 도.설 4.7.6.4 캔틸레버 바닥판의 단부를 참조하여 배치범위로 적용한다.

아) 바닥판의 최소 두께 (X ≤ 0.25인 경우) (☞ 도.설 3.6.1.5)

hmin = (280 · L + 180) ={(280 × 0.086) + 180} = 204 mm ⇒ 240 mm 사용 O.K

【 단철근보 : 좌측 캔틸레버부 】

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	240.0	180.0	60.0	89.1	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1986.000 x 400.00 = 794400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 34.614 mm, c = 34.614 / β1 = 34.614 / 0.85 = 40.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (180.00 - 40.723) / 40.723 = 0.01026

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1576.366\ mm^2$$

* 사용철근량 = 1986.0 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.260]

1단 : H16 - 10.0 EA (= 1986.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01103

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 34.614 mm

ΦMn = 0.85 x 1986.000 x 400 x (180.00 - a/2) = 109.857 kN.m

≥ Mu (= 89.111 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.233]

【 배력철근 검토 : 좌측 캔틸레버부 】

* 단면적비 (수축.온도철근) : 『콘크리트 구조설계기준 5.7.2』

전체 단면적 대비 0.0020 이상

사용철근량 : 1146.0 ㎟

H19 - CTC 250

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 240.0 = 480.0 ㎟

480.0 ㎟ < 1146.0 ㎟ ∴ O.K

* 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 『도로교 설계기준 3.6.1.4 (4)』

백분율 = 120.0 / √(1.076) = 115.7 과 67.0 중 작은 값 이상

사용철근량 : 1146.0 ㎟

H19 - CTC 250

필요철근량 : 1576.4 x 0.670 = 1056.2 ㎟ < 1146.0 ㎟ ∴ O.K

【 균열검토 : 좌측 캔틸레버부 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 43.046 x 1000000 / [1986.000 x (180.000 - 58.195/3)]

= 134.958 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1986.000/1000.0 + 7x1986.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x180.0/(7x1986.000)]

= 58.195 ㎜

사용철근량 = 1986.0 ㎟ (철근도심 : 60.0 ㎜)

1단 : H16 - 10.0 EA (= 1986.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 60.00 - 16/2 = 52.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.96) - 2.5 x 52.00 = 453.51 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 134.96) = 466.81 ㎜

Sa는 작은 값인 453.51 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 10.0 EA = 100.00 ≤ Sa (= 453.51 ㎜) ∴ O.K

【 단부 설계 : 좌측 캔틸레버부 】

철근 콘크리트 바닥판의경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 1.076m 이상 배치한다.

- 주철근

As req = 1707.482 x 2 = 3414.965 mm^2

As use = 3871.000 mm^2

H22 - CTC 100.0 = 3871.0 mm^2

[사용률 = 1.134] ∴ O.K

- 배력철근

As req = 1144.013 x 2 = 2288.027 mm^2

As use : 3096.8 mm^2

H22 - CTC 125.0 = 3096.8 mm^2

[사용률 = 1.353] ∴ O.K

【 처짐검토 : 좌측 캔틸레버부 】

·처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소 두께 『콘크리트 구조설계기준 4.3.1 (1)』

t min = L / 10 = 1076.0 / 10 = 107.6 mm

t min = 107.6 mm ≤ h = 240.0 mm ∴ O.K

∴ 별도의 처짐검토는 필요 없음.

【 단철근보 : 우측 캔틸레버부 】

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	240.0	180.0	60.0	72.1	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1986.000 x 400.00 = 794400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 34.614 mm, c = 34.614 / β1 = 34.614 / 0.85 = 40.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (180.00 - 40.723) / 40.723 = 0.01026

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1253.964 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1986.0 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.584]

1단 : H16 - 10.0 EA (= 1986.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01103

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 34.614 mm

ΦMn = 0.85 x 1986.000 x 400 x (180.00 - a/2) = 109.857 kN.m

≥ Mu (= 72.084 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.524]

【 배력철근 검토 : 우측 캔틸레버부 】

* 단면적비 (수축.온도철근) : 『콘크리트 구조설계기준 5.7.2』

전체 단면적 대비 0.0020 이상

사용철근량 : 1146.0 mm^2

H19 - CTC 250

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 240.0 = 480.0 mm^2

480.0 mm^2 < 1146.0 mm^2 ∴ O.K

* 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 『도로교 설계기준 3.6.1.4 (4)』

백분율 = 120.0 / √(0.836) = 131.2 과 67.0 중 작은 값 이상

사용철근량 : 1146.0 mm^2

H19 - CTC 250

필요철근량 : 1254.0 x 0.670 = 840.2 mm^2 < 1146.0 mm^2 ∴ O.K

【 균열검토 : 우측 캔틸레버부 】

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 28.644 \times 1000000 / [1986.000 \times (180.000 - 58.195/3)]$

$= 89.805$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x1986.000/1000.0 + 7x1986.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x180.0/(7x1986.000)]}$

$= 58.195$ mm

사용철근량 = 1986.0 mm^2 (철근도심 : 60.0 mm)

1단 : H16 - 10.0 EA (= 1986.0 mm^2)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 60.00 - 16/2 = 52.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 89.81) - 2.5 x 52.00 = 746.90 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 89.81) = 701.52 mm

Sa는 작은 값인 701.52 mm 를 적용

S = 1000.00 / 10.0 EA = 100.00 ≤ Sa (= 701.52 mm) ∴ O.K

【 단부 설계 : 우측 캔틸레버부 】

철근 콘크리트 바닥판의경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.836m 이상 배치한다.

- 주철근

As req = 1253.964 x 2 = 2507.928 mm^2

As use = 2865.000 mm^2

H19 - CTC 100.0 = 2865.0 mm^2

[사용률 = 1.142] ∴ O.K

- 배력철근

As req = 840.156 x 2 = 1680.312 mm^2

As use : 2292.0 mm^2

H19 - CTC 125.0 = 2292.0 mm^2

[사용률 = 1.364] ∴ O.K

【 처짐검토 : 우측 캔틸레버부 】

처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소 두께 『콘크리트 구조설계기준 4.3.1 (1)』

t_{min} = L / 10 = 836.0 / 10 = 83.6 mm

t min = 83.6 mm ≤ h = 240.0 mm ∴ O.K

∴ 별도의 처짐검토는 필요 없음.

【 경험적설계조건 : 중앙부 】

바닥판 두께 : 240 ㎜ 유효지간 : 2110 ㎜ 철근덮개(상면) : 60 ㎜ 철근덮개(하면) : 40 ㎜

① 지지부재 : PSC 거더

② 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 함.

③ 주거더 플랜지부의 헌치와 같이 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 일정함.

④ 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하

6 < 2.110 / 0.240 = 8.792 < 15 ---> O.K

⑤ 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150 ㎜ 이상

8.000 + 140.000 + 8.000 = 156.000 > 150 ---> O.K

⑥ 유효지간이 표준차선폭 3.6m 이하

2.110 < 3.6 ---> O.K

⑦ 바닥판의 홈집, 마모면, 그리고 보호덮개층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240 ㎜

⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성이 된 경우

▷ 좌측 캔틸레버 길이 (방호책 있음) : 1.396 ≥ 0.240 × 3 = 0.720 ---> O.K

▷ 우측 캔틸레버 길이 (방호책 있음) : 1.396 ≥ 0.240 × 3 = 0.720 ---> O.K

⑨ 콘크리트의 28일 압축강도는 27 Mpa 이상

⑩ 철근 콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동

【 경험적설계법 : 중앙부 】

1) 철근배근량

① 지간방향 :

상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.4% 이상

② 지간방향에 직각방향 :

상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

2) 사용철근량

① 일반부 주철근

상면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 ㎟		
	사용철근량	: H16	@	400	=	496.500 ㎟	(1 Cycle)	
		H16	@	400	=	496.500 ㎟	(2 Cycle)	
				합계		993.000 ㎟	=> 0.K	
하면철근	필요철근량	: 240000	×	0.4%	=	960.000 ㎟		
	사용철근량	: H16	@	400	=	496.500 ㎟	(1 Cycle)	
		H16	@	400	=	496.500 ㎟	(2 Cycle)	
				합계		993.000 ㎟	=> 0.K	

② 일반부 배력철근

상면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 ㎟		
	사용철근량	: H16	@	250	=	794.400 ㎟	=> 0.K	
하면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 ㎟		
	사용철근량	: H16	@	250	=	794.400 ㎟	=> 0.K	

③ 단부 주철근

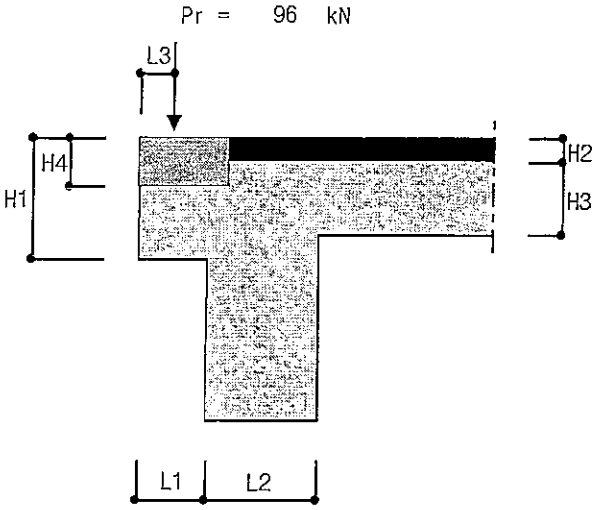
	필요철근량	: 960	×	1배	=	960.000 ㎟		
	사용철근량	: H16	@	400	=	496.500 ㎟	(1 Cycle)	
		H16	@	400	=	496.500 ㎟	(2 Cycle)	
				합계		993.000 ㎟	=> 0.K	

④ 단부 배력철근

	필요철근량	: 720	×	1배	=	720.000 ㎟		
	사용철근량	: H16	@	250	=	794.400 ㎟	=> 0.K	

3.3 슬래브판 단부

1) 설계단면 (☞ 도.설.기 4.7.3)



H1 = 490 mm　　L1 = 258 mm
H2 = 50 mm　　L2 = 400 mm
H3 = 240 mm　　L3 = 100 mm
H4 = 150 mm

2) 하중계산

① 고정하중

$P_d = L1 \times H1 \times Wc = 0.258 \times 0.490 \times 25.0 = 3.160$ kN/m

$M_d = P_d \times L1 / 2 = 3.160 \times 0.258 / 2 = 0.410$ kN · m

② 활하중

- 충격계수 i = 15 / (40 + L) (☞ 도.설.기 2.1.4)

= 15 / (40 + 0.158) = 0.374 ≥ 0.300 ∴ i = 0.300

- 차량하중 분포폭 (주철근의 방향이 차량 진행방향인 경우) (☞ 도.설.기 4.7.5.2)

E = 0.350 X + 0.980

0.350 × 0.158 + 0.980 = 1.035 m < 2.100 m ∴ E = 1.035 m

$$M = \frac{P}{E} X = \frac{96 \times (1 + 0.300)}{1.035} \times 0.158 = 19.052 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③ 모멘트 요약 정리

구 분	고 정 하 중	활 하 중	비 고
M (kN · m)	0.410	19.052	
V (kN)	3.160	120.580	

3) 하중조합

① 사용하중 및 계수하중

구 분	고 정 하 중	활 하 중	비 고
Case 1	1.00	1.00	사용하중 조합
	1.30	2.15	계수하중 조합

② 하중조합 결과

구 분	사용하중 조합	계수하중 조합	비 고
M (kN · m)	19.462	41.495	
V (kN)	123.740	263.354	

4) 단면검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	340.0	280.0	60.0	41.5	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1267.000 x 400.00 = 506800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 22.083 mm, c = 22.083 / β1 = 22.083 / 0.85 = 25.980 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (280.00 - 25.980) / 25.980 = 0.02933

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 441.779\ mm^2$$

* 사용철근량 = 1267.0 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 2.868]

1단 : H13 - 10.0 EA (= 1267.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00452

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

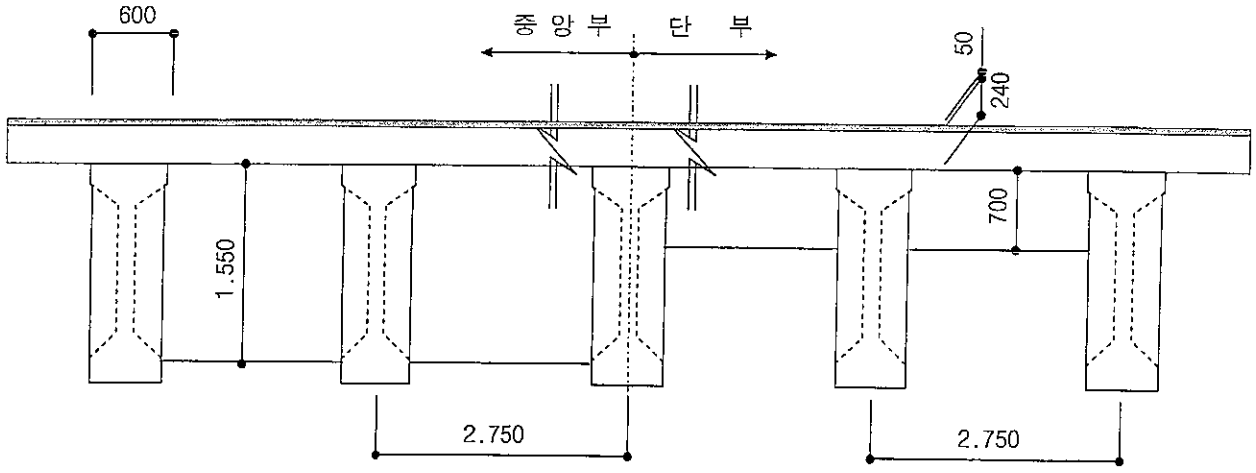
* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.083 mm

ΦMn = 0.85 x 1267.000 x 400 x (280.00 - a/2) = 115.862 kN.m

≥ Mu (= 41.479 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.793]

4. 가로보의 설계



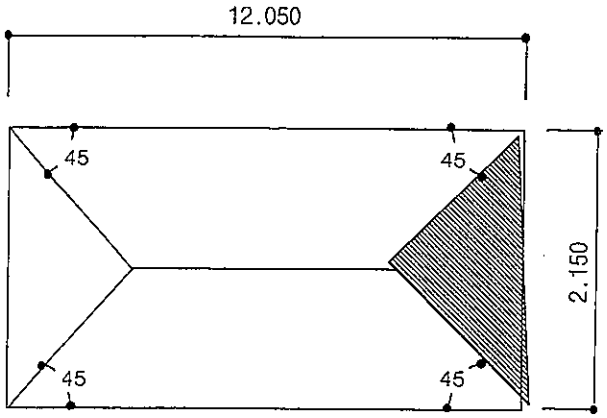
4.1 단부 가로보

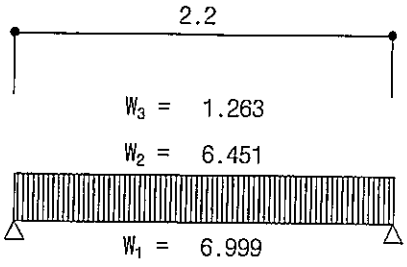
1) 가로보제원

가로보높이 :	0.70	m	주 Beam 간 격 :	2.750	m			
가로보 폭 :	0.40	m	가로보 순지간 :	2.750	− 0.600	=	2.150	m
교량 사각 :	90.96	°	가로보 사지간 :	2.150	÷ SIN (90.96)	=	2.150	m

작용하중

(1)고정하중





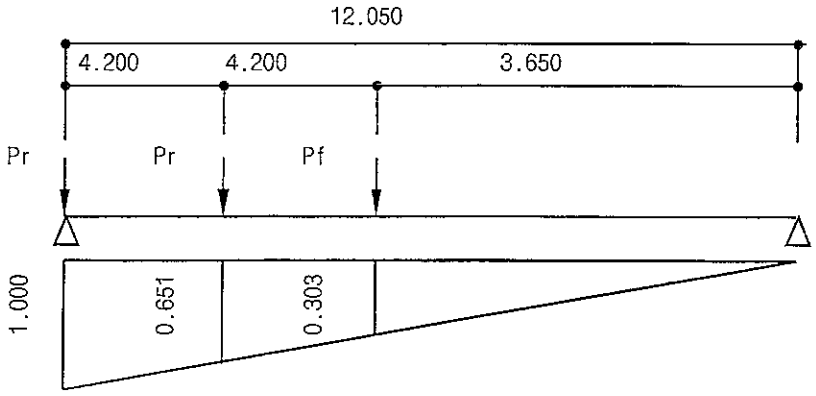
가로보 폭:	0.400	× SIN (90.96)				=	0.400	m
가로보자중:	0.400	× 0.700	× 25.00			=	6.999	kN/m
슬라브자중:	0.240	× 1.075	× 25.00			=	6.451	kN/m
포장 자중:	0.050	× 1.075	× 23.50			=	1.263	kN/m

작용 단면력

V_d	= 14.713	× 2.150	/ 2			=	15.819	kN
M_d	= 14.713	× 2.150	^{2}	/ 8		=	8.504	kN · m

(2)활 하 중

① DB-24 하중



Pf = 24.000 kN

Pr = 96.000 kN

충격계수

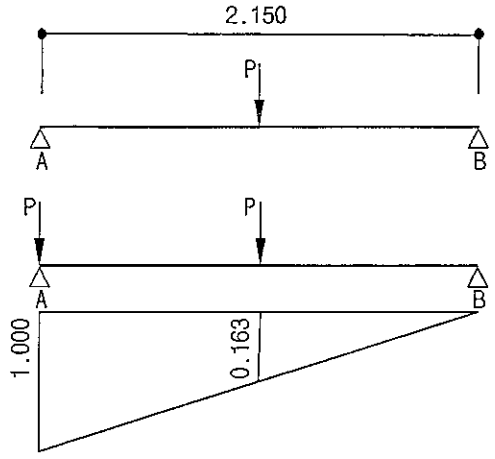
$$i = \frac{15}{40 + 12.05} = 0.288 < 0.300$$

$$P_{(L+i)} = \{ 96.000 \times (1.000 + 0.651) + 24.000 \times 0.303 \} \times 1.288 = 213.593 \text{ kN}$$

② 작용 단면적

CROSS BEAM 경간장 : 2.150 m 이므로 모멘트 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea

CROSS BEAM 경간장 : 2.150 m 이므로 전단력 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 2 ea



$$M_L = \frac{213.593 \times 2.150}{4} = 114.822 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_L = 213.593 \times 1.163 = 248.389 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순보 해석	
		고정하중	활하중
M_u	kN · m	8.504	114.822
V_u	kN	15.819	248.389

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3 M_d + 2.15 M_L = 1.300 \times 8.504 + 2.150 \times 114.822 = 257.923 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vu = 1.3 V_d + 2.15 V_L = 1.300 \times 15.819 + 2.150 \times 248.389 = 554.600 \text{ kN}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 257.923 kN·m

b = 400 mm h = 940 mm

d' = 40 mm d = 900 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.0327 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-4.1667\ As^2 + 229{,}500\ As$

$= 257{,}923{,}000$

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 1,147.76 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d =$ 1,558.85 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 1,680.00 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,530.35 이상이어야 한다.

사용철근 ∪ 22 × 4 EA = 1548.40 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.0043 ≤ Pmax = 0.75 Pb = 0.0325 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 450 mm > c = a/0.85 = 59.531 mm

Max. a = 0.85 ×c = 382.500 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 50.601 mm

jd = d - a/2 = 874.699 mm

C = 0.85 fck a b = 464.520 kN , T = fy As = 464.520 kN

ΦMn = Φfy As jd = 345.368 kN·m ≥ Mu = 257.923 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa) (☞ 도.설 4.4.6.9, 콘.설 7.8.2)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산

ln / d = 2.15 ÷ 0.90 = 2.39 ≤ 5.00 O.K

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot \sqrt{(fck)}/3 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times 2.00 \times \sqrt{27.00} / 3.00 \times 400.00 \times 900.00 \times 10^{-3}$

= 997.661 kN ≥ Su = 554.600 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times \sqrt{27.00} / 6.00 \times 400.00 \times 900.00 \times 10^{-3}$

$= 249.415$ kN $<$ Su $=$ 554.600 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100.00 mm ≤ d/5 = 180.00 mm or 300.00 mm 0.K

Av = 397.20 mm² ≥ 0.0025 · bo · Sv = 100.00 mm² 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100.00 mm ≤ d/5 = 180.00 mm or 300.00 mm 0.K

Ah = 794.40 mm² ≥ 0.0015 · bo · Sh = 60.00 mm² 0.K

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + \ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - \ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.20}{100.00} \left(\frac{2.39}{12.00} \right) + \frac{794.40}{100.00} \left(\frac{2.39}{12.00} \right) \right] \times 300.00 \times 900.00$$

$= 1473.604$ kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

$= 249.415 + 1473.604 = 1723.019$ kN $>$ 997.661 kN

$\therefore \Phi \cdot Vn = 1723.019 \geq Vu = 554.600$ kN 0.K.

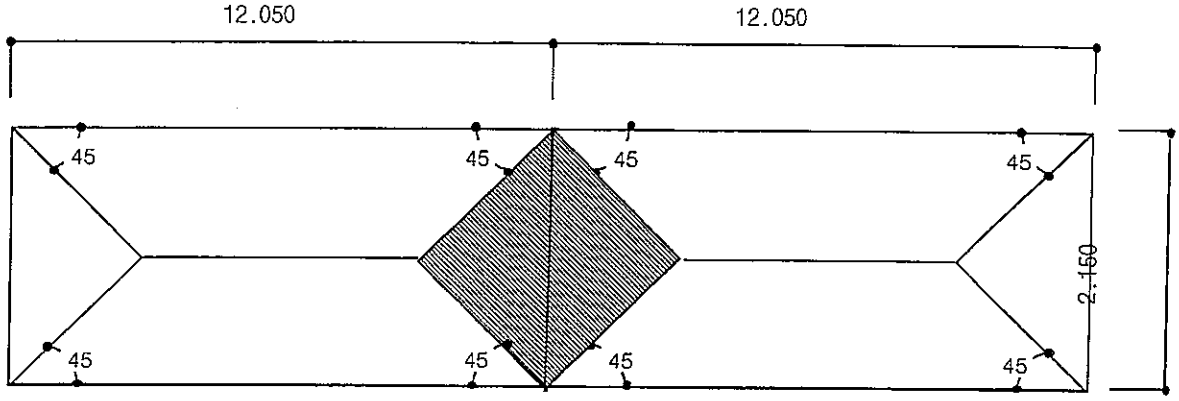
4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

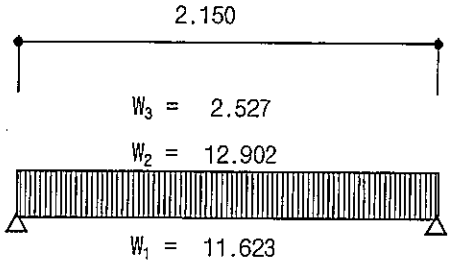
가로보높이 :	1.55	m	주 Beam 간 격 :	2.750	m			
가로보 폭 :	0.30	m	가로보 순지간 :	2.750	−	0.600	=	2.150 m
교량사각 :	90.96	°	가로보 사지간 :	2.150	÷ SIN (90.96)		=	2.150 m

2)작용하중

(1)고정하중



가로보 폭:	0.300	× SIN (90.96)				=	0.300 m
가로보자중:	0.300	× 1.550	× 25.00			=	11.623 kN/m
슬라브자중:	0.240	× 2.150	× 25.00			=	12.902 kN/m
포장 자중:	0.050	× 2.150	× 23.50			=	2.527 kN/m

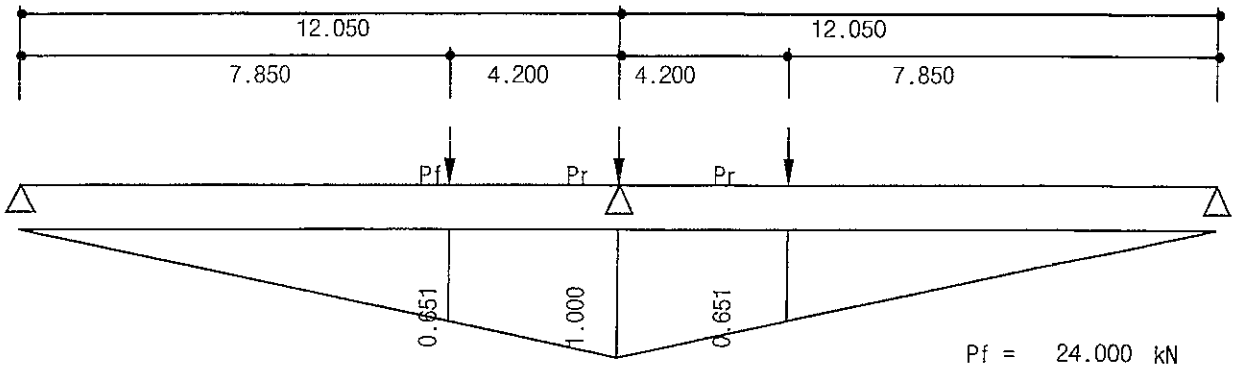


작용 단면력

V_d	=	27.052	×	2.150	/ 2	=	29.085	kN
M_d	=	27.052	×	2.150 ^{2}	/ 8	=	15.635	kN · m

(2)활 하 중

① DB-24 하중



Pf = 24.000 kN

Pr = 96.000 kN

충격계수

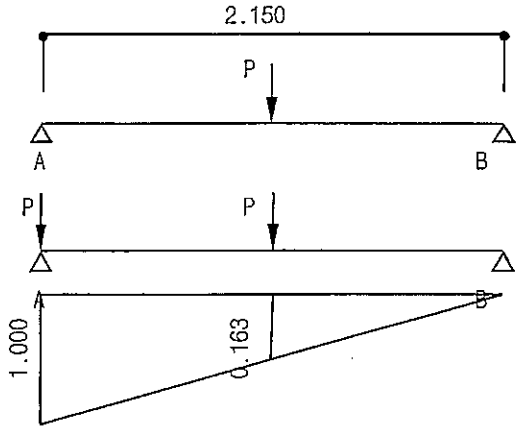
$$i = \frac{15}{40 + 12.050} = 0.288 < 0.300$$

$$P_{(L+I)} = \{ 96.000 \times (0.651 + 1.000) + 24.000 \times 0.651 \} \times 1.288 = 224.369 \text{ kN}$$

② 작용 단면적

CROSS BEAM 경간장 : 2.150 m 이므로 모멘트 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea

CROSS BEAM 경간장 : 2.150 m 이므로 전단력 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 2 ea



$$M_L = \frac{224.369 \times 2.150}{4} = 120.615 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_L = 224.369 \times 1.163 = 260.920 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순보 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	15.635	120.615
Vu	kN	29.085	260.920

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.30 \times 15.635 + 2.15 \times 120.615 = 279.648 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vu = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.30 \times 29.085 + 2.15 \times 260.920 = 598.788 \text{ kN}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 279.648 kN·m

b = 300 mm h = 1790 mm

d' = 40 mm d = 1750 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.0436 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-5.5556\ As^2 + 446{,}250\ As$

$= 279{,}648{,}000$

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 631.629 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25\sqrt{fck} / fy \times b \times d =$ 2273.317 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 2450.000 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 842.172 이상이어야 한다.

사용철근 D 19 × 3 EA = 859.50 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.0016 ≤ Pmax = 0.75 Pb = 0.0325 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 875.00 mm > c = a/0.85 = 44.06 mm

Max. a = 0.85 ×c = 743.75 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 37.451 mm

jd = d - a/2 = 1731.27 mm

C = 0.85 fck a b = 257.85 kN , T = fy As = 257.85 kN

ΦMn = Φfy As jd = 379.45 kN·m ≥ Mu = 279.65 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa) (☞ 도.설 4.4.6.9, 콘.설 7.8.2)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산

ln / d = 2.15 ÷ 1.75 = 1.23 ≤ 5.00 O.K

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot \sqrt{(fck)}/3 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times 2.00 \times \sqrt{27.00} / 3.00 \times 300.00 \times 1750.00 \times 10^{-3}$

= 1454.92 kN ≥ Su = 598.79 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times \sqrt{27.00} / 6.00 \times 300.00 \times 1750.00 \times 10^{-3}$

$= 363.73$ kN $< Su = 598.79$ kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200.00 mm ≤ d/5 = 350.00 mm or 300.00 mm O.K

Av = 397.20 mm^2 ≥ 0.0025 · bo · Sv = 150.00 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 300.00 mm ≤ d/5 = 350.00 mm or 300.00 mm O.K

Ah = 1986.00 mm^2 ≥ 0.0015 · bo · Sh = 135.00 mm^2 O.K

(D 16 × 10 ea)

- 전단철근의 전단강도

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1.23}{12} \right) + \frac{1986.00}{300} \left(\frac{1.23}{12} \right) \right] \times 300.00 \times 1750.00$$

$= 2418.88$ kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

$= 363.731 + 2418.878 = 2782.609$ kN > 1454.923 kN

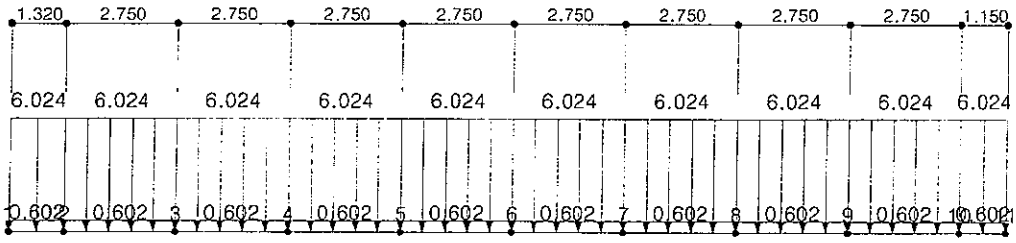
$\therefore \Phi \cdot Vn = 1454.923 \geq Vu = 598.788$ kN O.K.

5. 반력 산정

5.1 횡방향 하중분배 (관용해석)

5.1.1 횡방향 하중분배

1) 합성전 고정하중

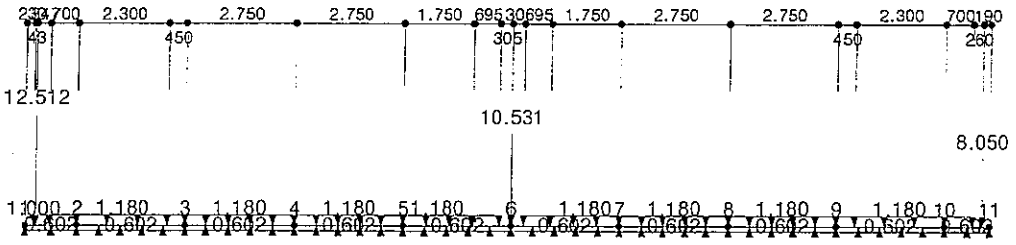


슬래브자중 W = 0.240 × 25.000 kN/m³ × 25.000 / 24.900 = 6.024 kN/m²

슬래브 거푸집 중량 : 슬래브 중량의 10% 정도로 추정하여 추가 적용함

슬래브자중 Ws = 6.024 × 0.100 = 0.602 kN/m²

2) 합성후 고정하중



콘크리트 교면포장	Wm =	0.050	×	23.500	kN/m³	×	25.000 /	24.900	=	1.180 kN/m²
거푸집 중량	W =	-0.602							=	-0.602 kN/m²
방호벽 자중	P1 =	12.513							=	12.513 kN/m
	P2 =	10.531							=	10.531 kN/m
	P3 =	8.050							=	8.050 kN/m
방음벽 자중	P1 =	1.000							=	1.000 kN/m

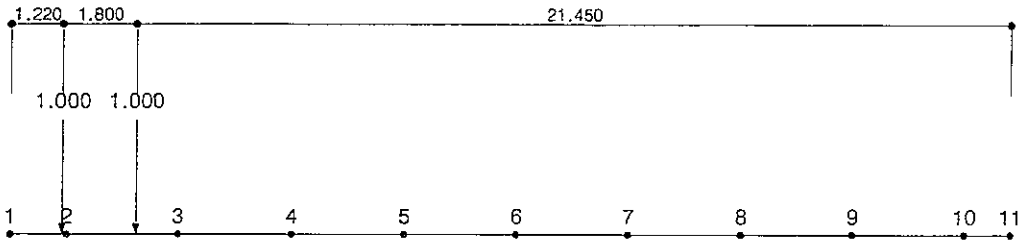
3) 활하중

연석간의 교폭 Wc = 22.790 m

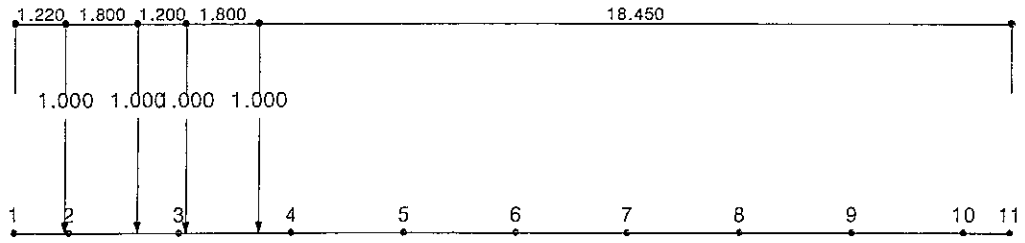
∴ 설계 차로수 N = 6 (☞ 도.설 2.1.3)

설계 차로폭 W = Wc / N = 22.790 / 6 = 3.798 m > 3.6 m ⇒ W = 3.6 m

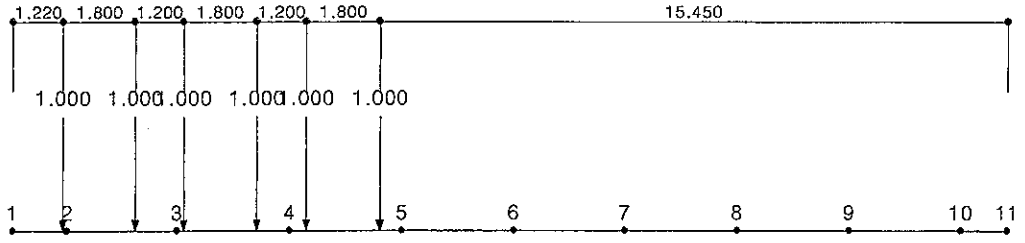
< 활하중 : DB(좌측기준) (1차선) >



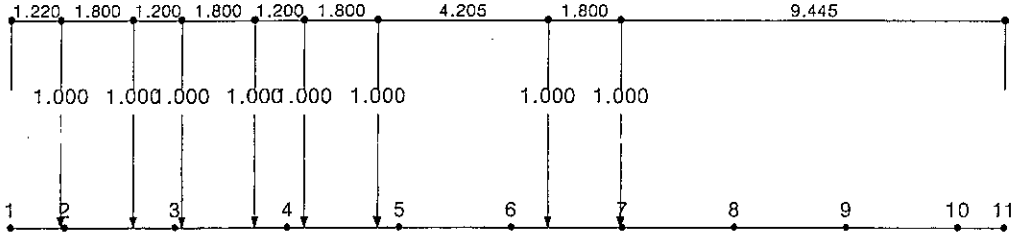
< 활하중 : DB(좌측기준) (2차선) >



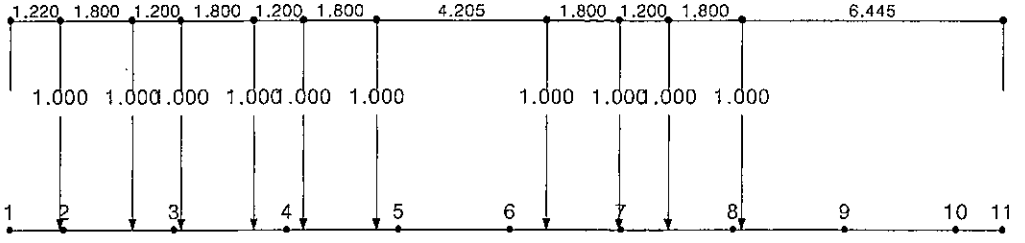
< 활하중 : DB(좌측기준) (3차선) >



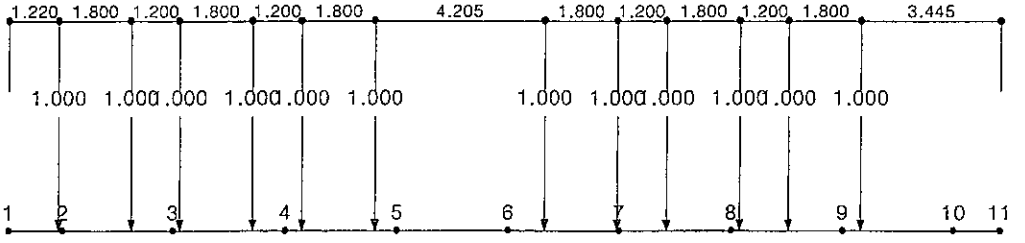
< 활하중 : DB(좌측기준) (4차선) >



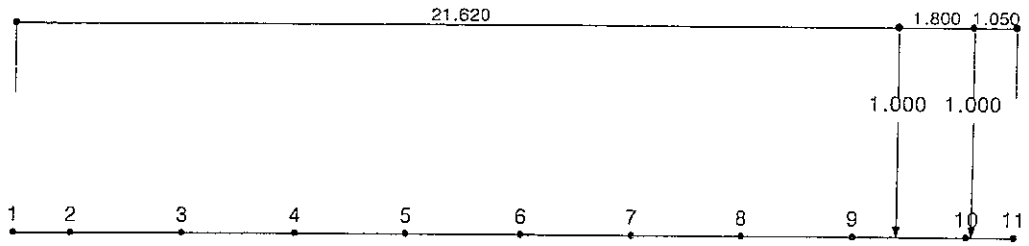
< 활하중 : DB(좌측기준) (5차선) >



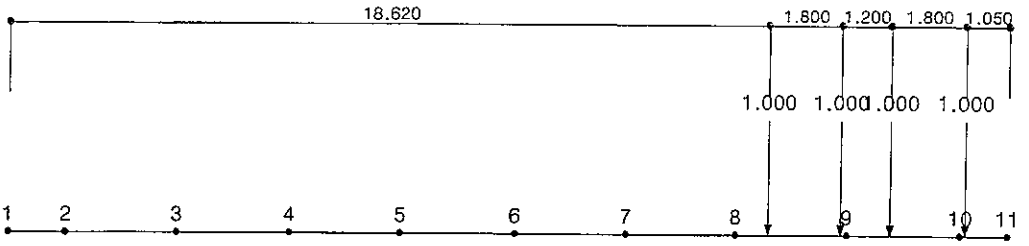
< 활하중 : DB(좌측기준) (6차선) >



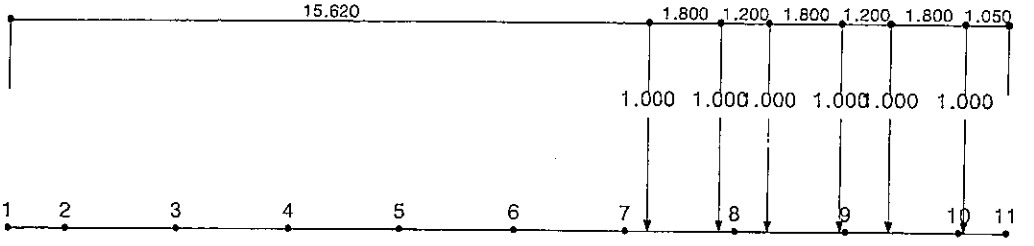
< 활하중 : DB(우측기준) (1차선) >



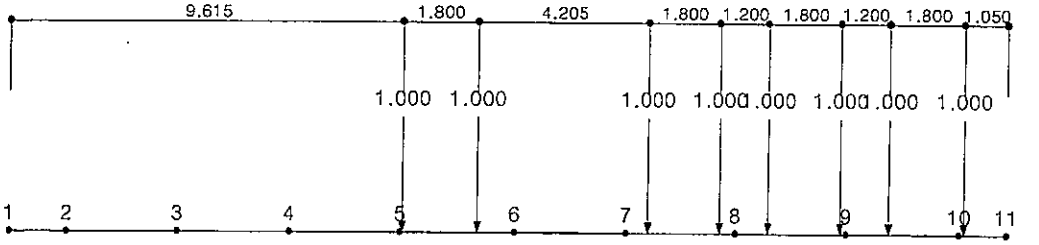
< 활하중 : DB(우측기준) (2차선) >



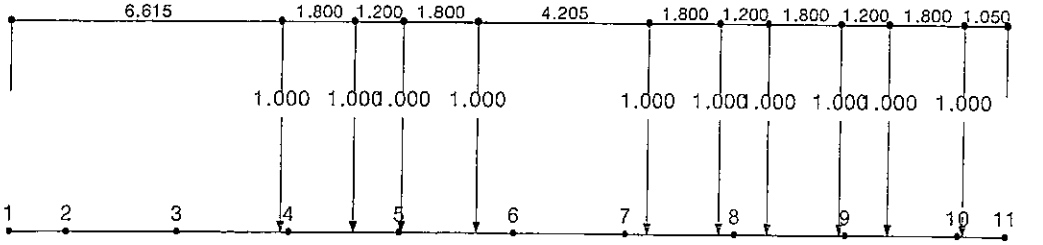
< 활하중 : DB(우측기준) (3차선) >



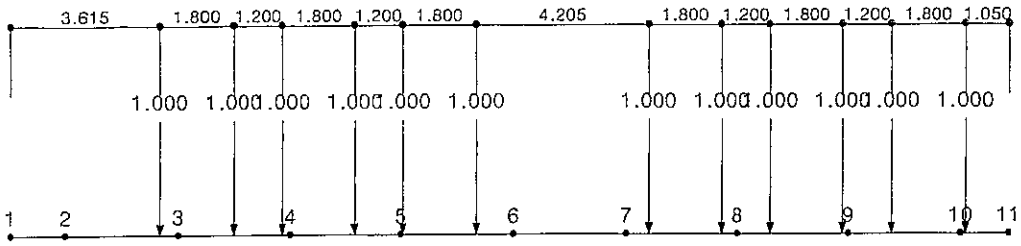
< 활하중 : DB(우측기준) (4차선) >



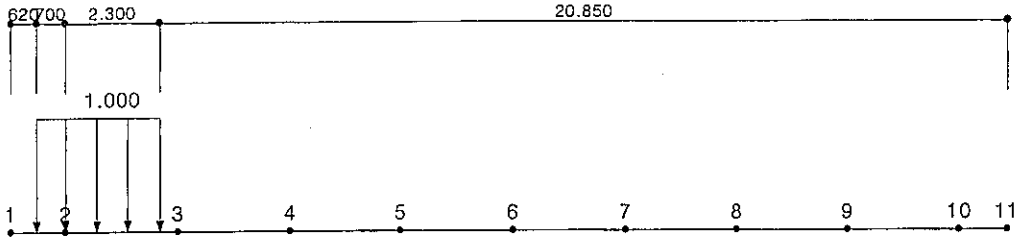
< 활하중 : DB(우측기준) (5차선) >



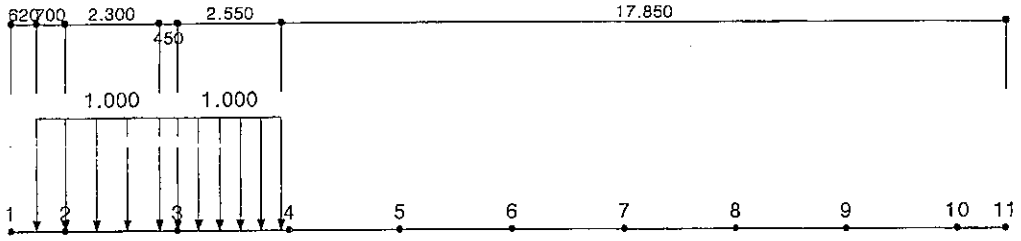
< 활하중 : DB(우측기준) (6차선) >



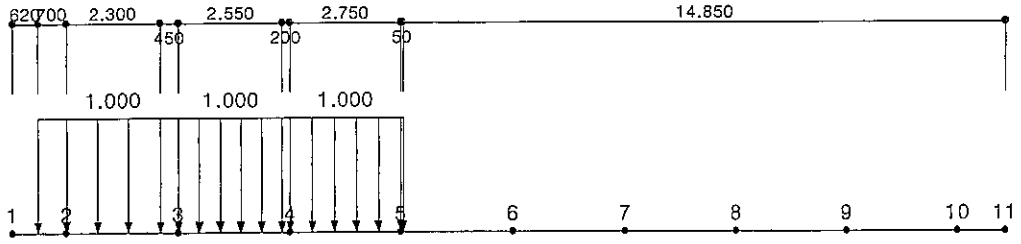
< 활하중 : DL(좌측기준) (1차선) >



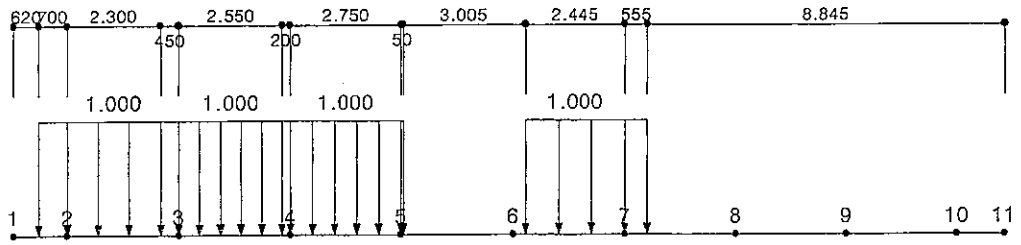
< 활하중 : DL(좌측기준) (2차선) >



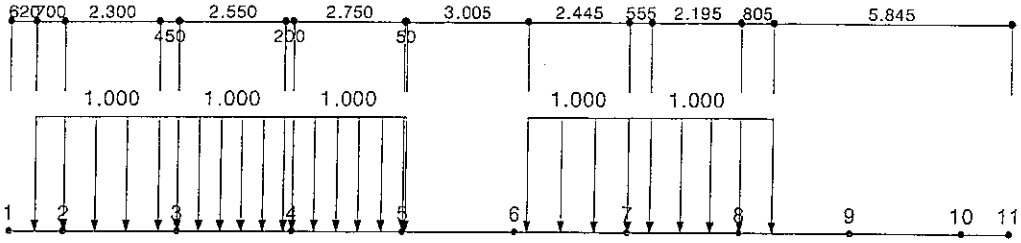
< 활하중 : DL(좌측기준) (3차선) >



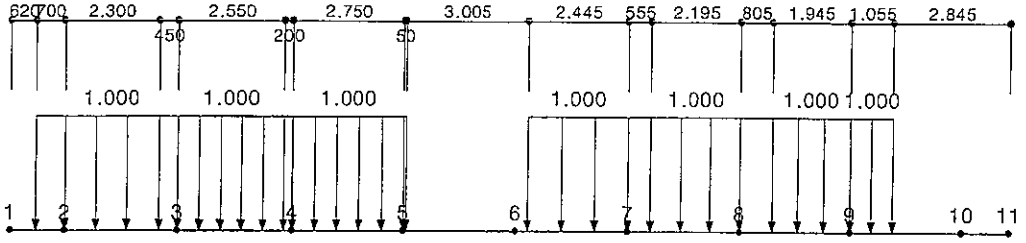
< 활하중 : DL(좌측기준) (4차선) >



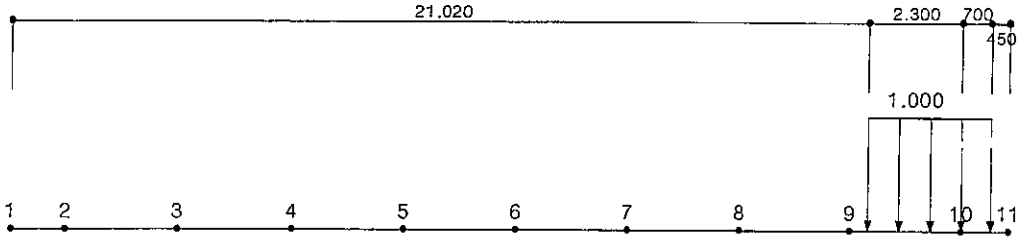
< 활하중 : DL(좌측기준) (5차선) >



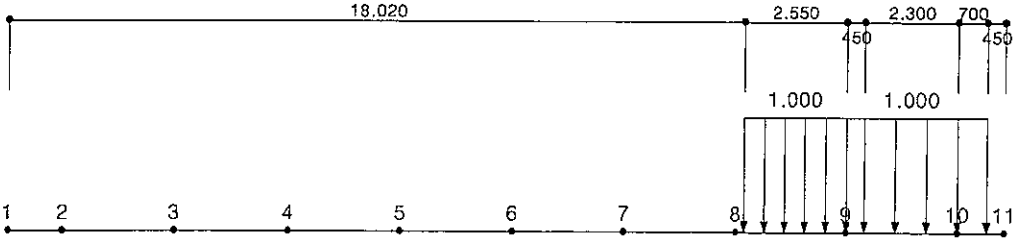
< 활하중 : DL(좌측기준) (6차선) >



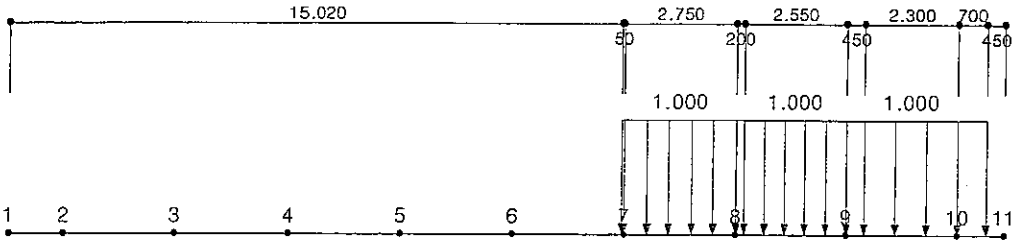
< 활하중 : DL(우측기준) (1차선) >



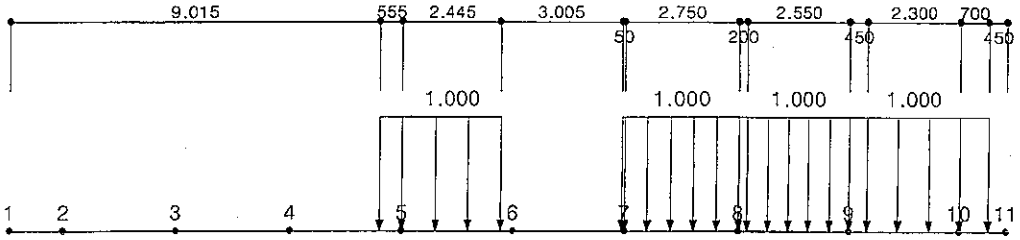
< 활하중 : DL(우측기준) (2차선) >



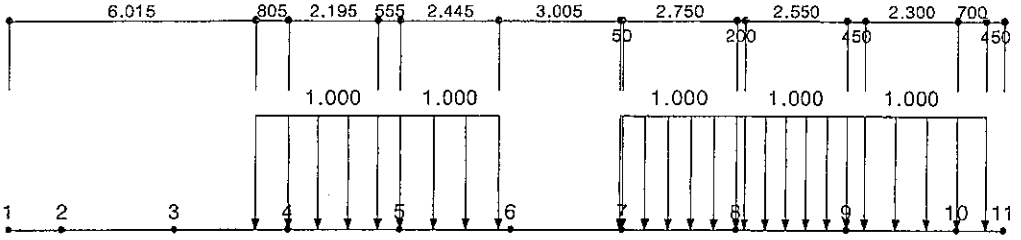
< 활하중 : DL(우측기준) (3차선) >



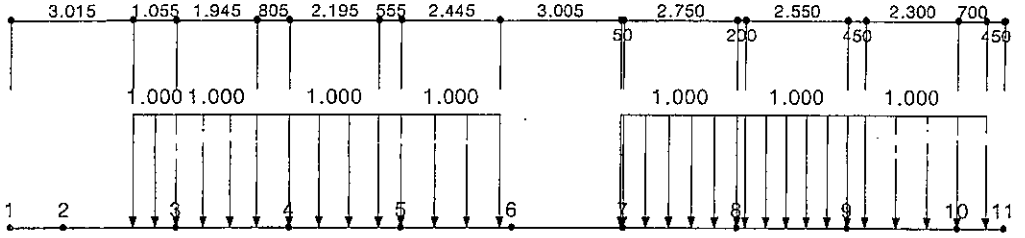
< 활하중 : DL(우측기준) (4차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (5차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (6차선) >



4) 활하중의 크기

◁ DB-24 (윤하중)

전륜 하중 Pf = 24.000 kN

후륜 하중 Pr = 96.000 kN

◁ DL-24 (차선하중)

W = 12.700 / 6 = 2.117 kN/m

Pm = 108.000 / 6 = 18.000 kN

Ps = 156.000 / 6 = 26.000 kN

5) 충격계수 (☞ 도.설 2.1.4)

지간장 (L) = 24.100 m

따라서, 내부 지점 및 지간내에 재하되는 하중에 대한 충격계수는 아래와 같다.

다만, 탱크궤도하중과 탱크 트레일러 하중에는 일률적으로 충격계수를 0.15로 적용 한다.

◁ 제1 지간

$$i = \frac{15}{40 + 24.100} = 0.234 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.234$$

∴ 계산된 충격계수 중 가장 큰 0.234 를 적용함.

5.1.2 주형별 작용 하중

1) 고정하중

- 빔 본체 중량 및 가로보 중량

▪ PSC빔 본체 중량 : 403.79 kN/본 = 403.791 kN/본

▪ 단부 가로보 : 0.40 × 0.70 × 25.00 = 7.000 kN/m

▪ 일반부 가로보 : 0.30 × 1.55 × 25.00 × 1 EA = 11.625 kN/m

- 슬래브 및 가로보 자중 (합성전 고정하중)

위치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
Beam 본체		403.791	403.791	403.791	403.791	403.791	403.791	403.791	403.791	403.791
슬래브	분배율	18.592	17.295	18.468	18.158	18.242	18.210	18.256	18.103	16.827
	집중	464.807	432.386	461.691	453.945	456.052	455.252	456.389	452.579	420.663
가로보	거더	1.075	2.150	2.150	2.150	2.150	2.150	2.150	2.150	1.075
	분담	7.525	15.050	15.050	15.050	15.050	15.050	15.050	15.050	7.525
	일반부	12.497	24.994	24.994	24.994	24.994	24.994	24.994	24.994	12.497
합계		888.620	876.220	905.525	897.779	899.886	899.086	900.223	896.413	844.475

- 포장 및 방호벽 하중, 거푸집 하중 공제 등 (합성후 고정하중)

위치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
합성후 고정	분배율	20.583	-6.307	3.676	1.014	11.627	1.252	2.710	-2.628	12.311
	집중	512.512	-157.040	91.523	25.256	289.509	31.186	67.474	-65.445	306.549

2) 활 하 중

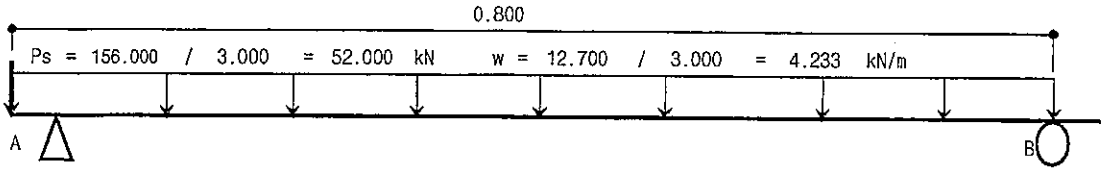
- 종방향 반력 계산

① 단부에 작용하는 반력 계산

▪ DB 24



▪ DL 24



② 결과 정리

구 분	DB 반력	DL 반력	스팬크 반력	트레일러 반력	비 고
단부 종방향 분배율	235.578	111.380	0.000	0.000	

- 횡방향 분배율(반력)에 의한 반력

① 단부에 작용하는 DB 반력 산정

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
DBL-1	횡분배율	1.326	0.791	-0.147	0.039	-0.010	0.003	-0.001	0.000	0.000
	간선율	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	312.370	186.237	-34.691	9.150	-2.413	0.636	-0.167	0.041	-0.007
DBL-2	횡분배율	1.257	2.074	0.752	-0.105	0.028	-0.007	0.002	0.000	0.000
	간선율	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	296.141	488.697	177.101	-24.803	6.541	-1.725	0.453	-0.112	0.018
DBL-3	횡분배율	1.279	1.943	1.913	0.959	-0.118	0.031	-0.008	0.002	0.000
	간선율	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	271.124	411.985	405.491	203.345	-25.054	6.606	-1.734	0.428	-0.071
DBL-4	횡분배율	1.280	1.934	1.949	0.822	0.700	1.402	-0.110	0.027	-0.004
	간선율	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반 력	226.196	341.753	344.269	145.232	123.624	247.772	-19.365	4.775	-0.789
DBL-5	횡분배율	1.280	1.936	1.940	0.854	0.579	2.051	1.372	-0.014	0.002
	간선율	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반 력	226.136	342.117	342.793	150.854	102.300	362.409	242.354	-2.558	0.430
DBL-6	횡분배율	1.280	1.936	1.942	0.847	0.605	1.953	1.858	1.553	0.026
	간선율	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반 력	226.149	342.039	343.110	149.646	106.882	345.037	328.297	274.475	4.568
DBR-1	횡분배율	0.000	0.000	-0.001	0.003	-0.010	0.039	-0.147	0.791	1.326
	간선율	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	-0.007	0.041	-0.167	0.636	-2.413	9.150	-34.691	186.237	312.370
DBR-2	횡분배율	0.000	0.000	0.002	-0.007	0.028	-0.105	0.752	2.074	1.257
	간선율	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	0.018	-0.112	0.453	-1.725	6.541	-24.803	177.101	488.697	296.141
DBR-3	횡분배율	0.000	0.002	-0.008	0.031	-0.118	0.959	1.913	1.943	1.279
	간선율	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	-0.071	0.428	-1.734	6.606	-25.054	203.345	405.491	411.985	271.124
DBR-4	횡분배율	-0.004	0.027	-0.110	1.402	0.700	0.822	1.949	1.934	1.280
	간선율	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반 력	-0.789	4.775	-19.365	247.772	123.624	145.232	344.269	341.753	226.196
DBR-5	횡분배율	0.002	-0.014	1.372	2.051	0.579	0.854	1.940	1.936	1.280
	간선율	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반 력	0.430	-2.558	242.354	362.409	102.300	150.854	342.793	342.117	226.136
DBR-6	횡분배율	0.026	1.553	1.858	1.953	0.605	0.847	1.942	1.936	1.280
	간선율	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반 력	4.568	274.475	328.297	345.037	106.882	149.646	343.110	342.039	226.149

② 단부에 작용하는 DL 반력 산정

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
DLL-1	합계배율	1.984	1.196	-0.228	0.060	-0.016	0.004	-0.001	0.000	0.000
	경사도	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	반력	221.019	133.237	-25.421	6.704	-1.768	0.466	-0.122	0.030	-0.005
DLL-2	합계배율	1.871	3.138	1.120	-0.163	0.043	-0.011	0.003	-0.001	0.000
	경사도	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	반력	208.373	349.525	124.745	-18.150	4.787	-1.262	0.331	-0.082	0.013
DLL-3	합계배율	1.905	2.929	2.873	1.441	-0.187	0.049	-0.013	0.003	-0.001
	경사도	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%
	반력	191.000	293.598	287.971	144.427	-18.724	4.937	-1.296	0.320	-0.053
DLL-4	합계배율	1.908	2.915	2.928	1.231	1.034	2.132	-0.185	0.046	-0.008
	경사도	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반력	159.354	243.528	244.585	102.801	86.370	178.069	-15.492	3.840	-0.634
DLL-5	합계배율	1.907	2.918	2.916	1.278	0.855	3.085	2.077	-0.044	0.008
	경사도	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반력	159.312	243.784	243.548	106.749	71.396	257.723	173.519	-3.674	0.670
DLL-6	합계배율	1.907	2.918	2.918	1.268	0.892	2.945	2.776	2.353	0.023
	경사도	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반력	159.320	243.731	243.762	105.935	74.482	246.023	231.897	196.569	1.911
DLR-1	합계배율	0.000	0.000	-0.001	0.004	-0.016	0.060	-0.228	1.196	1.984
	경사도	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	반력	-0.005	0.030	-0.122	0.466	-1.768	6.704	-25.421	133.237	221.019
DLR-2	합계배율	0.000	-0.001	0.003	-0.011	0.043	-0.163	1.120	3.138	1.871
	경사도	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	반력	0.013	-0.082	0.331	-1.262	4.787	-18.150	124.745	349.525	208.373
DLR-3	합계배율	-0.001	0.003	-0.013	0.049	-0.187	1.441	2.873	2.929	1.905
	경사도	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%	90%
	반력	-0.053	0.320	-1.296	4.937	-18.724	144.427	287.971	293.598	191.000
DLR-4	합계배율	-0.008	0.046	-0.185	2.132	1.034	1.231	2.928	2.915	1.908
	경사도	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반력	-0.634	3.840	-15.492	178.069	86.370	102.801	244.585	243.528	159.354
DLR-5	합계배율	0.008	-0.044	2.077	3.085	0.855	1.278	2.916	2.918	1.907
	경사도	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반력	0.670	-3.674	173.519	257.723	71.396	106.749	243.548	243.784	159.312
DLR-6	합계배율	0.023	2.353	2.776	2.945	0.892	1.268	2.918	2.918	1.907
	경사도	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
	반력	1.911	196.569	231.897	246.023	74.482	105.935	243.762	243.731	159.321

5.2 반력집계 (관용해석)

1) 단부 반력

(단위 : kN)

구분		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
고정하중	Beam	201.895	201.895	201.895	201.895	201.895	201.895	201.895	201.895	201.895
	슬래브 자중부분	242.415	236.215	250.867	246.994	248.048	247.648	248.216	246.311	220.342
	합성후	256.256	-78.520	45.761	12.628	144.755	15.593	33.737	-32.723	153.274
고정하중 합계		700.566	359.590	498.524	461.518	594.698	465.136	483.849	415.484	575.512
활하중	DL-1	312.370	186.237	-34.691	9.150	-2.413	0.636	-0.167	0.041	-0.007
	DL-2	296.141	488.697	177.101	-24.803	6.541	-1.725	0.453	-0.112	0.018
	DL-3	271.124	411.985	405.491	203.345	-25.054	6.606	-1.734	0.428	-0.071
	DL-4	226.196	341.753	344.269	145.232	123.624	247.772	-19.365	4.775	-0.789
	DL-5	226.136	342.117	342.793	150.854	102.300	362.409	242.354	-2.558	0.430
	DL-6	226.149	342.039	343.110	149.646	106.882	345.037	328.297	274.475	4.568
	DR-1	-0.007	0.041	-0.167	0.636	-2.413	9.150	-34.691	186.237	312.370
	DR-2	0.018	-0.112	0.453	-1.725	6.541	-24.803	177.101	488.697	296.141
	DR-3	-0.071	0.428	-1.734	6.606	-25.054	203.345	405.491	411.985	271.124
	DR-4	-0.789	4.775	-19.365	247.772	123.624	145.232	344.269	341.753	226.196
	DR-5	0.430	-2.558	242.354	362.409	102.300	150.854	342.793	342.117	226.136
	DR-6	4.568	274.475	328.297	345.037	106.882	149.646	343.110	342.039	226.149
활하중	DLL-1	221.019	133.237	-25.421	6.704	-1.768	0.466	-0.122	0.030	-0.005
	DLL-2	208.373	349.525	124.745	-18.150	4.787	-1.262	0.331	-0.082	0.013
	DLL-3	191.000	293.598	287.971	144.427	-18.724	4.937	-1.296	0.320	-0.053
	DLL-4	159.354	243.528	244.585	102.801	86.370	178.069	-15.492	3.840	-0.634
	DLL-5	159.312	243.784	243.548	106.749	71.396	257.723	173.519	-3.674	0.670
	DLL-6	159.320	243.731	243.762	105.935	74.482	246.023	231.897	196.569	1.911
	DLR-1	-0.005	0.030	-0.122	0.466	-1.768	6.704	-25.421	133.237	221.019
	DLR-2	0.013	-0.082	0.331	-1.262	4.787	-18.150	124.745	349.525	208.373
	DLR-3	-0.053	0.320	-1.296	4.937	-18.724	144.427	287.971	293.598	191.000
	DLR-4	-0.634	3.840	-15.492	178.069	86.370	102.801	244.585	243.528	159.354
	DLR-5	0.670	-3.674	173.519	257.723	71.396	106.749	243.548	243.784	159.312
	DLR-6	1.911	196.569	231.897	246.023	74.482	105.935	243.762	243.731	159.321
활하중 Max		226.149	342.039	343.110	149.646	106.882	345.037	328.297	274.475	4.568
풍하중	Max	16.119	1.057	-1.709	4.460	0.275	10.919	3.315	1.087	0.269
	Min	-3.995	-8.780	-2.469	-10.461	-1.181	-6.470	-1.971	-0.547	0.061
지진하중	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Min	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
합계		926.715	701.629	841.634	611.164	701.580	810.173	812.146	689.959	580.080
받침 검토용		1020.995	848.816	903.161	826.157	718.460	833.005	890.998	904.724	888.017

5. 구조해석 결과 Summary 및 하부구조 설계를 위한 반력의 산정

5.1 DB 하중 좌측 편재하 기준

1) DB 하중 1차선 재하시 (DBL-1)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하량		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	317.906	-2.718	16.110	-3.993	0.000	0.000	956.506	625.830
G2	462.483	39.437	178.054	-1.500	1.055	-8.761	0.000	0.000	680.502	496.039
G3	466.084	27.014	60.587	-7.783	-1.719	-2.462	0.000	0.000	552.826	484.084
G4	466.921	40.055	17.507	-5.054	4.457	-10.459	0.002	-0.002	526.714	496.690
G5	466.949	62.087	6.206	-7.093	0.260	-1.175	0.002	-0.002	535.374	521.353
G6	466.284	39.530	1.342	-6.223	10.915	-6.469	0.000	0.000	512.614	496.357
G7	465.166	26.228	0.680	-5.514	3.315	-1.971	0.000	0.000	493.733	484.895
G8	460.762	32.868	0.311	-3.373	1.087	-0.547	0.002	-0.002	494.486	489.981
G9	441.211	107.541	0.795	-1.314	0.269	0.062	0.001	-0.001	549.683	547.467

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하량		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	318.335	-2.724	16.119	-3.995	0.000	0.000	957.455	626.339
G2	462.412	39.281	177.851	-1.497	1.057	-8.780	0.000	0.000	680.072	495.806
G3	466.066	27.013	60.496	-7.776	-1.709	-2.469	0.000	0.000	552.721	484.068
G4	466.950	40.088	17.492	-5.047	4.460	-10.461	0.000	0.000	526.760	496.761
G5	466.942	62.099	6.198	-7.079	0.275	-1.181	0.000	0.000	535.377	521.371
G6	466.289	39.502	1.342	-6.215	10.919	-6.470	0.001	-0.001	512.593	496.340
G7	465.205	26.232	0.679	-5.506	3.307	-1.967	0.002	-0.002	493.773	484.946
G8	460.838	32.944	0.311	-3.366	1.084	-0.545	0.002	-0.002	494.637	490.142
G9	440.841	107.453	0.792	-1.312	0.269	0.061	0.001	-0.001	549.221	547.012

2) DB 하중 2차선 재하시 (DBL-2)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하량		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	371.643	-7.098	16.110	-3.993	0.000	0.000	1010.243	621.450
G2	462.483	39.437	409.375	-3.728	1.055	-8.761	0.000	0.000	911.822	493.811
G3	466.084	27.014	232.102	-9.335	-1.719	-2.462	0.000	0.000	724.341	482.531
G4	466.921	40.055	69.119	-9.509	4.457	-10.459	0.002	-0.002	578.327	492.235
G5	466.949	62.087	26.040	-10.979	0.260	-1.175	0.002	-0.002	555.208	517.467
G6	466.284	39.530	6.916	-6.870	10.915	-6.469	0.000	0.000	518.189	495.710
G7	465.166	26.228	1.797	-7.414	3.315	-1.971	0.000	0.000	494.850	482.995
G8	460.762	32.868	0.509	-6.749	1.087	-0.547	0.002	-0.002	494.683	486.606
G9	441.211	107.541	0.785	-5.537	0.269	0.062	0.001	-0.001	549.673	543.245

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정 하중		활 하중		충 하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	372.170	-7.110	16.119	-3.995	0.000	0.000	1011.290	621.953
G2	462.412	39.281	409.205	-3.727	1.057	-8.780	0.000	0.000	911.427	493.575
G3	466.066	27.013	231.965	-9.323	-1.709	-2.469	0.000	0.000	724.189	482.522
G4	466.950	40.088	69.028	-9.503	4.460	-10.461	0.000	0.000	578.296	492.305
G5	466.942	62.099	26.007	-10.966	0.275	-1.181	0.000	0.000	555.185	517.484
G6	466.289	39.502	6.913	-6.861	10.919	-6.470	0.001	-0.001	518.164	495.694
G7	465.205	26.232	1.796	-7.404	3.307	-1.967	0.002	-0.002	494.889	483.048
G8	460.838	32.944	0.508	-6.740	1.084	-0.545	0.002	-0.002	494.835	486.767
G9	440.841	107.453	0.782	-5.525	0.269	0.061	0.001	-0.001	549.211	542.798

3) DB 하중 3차선 재하시 (DBL-3)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정 하중		활 하중		충 하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	347.180	-14.006	16.110	-3.993	0.000	0.000	985.780	614.542
G2	462.483	39.437	418.234	-6.684	1.055	-8.761	0.000	0.000	920.682	490.855
G3	466.084	27.014	396.383	-10.361	-1.719	-2.462	0.000	0.000	888.622	481.505
G4	466.921	40.055	235.804	-10.079	4.457	-10.459	0.002	-0.002	745.012	491.666
G5	466.949	62.087	80.542	-13.476	0.260	-1.175	0.002	-0.002	609.710	514.970
G6	466.284	39.530	29.468	-10.392	10.915	-6.469	0.000	0.000	540.740	492.187
G7	465.166	26.228	9.249	-7.705	3.315	-1.971	0.000	0.000	502.302	482.704
G8	460.762	32.868	1.168	-7.561	1.087	-0.547	0.002	-0.002	495.343	485.793
G9	441.211	107.541	0.741	-12.655	0.269	0.062	0.001	-0.001	549.629	536.126

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정 하중		활 하중		충 하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	347.670	-14.024	16.119	-3.995	0.000	0.000	986.791	615.039
G2	462.412	39.281	418.132	-6.690	1.057	-8.780	0.000	0.000	920.353	490.612
G3	466.066	27.013	396.305	-10.354	-1.709	-2.469	0.000	0.000	888.529	481.490
G4	466.950	40.088	235.681	-10.068	4.460	-10.461	0.000	0.000	744.950	491.740
G5	466.942	62.099	80.454	-13.465	0.275	-1.181	0.000	0.000	609.633	514.985
G6	466.289	39.502	29.439	-10.387	10.919	-6.470	0.001	-0.001	540.689	492.168
G7	465.205	26.232	9.238	-7.694	3.307	-1.967	0.002	-0.002	502.331	482.757
G8	460.838	32.944	1.159	-7.556	1.084	-0.545	0.002	-0.002	495.486	485.951
G9	440.841	107.453	0.739	-12.624	0.269	0.061	0.001	-0.001	549.168	535.700

4) DB 하중 4차선 재하시 (DBL-4)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	289.596	-19.785	16.110	-3.993	0.000	0.000	928.196	608.763
G2	462.483	39.437	350.561	-6.057	1.055	-8.761	0.000	0.000	853.009	491.483
G3	466.084	27.014	343.853	-11.697	-1.719	-2.462	0.000	0.000	836.092	480.170
G4	466.921	40.055	225.947	-11.692	4.457	-10.459	0.002	-0.002	735.154	490.052
G5	466.949	62.087	189.272	-12.606	0.260	-1.175	0.002	-0.002	718.440	515.840
G6	466.284	39.530	197.234	-10.178	10.915	-6.469	0.000	0.000	708.506	492.402
G7	465.166	26.228	68.035	-8.496	3.315	-1.971	0.000	0.000	561.088	481.913
G8	460.762	32.868	22.200	-10.516	1.087	-0.547	0.002	-0.002	516.374	482.838
G9	441.211	107.541	1.601	-15.162	0.269	0.062	0.001	-0.001	550.488	533.620

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	290.004	-19.824	16.119	-3.995	0.000	0.000	929.125	609.239
G2	462.412	39.281	350.495	-6.060	1.057	-8.780	0.000	0.000	852.716	491.243
G3	466.066	27.013	343.809	-11.689	-1.709	-2.469	0.000	0.000	836.033	480.155
G4	466.950	40.088	225.870	-11.687	4.460	-10.461	0.000	0.000	735.138	490.120
G5	466.942	62.099	189.233	-12.602	0.275	-1.181	0.000	0.000	718.412	515.848
G6	466.289	39.502	197.223	-10.170	10.919	-6.470	0.001	-0.001	708.474	492.385
G7	465.205	26.232	67.973	-8.484	3.307	-1.967	0.002	-0.002	561.066	481.967
G8	460.838	32.944	22.134	-10.517	1.084	-0.545	0.002	-0.002	516.460	482.990
G9	440.841	107.453	1.597	-15.114	0.269	0.061	0.001	-0.001	550.026	533.210

5) DB 하중 5차선 재하시 (DBL-5)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	289.563	-25.240	16.110	-3.993	0.000	0.000	928.163	603.308
G2	462.483	39.437	350.549	-7.537	1.055	-8.761	0.000	0.000	852.997	490.003
G3	466.084	27.014	346.997	-12.085	-1.719	-2.462	0.000	0.000	839.236	479.781
G4	466.921	40.055	238.945	-14.606	4.457	-10.459	0.002	-0.002	748.153	487.138
G5	466.949	62.087	217.902	-15.874	0.260	-1.175	0.002	-0.002	747.070	512.572
G6	466.284	39.530	314.054	-11.396	10.915	-6.469	0.000	0.000	825.326	491.183
G7	465.166	26.228	238.054	-9.963	3.315	-1.971	0.000	0.000	731.106	480.445
G8	460.762	32.868	79.325	-12.637	1.087	-0.547	0.002	-0.002	573.499	480.717
G9	441.211	107.541	14.456	-21.493	0.269	0.062	0.001	-0.001	563.344	527.289

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	289.972	-25.292	16.119	-3.995	0.000	0.000	929.092	603.771
G2	462.412	39.281	350.486	-7.538	1.057	-8.780	0.000	0.000	852.707	489.764
G3	466.066	27.013	346.956	-12.076	-1.709	-2.469	0.000	0.000	839.181	479.768
G4	466.950	40.088	238.887	-14.600	4.460	-10.461	0.000	0.000	748.156	487.208
G5	466.942	62.099	217.890	-15.875	0.275	-1.181	0.000	0.000	747.068	512.575
G6	466.289	39.502	314.079	-11.394	10.919	-6.470	0.001	-0.001	825.330	491.161
G7	465.205	26.232	238.001	-9.949	3.307	-1.967	0.002	-0.002	731.095	480.502
G8	460.838	32.944	79.160	-12.636	1.084	-0.545	0.002	-0.002	573.487	480.871
G9	440.841	107.453	14.434	-21.434	0.269	0.061	0.001	-0.001	562.863	526.890

6) DB 하중 6차선 재하시 (DBL-6)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	289.593	-27.792	16.110	-3.993	0.000	0.000	928.193	600.756
G2	462.483	39.437	350.647	-10.210	1.055	-8.761	0.000	0.000	853.095	487.330
G3	466.084	27.014	347.247	-14.013	-1.719	-2.462	0.000	0.000	839.486	477.854
G4	466.921	40.055	240.605	-15.028	4.457	-10.459	0.002	-0.002	749.813	486.716
G5	466.949	62.087	227.993	-18.767	0.260	-1.175	0.002	-0.002	757.161	509.679
G6	466.284	39.530	339.127	-15.335	10.915	-6.469	0.000	0.000	850.400	487.245
G7	465.166	26.228	347.149	-11.327	3.315	-1.971	0.000	0.000	840.202	479.082
G8	460.762	32.868	275.816	-14.332	1.087	-0.547	0.002	-0.002	769.990	479.022
G9	441.211	107.541	75.913	-23.745	0.269	0.062	0.001	-0.001	624.800	525.037

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	290.001	-27.849	16.119	-3.995	0.000	0.000	929.122	601.215
G2	462.412	39.281	350.584	-10.213	1.057	-8.780	0.000	0.000	852.805	487.090
G3	466.066	27.013	347.206	-14.007	-1.709	-2.469	0.000	0.000	839.430	477.837
G4	466.950	40.088	240.548	-15.021	4.460	-10.461	0.000	0.000	749.817	486.787
G5	466.942	62.099	227.997	-18.767	0.275	-1.181	0.000	0.000	757.176	509.683
G6	466.289	39.502	339.180	-15.339	10.919	-6.470	0.001	-0.001	850.430	487.216
G7	465.205	26.232	347.116	-11.319	3.307	-1.967	0.002	-0.002	840.209	479.133
G8	460.838	32.944	275.691	-14.330	1.084	-0.545	0.002	-0.002	770.018	479.178
G9	440.841	107.453	75.781	-23.682	0.269	0.061	0.001	-0.001	624.211	524.642

5.2 DB 하중 우측 편재하 기준

1) DB 하중 1차선 재하시 (DBR-1)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	0.813	-1.318	16.110	-3.993	0.000	0.000	639.413	627.231
G2	462.483	39.437	0.312	-3.414	1.055	-8.761	0.000	0.000	502.760	494.126
G3	466.084	27.014	0.680	-5.592	-1.719	-2.462	0.000	0.000	492.918	486.275
G4	466.921	40.055	1.330	-6.345	4.457	-10.459	0.002	-0.002	510.538	495.400
G5	466.949	62.087	6.173	-7.201	0.260	-1.175	0.002	-0.002	535.341	521.244
G6	466.284	39.530	17.490	-5.048	10.915	-6.469	0.000	0.000	528.762	497.532
G7	465.166	26.228	60.950	-7.720	3.315	-1.971	0.000	0.000	554.003	482.689
G8	460.762	32.868	178.651	-1.509	1.087	-0.547	0.002	-0.002	672.826	491.845
G9	441.211	107.541	317.686	-2.707	0.269	0.062	0.001	-0.001	866.573	546.074

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	0.816	-1.320	16.119	-3.995	0.000	0.000	639.937	627.744
G2	462.412	39.281	0.312	-3.421	1.057	-8.780	0.000	0.000	502.533	493.881
G3	466.066	27.013	0.680	-5.599	-1.709	-2.469	0.000	0.000	492.904	486.245
G4	466.950	40.088	1.331	-6.353	4.460	-10.461	0.000	0.000	510.599	495.455
G5	466.942	62.099	6.180	-7.211	0.275	-1.181	0.000	0.000	535.359	521.239
G6	466.289	39.502	17.506	-5.051	10.919	-6.470	0.001	-0.001	528.757	497.504
G7	465.205	26.232	61.003	-7.722	3.307	-1.967	0.002	-0.002	554.097	482.729
G8	460.838	32.944	178.903	-1.513	1.084	-0.545	0.002	-0.002	673.229	491.994
G9	440.841	107.453	317.870	-2.701	0.269	0.061	0.001	-0.001	866.299	545.622

2) DB 하중 2차선 재하시 (DBR-2)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	0.802	-5.556	16.110	-3.993	0.000	0.000	639.402	622.992
G2	462.483	39.437	0.510	-6.781	1.055	-8.761	0.000	0.000	502.957	490.758
G3	466.084	27.014	1.798	-7.513	-1.719	-2.462	0.000	0.000	494.037	484.354
G4	466.921	40.055	6.873	-7.027	4.457	-10.459	0.002	-0.002	516.080	494.717
G5	466.949	62.087	25.919	-11.085	0.260	-1.175	0.002	-0.002	555.087	517.360
G6	466.284	39.530	69.072	-9.507	10.915	-6.469	0.000	0.000	580.345	493.073
G7	465.166	26.228	232.485	-9.274	3.315	-1.971	0.000	0.000	725.538	481.135
G8	460.762	32.868	410.146	-3.745	1.087	-0.547	0.002	-0.002	904.320	489.609
G9	441.211	107.541	371.158	-7.094	0.269	0.062	0.001	-0.001	920.045	541.688

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	0.805	-5.567	16.119	-3.995	0.000	0.000	639.925	623.496
G2	462.412	39.281	0.510	-6.789	1.057	-8.780	0.000	0.000	502.731	490.513
G3	466.066	27.013	1.798	-7.523	-1.709	-2.469	0.000	0.000	494.023	484.321
G4	466.950	40.088	6.878	-7.033	4.460	-10.461	0.000	0.000	516.147	494.774
G5	466.942	62.099	25.952	-11.094	0.275	-1.181	0.000	0.000	555.131	517.356
G6	466.289	39.502	69.126	-9.518	10.919	-6.470	0.001	-0.001	580.377	493.037
G7	465.205	26.232	232.564	-9.283	3.307	-1.967	0.002	-0.002	725.657	481.168
G8	460.838	32.944	410.399	-3.746	1.084	-0.545	0.002	-0.002	904.725	489.762
G9	440.841	107.453	371.198	-7.080	0.269	0.061	0.001	-0.001	919.627	541.243

3) DB 하중 3차선 재하시 (DBR-3)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	0.757	-12.716	16.110	-3.993	0.000	0.000	639.357	615.832
G2	462.483	39.437	1.196	-7.573	1.055	-8.761	0.000	0.000	503.643	489.966
G3	466.084	27.014	9.256	-7.792	-1.719	-2.462	0.000	0.000	501.495	484.074
G4	466.921	40.055	29.388	-10.534	4.457	-10.459	0.002	-0.002	538.595	491.211
G5	466.949	62.087	80.377	-13.571	0.260	-1.175	0.002	-0.002	609.545	514.875
G6	466.284	39.530	235.740	-10.070	10.915	-6.469	0.000	0.000	747.013	492.509
G7	465.166	26.228	396.782	-10.308	3.315	-1.971	0.000	0.000	889.835	480.101
G8	460.762	32.868	418.948	-6.706	1.087	-0.547	0.002	-0.002	913.123	486.648
G9	441.211	107.541	346.729	-14.025	0.269	0.062	0.001	-0.001	895.617	534.757

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	0.760	-12.746	16.119	-3.995	0.000	0.000	639.880	616.318
G2	462.412	39.281	1.205	-7.579	1.057	-8.780	0.000	0.000	503.426	489.724
G3	466.066	27.013	9.265	-7.800	-1.709	-2.469	0.000	0.000	501.490	484.045
G4	466.950	40.088	29.421	-10.539	4.460	-10.461	0.000	0.000	538.689	491.269
G5	466.942	62.099	80.442	-13.585	0.275	-1.181	0.000	0.000	609.620	514.865
G6	466.289	39.502	235.831	-10.085	10.919	-6.470	0.001	-0.001	747.082	492.470
G7	465.205	26.232	396.847	-10.311	3.307	-1.967	0.002	-0.002	889.940	480.140
G8	460.838	32.944	419.055	-6.707	1.084	-0.545	0.002	-0.002	913.382	486.800
G9	440.841	107.453	346.760	-13.995	0.269	0.061	0.001	-0.001	895.189	534.328

4) DB 하중 4차선 재하시 (DBR-4)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	1.616	-15.240	16.110	-3.993	0.000	0.000	640.216	613.309
G2	462.483	39.437	22.257	-10.524	1.055	-8.761	0.000	0.000	524.704	487.016
G3	466.084	27.014	68.006	-8.564	-1.719	-2.462	0.000	0.000	560.245	483.302
G4	466.921	40.055	197.151	-10.294	4.457	-10.459	0.002	-0.002	706.359	491.451
G5	466.949	62.087	189.166	-12.691	0.260	-1.175	0.002	-0.002	718.334	515.755
G6	466.284	39.530	225.933	-11.686	10.915	-6.469	0.000	0.000	737.205	490.894
G7	465.166	26.228	344.180	-11.651	3.315	-1.971	0.000	0.000	837.233	478.758
G8	460.762	32.868	351.105	-6.075	1.087	-0.547	0.002	-0.002	845.279	487.279
G9	441.211	107.541	289.221	-19.751	0.269	0.062	0.001	-0.001	838.108	529.030

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	1.621	-15.276	16.119	-3.995	0.000	0.000	640.741	613.787
G2	462.412	39.281	22.322	-10.528	1.057	-8.780	0.000	0.000	524.543	486.775
G3	466.066	27.013	68.039	-8.576	-1.709	-2.469	0.000	0.000	560.263	483.268
G4	466.950	40.088	197.213	-10.300	4.460	-10.461	0.000	0.000	706.481	491.508
G5	466.942	62.099	189.194	-12.697	0.275	-1.181	0.000	0.000	718.373	515.753
G6	466.289	39.502	225.961	-11.700	10.919	-6.470	0.001	-0.001	737.212	490.854
G7	465.205	26.232	344.217	-11.655	3.307	-1.967	0.002	-0.002	837.310	478.797
G8	460.838	32.944	351.173	-6.074	1.084	-0.545	0.002	-0.002	845.500	487.433
G9	440.841	107.453	289.247	-19.702	0.269	0.061	0.001	-0.001	837.676	528.622

5) DB 하중 5차선 재하시 (DBR-5)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	14.502	-21.544	16.110	-3.993	0.000	0.000	653.102	607.005
G2	462.483	39.437	79.347	-12.639	1.055	-8.761	0.000	0.000	581.795	484.901
G3	466.084	27.014	237.986	-10.031	-1.719	-2.462	0.000	0.000	730.225	481.836
G4	466.921	40.055	313.997	-11.517	4.457	-10.459	0.002	-0.002	823.204	490.227
G5	466.949	62.087	217.846	-15.959	0.260	-1.175	0.002	-0.002	747.014	512.486
G6	466.284	39.530	238.962	-14.598	10.915	-6.469	0.000	0.000	750.235	487.981
G7	465.166	26.228	347.319	-12.040	3.315	-1.971	0.000	0.000	840.372	478.369
G8	460.762	32.868	351.081	-7.572	1.087	-0.547	0.002	-0.002	845.255	485.782
G9	441.211	107.541	289.188	-25.177	0.269	0.062	0.001	-0.001	838.076	523.605

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	14.525	-21.585	16.119	-3.995	0.000	0.000	653.646	607.479
G2	462.412	39.281	79.448	-12.649	1.057	-8.780	0.000	0.000	581.669	484.653
G3	466.066	27.013	238.052	-10.045	-1.709	-2.469	0.000	0.000	730.276	481.799
G4	466.950	40.088	314.005	-11.518	4.460	-10.461	0.000	0.000	823.274	490.289
G5	466.942	62.099	217.828	-15.968	0.275	-1.181	0.000	0.000	747.007	512.482
G6	466.289	39.502	238.976	-14.614	10.919	-6.470	0.001	-0.001	750.227	487.941
G7	465.205	26.232	347.352	-12.042	3.307	-1.967	0.002	-0.002	840.445	478.409
G8	460.838	32.944	351.146	-7.574	1.084	-0.545	0.002	-0.002	845.473	485.934
G9	440.841	107.453	289.214	-25.113	0.269	0.061	0.001	-0.001	837.643	523.210

6) DB 하중 6차선 재하시 (DBR-6)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	76.192	-23.799	16.110	-3.993	0.000	0.000	714.792	604.750
G2	462.483	39.437	275.662	-14.328	1.055	-8.761	0.000	0.000	778.110	483.211
G3	466.084	27.014	347.051	-11.397	-1.719	-2.462	0.000	0.000	839.290	480.470
G4	466.921	40.055	339.091	-15.452	4.457	-10.459	0.002	-0.002	848.298	486.293
G5	466.949	62.087	228.004	-18.848	0.260	-1.175	0.002	-0.002	757.172	509.598
G6	466.284	39.530	240.644	-14.982	10.915	-6.469	0.000	0.000	751.916	487.597
G7	465.166	26.228	347.569	-13.945	3.315	-1.971	0.000	0.000	840.622	476.464
G8	460.762	32.868	351.181	-10.245	1.087	-0.547	0.002	-0.002	845.355	483.110
G9	441.211	107.541	289.218	-27.721	0.269	0.062	0.001	-0.001	838.105	521.061

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	76.321	-23.844	16.119	-3.995	0.000	0.000	715.441	605.220
G2	462.412	39.281	275.774	-14.339	1.057	-8.780	0.000	0.000	777.995	482.963
G3	466.066	27.013	347.062	-11.405	-1.709	-2.469	0.000	0.000	839.287	480.439
G4	466.950	40.088	339.049	-15.454	4.460	-10.461	0.000	0.000	848.317	486.353
G5	466.942	62.099	227.972	-18.855	0.275	-1.181	0.000	0.000	757.151	509.595
G6	466.289	39.502	240.657	-14.997	10.919	-6.470	0.001	-0.001	751.908	487.558
G7	465.205	26.232	347.602	-13.945	3.307	-1.967	0.002	-0.002	840.695	476.507
G8	460.838	32.944	351.246	-10.244	1.084	-0.545	0.002	-0.002	845.573	483.263
G9	440.841	107.453	289.244	-27.652	0.269	0.061	0.001	-0.001	837.673	520.671

5.3 DL 하중 좌측 편재하 기준

1) DL 하중 1차선 재하시 (DLL-1)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	253.761	-2.250	16.110	-3.993	0.000	0.000	892.360	626.299
G2	462.483	39.437	143.813	-1.306	1.055	-8.761	0.000	0.000	646.260	496.233
G3	466.084	27.014	49.889	-7.180	-1.719	-2.462	0.000	0.000	542.128	484.686
G4	466.921	40.055	14.186	-4.147	4.457	-10.459	0.002	-0.002	523.393	497.598
G5	466.949	62.087	5.138	-6.264	0.260	-1.175	0.002	-0.002	534.306	522.182
G6	466.284	39.530	1.009	-5.488	10.915	-6.469	0.000	0.000	512.281	497.091
G7	465.166	26.228	0.487	-4.870	3.315	-1.971	0.000	0.000	493.540	485.539
G8	460.762	32.868	0.180	-2.990	1.087	-0.547	0.002	-0.002	494.354	490.364
G9	441.211	107.541	0.616	-1.170	0.269	0.062	0.001	-0.001	549.504	547.612

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	253.939	-2.255	16.119	-3.995	0.000	0.000	893.059	626.809
G2	462.412	39.281	143.624	-1.304	1.057	-8.780	0.000	0.000	645.845	495.999
G3	466.066	27.013	49.831	-7.175	-1.709	-2.469	0.000	0.000	542.055	484.669
G4	466.950	40.088	14.174	-4.144	4.460	-10.461	0.000	0.000	523.443	497.664
G5	466.942	62.099	5.131	-6.251	0.275	-1.181	0.000	0.000	534.310	522.199
G6	466.289	39.502	1.009	-5.481	10.919	-6.470	0.001	-0.001	512.260	497.074
G7	465.205	26.232	0.486	-4.863	3.307	-1.967	0.002	-0.002	493.580	485.589
G8	460.838	32.944	0.180	-2.983	1.084	-0.545	0.002	-0.002	494.506	490.524
G9	440.841	107.453	0.613	-1.168	0.269	0.061	0.001	-0.001	549.042	547.156

2) DL 하중 2차선 재하시 (DLL-2)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	303.930	-6.262	16.110	-3.993	0.000	0.000	942.530	622.286
G2	462.483	39.437	319.861	-3.234	1.055	-8.761	0.000	0.000	822.309	494.305
G3	466.084	27.014	182.040	-8.468	-1.719	-2.462	0.000	0.000	674.279	483.399
G4	466.921	40.055	57.175	-8.214	4.457	-10.459	0.002	-0.002	566.383	493.531
G5	466.949	62.087	21.413	-9.808	0.260	-1.175	0.002	-0.002	550.581	518.638
G6	466.284	39.530	5.673	-6.047	10.915	-6.469	0.000	0.000	516.946	496.532
G7	465.166	26.228	1.501	-6.523	3.315	-1.971	0.000	0.000	494.554	483.885
G8	460.762	32.868	0.361	-5.972	1.087	-0.547	0.002	-0.002	494.535	487.383
G9	441.211	107.541	0.607	-4.910	0.269	0.062	0.001	-0.001	549.495	543.872

[A2] (단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		풍하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	304.207	-6.268	16.119	-3.995	0.000	0.000	943.328	622.795
G2	462.412	39.281	319.688	-3.234	1.057	-8.780	0.000	0.000	821.909	494.069
G3	466.066	27.013	181.966	-8.458	-1.709	-2.469	0.000	0.000	674.191	483.387
G4	466.950	40.088	57.115	-8.212	4.460	-10.461	0.000	0.000	566.383	493.596
G5	466.942	62.099	21.386	-9.795	0.275	-1.181	0.000	0.000	550.565	518.655
G6	466.289	39.502	5.670	-6.039	10.919	-6.470	0.001	-0.001	516.921	496.516
G7	465.205	26.232	1.499	-6.514	3.307	-1.967	0.002	-0.002	494.593	483.937
G8	460.838	32.944	0.360	-5.964	1.084	-0.545	0.002	-0.002	494.687	487.544
G9	440.841	107.453	0.604	-4.899	0.269	0.061	0.001	-0.001	549.034	543.424

3) DL 하중 3차선 재하시 (DLL-3)

[A1] (단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		풍하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	283.076	-12.491	16.110	-3.993	0.000	0.000	921.676	616.057
G2	462.483	39.437	330.047	-5.877	1.055	-8.761	0.000	0.000	832.495	491.662
G3	466.084	27.014	306.748	-9.349	-1.719	-2.462	0.000	0.000	798.987	482.517
G4	466.921	40.055	184.834	-8.682	4.457	-10.459	0.002	-0.002	694.042	493.063
G5	466.949	62.087	67.021	-12.023	0.260	-1.175	0.002	-0.002	596.189	516.422
G6	466.284	39.530	24.464	-9.250	10.915	-6.469	0.000	0.000	535.736	493.329
G7	465.166	26.228	7.879	-6.802	3.315	-1.971	0.000	0.000	500.932	483.607
G8	460.762	32.868	0.975	-6.672	1.087	-0.547	0.002	-0.002	495.149	486.682
G9	441.211	107.541	0.589	-11.210	0.269	0.062	0.001	-0.001	549.477	537.571

[A2] (단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		풍하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	283.335	-12.499	16.119	-3.995	0.000	0.000	922.456	616.565
G2	462.412	39.281	329.932	-5.883	1.057	-8.780	0.000	0.000	832.153	491.419
G3	466.066	27.013	306.709	-9.344	-1.709	-2.469	0.000	0.000	798.933	482.501
G4	466.950	40.088	184.761	-8.675	4.460	-10.461	0.000	0.000	694.029	493.132
G5	466.942	62.099	66.956	-12.013	0.275	-1.181	0.000	0.000	596.135	516.437
G6	466.289	39.502	24.440	-9.245	10.919	-6.470	0.001	-0.001	535.691	493.310
G7	465.205	26.232	7.870	-6.792	3.307	-1.967	0.002	-0.002	500.963	483.659
G8	460.838	32.944	0.966	-6.668	1.084	-0.545	0.002	-0.002	495.293	486.839
G9	440.841	107.453	0.587	-11.182	0.269	0.061	0.001	-0.001	549.016	537.141

4) DL 하중 4차선 재하시 (DLL-4)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	236.205	-17.595	16.110	-3.993	0.000	0.000	874.805	610.953
G2	462.483	39.437	276.806	-5.336	1.055	-8.761	0.000	0.000	779.253	492.203
G3	466.084	27.014	266.608	-10.557	-1.719	-2.462	0.000	0.000	758.846	481.310
G4	466.921	40.055	179.421	-10.196	4.457	-10.459	0.002	-0.002	688.628	491.549
G5	466.949	62.087	150.121	-11.214	0.260	-1.175	0.002	-0.002	679.289	517.231
G6	466.284	39.530	151.817	-9.056	10.915	-6.469	0.000	0.000	663.089	493.524
G7	465.166	26.228	57.028	-7.472	3.315	-1.971	0.000	0.000	550.081	482.936
G8	460.762	32.868	18.719	-9.424	1.087	-0.547	0.002	-0.002	512.893	483.930
G9	441.211	107.541	1.506	-13.161	0.269	0.062	0.001	-0.001	550.394	535.621

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	236.422	-17.622	16.119	-3.995	0.000	0.000	875.542	611.442
G2	462.412	39.281	276.727	-5.340	1.057	-8.780	0.000	0.000	778.948	491.963
G3	466.066	27.013	266.592	-10.551	-1.709	-2.469	0.000	0.000	758.816	481.293
G4	466.950	40.088	179.378	-10.195	4.460	-10.461	0.000	0.000	688.646	491.612
G5	466.942	62.099	150.088	-11.210	0.275	-1.181	0.000	0.000	679.267	517.240
G6	466.289	39.502	151.810	-9.049	10.919	-6.470	0.001	-0.001	663.060	493.506
G7	465.205	26.232	56.985	-7.462	3.307	-1.967	0.002	-0.002	550.078	482.989
G8	460.838	32.944	18.663	-9.426	1.084	-0.545	0.002	-0.002	512.990	484.082
G9	440.841	107.453	1.502	-13.118	0.269	0.061	0.001	-0.001	549.931	535.205

5) DL 하중 5차선 재하시 (DLL-5)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	236.112	-22.404	16.110	-3.993	0.000	0.000	874.712	606.145
G2	462.483	39.437	276.805	-6.635	1.055	-8.761	0.000	0.000	779.253	490.905
G3	466.084	27.014	269.417	-10.903	-1.719	-2.462	0.000	0.000	761.655	480.964
G4	466.921	40.055	190.005	-12.823	4.457	-10.459	0.002	-0.002	699.213	488.922
G5	466.949	62.087	174.858	-14.159	0.260	-1.175	0.002	-0.002	704.026	514.286
G6	466.284	39.530	241.747	-10.090	10.915	-6.469	0.000	0.000	753.020	492.490
G7	465.166	26.228	185.710	-8.779	3.315	-1.971	0.000	0.000	678.763	481.630
G8	460.762	32.868	66.190	-11.267	1.087	-0.547	0.002	-0.002	560.364	482.087
G9	441.211	107.541	12.372	-18.933	0.269	0.062	0.001	-0.001	561.259	529.848

[A2] (단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	236.328	-22.442	16.119	-3.995	0.000	0.000	875.449	606.622
G2	462.412	39.281	276.729	-6.637	1.057	-8.780	0.000	0.000	778.951	490.666
G3	466.066	27.013	269.404	-10.895	-1.709	-2.469	0.000	0.000	761.629	480.949
G4	466.950	40.088	189.978	-12.821	4.460	-10.461	0.000	0.000	699.246	488.987
G5	466.942	62.099	174.844	-14.160	0.275	-1.181	0.000	0.000	704.023	514.290
G6	466.289	39.502	241.763	-10.087	10.919	-6.470	0.001	-0.001	753.014	492.468
G7	465.205	26.232	185.676	-8.766	3.307	-1.967	0.002	-0.002	678.769	481.685
G8	460.838	32.944	66.071	-11.267	1.084	-0.545	0.002	-0.002	560.397	482.241
G9	440.841	107.453	12.353	-18.887	0.269	0.061	0.001	-0.001	560.782	529.436

6) DL 하중 6차선 재하시 (DLL-6)

[A1] (단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	236.128	-24.645	16.110	-3.993	0.000	0.000	874.728	603.904
G2	462.483	39.437	276.862	-8.981	1.055	-8.761	0.000	0.000	779.309	488.559
G3	466.084	27.014	269.582	-12.570	-1.719	-2.462	0.000	0.000	761.821	479.296
G4	466.921	40.055	191.361	-13.146	4.457	-10.459	0.002	-0.002	700.568	488.599
G5	466.949	62.087	182.950	-16.752	0.260	-1.175	0.002	-0.002	712.118	511.693
G6	466.284	39.530	263.282	-13.671	10.915	-6.469	0.000	0.000	774.555	488.909
G7	465.166	26.228	270.073	-9.888	3.315	-1.971	0.000	0.000	763.126	480.520
G8	460.762	32.868	214.829	-12.739	1.087	-0.547	0.002	-0.002	709.004	480.616
G9	441.211	107.541	66.806	-20.909	0.269	0.062	0.001	-0.001	615.694	527.872

[A2] (단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	236.344	-24.687	16.119	-3.995	0.000	0.000	875.465	604.376
G2	462.412	39.281	276.785	-8.984	1.057	-8.780	0.000	0.000	779.007	488.319
G3	466.066	27.013	269.570	-12.566	-1.709	-2.469	0.000	0.000	761.794	479.278
G4	466.950	40.088	191.334	-13.142	4.460	-10.461	0.000	0.000	700.603	488.665
G5	466.942	62.099	182.950	-16.752	0.275	-1.181	0.000	0.000	712.128	511.698
G6	466.289	39.502	263.318	-13.676	10.919	-6.470	0.001	-0.001	774.568	488.879
G7	465.205	26.232	270.066	-9.881	3.307	-1.967	0.002	-0.002	763.159	480.570
G8	460.838	32.944	214.753	-12.737	1.084	-0.545	0.002	-0.002	709.080	480.770
G9	440.841	107.453	66.687	-20.862	0.269	0.061	0.001	-0.001	615.116	527.462

5.4 DL 하중 우측 편재하 기준

1) DL 하중 1차선 재하시 (DLR-1)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	일상선	일상후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	0.631	-1.173	16.110	-3.993	0.000	0.000	639.231	627.376
G2	462.483	39.437	0.181	-3.025	1.055	-8.761	0.000	0.000	502.628	494.515
G3	466.084	27.014	0.487	-4.937	-1.719	-2.462	0.000	0.000	492.726	486.930
G4	466.921	40.055	1.000	-5.589	4.457	-10.459	0.002	-0.002	510.208	496.156
G5	466.949	62.087	5.109	-6.356	0.260	-1.175	0.002	-0.002	534.277	522.089
G6	466.284	39.530	14.173	-4.144	10.915	-6.469	0.000	0.000	525.445	498.435
G7	465.166	26.228	50.224	-7.187	3.315	-1.971	0.000	0.000	543.277	483.222
G8	460.762	32.868	144.374	-1.313	1.087	-0.547	0.002	-0.002	638.549	492.041
G9	441.211	107.541	253.407	-2.244	0.269	0.062	0.001	-0.001	802.294	546.538

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	일상선	일상후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	0.634	-1.175	16.119	-3.995	0.000	0.000	639.754	627.889
G2	462.412	39.281	0.181	-3.032	1.057	-8.780	0.000	0.000	502.402	494.271
G3	466.066	27.013	0.487	-4.943	-1.709	-2.469	0.000	0.000	492.711	486.901
G4	466.950	40.088	1.001	-5.596	4.460	-10.461	0.000	0.000	510.269	496.211
G5	466.942	62.099	5.115	-6.365	0.275	-1.181	0.000	0.000	534.294	522.085
G6	466.289	39.502	14.185	-4.147	10.919	-6.470	0.001	-0.001	525.436	498.408
G7	465.205	26.232	50.278	-7.189	3.307	-1.967	0.002	-0.002	543.372	483.262
G8	460.838	32.944	144.586	-1.317	1.084	-0.545	0.002	-0.002	638.913	492.191
G9	440.841	107.453	253.273	-2.239	0.269	0.061	0.001	-0.001	801.702	546.085

2) DL 하중 2차선 재하시 (DLR-2)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	일상선	일상후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	0.621	-4.927	16.110	-3.993	0.000	0.000	639.221	623.622
G2	462.483	39.437	0.362	-5.999	1.055	-8.761	0.000	0.000	502.809	491.540
G3	466.084	27.014	1.501	-6.608	-1.719	-2.462	0.000	0.000	493.740	485.258
G4	466.921	40.055	5.639	-6.173	4.457	-10.459	0.002	-0.002	514.846	495.572
G5	466.949	62.087	21.309	-9.899	0.260	-1.175	0.002	-0.002	550.477	518.547
G6	466.284	39.530	57.144	-8.214	10.915	-6.469	0.000	0.000	568.417	494.366
G7	465.166	26.228	182.454	-8.472	3.315	-1.971	0.000	0.000	675.507	481.937
G8	460.762	32.868	320.591	-3.247	1.087	-0.547	0.002	-0.002	814.765	490.108
G9	441.211	107.541	303.344	-6.250	0.269	0.062	0.001	-0.001	852.231	542.532

[A2] (단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	0.624	-4.937	16.119	-3.995	0.000	0.000	639.744	624.127
G2	462.412	39.281	0.362	-6.007	1.057	-8.780	0.000	0.000	502.583	491.296
G3	466.066	27.013	1.502	-6.617	-1.709	-2.469	0.000	0.000	493.726	485.227
G4	466.950	40.088	5.644	-6.178	4.460	-10.461	0.000	0.000	514.913	495.629
G5	466.942	62.099	21.337	-9.907	0.275	-1.181	0.000	0.000	550.516	518.543
G6	466.289	39.502	57.182	-8.226	10.919	-6.470	0.001	-0.001	568.433	494.329
G7	465.205	26.232	182.541	-8.480	3.307	-1.967	0.002	-0.002	675.634	481.972
G8	460.838	32.944	320.820	-3.247	1.084	-0.545	0.002	-0.002	815.147	490.260
G9	440.841	107.453	303.098	-6.243	0.269	0.061	0.001	-0.001	851.527	542.080

3) DL 하중 3차선 재하시 (DLR-3)

[A1] (단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	0.603	-11.264	16.110	-3.993	0.000	0.000	639.202	617.284
G2	462.483	39.437	1.000	-6.682	1.055	-8.761	0.000	0.000	503.448	490.857
G3	466.084	27.014	7.885	-6.877	-1.719	-2.462	0.000	0.000	500.124	484.990
G4	466.921	40.055	24.399	-9.364	4.457	-10.459	0.002	-0.002	533.606	492.381
G5	466.949	62.087	66.888	-12.105	0.260	-1.175	0.002	-0.002	596.056	516.341
G6	466.284	39.530	184.798	-8.677	10.915	-6.469	0.000	0.000	696.070	493.903
G7	465.166	26.228	307.167	-9.355	3.315	-1.971	0.000	0.000	800.220	481.053
G8	460.762	32.868	330.712	-5.895	1.087	-0.547	0.002	-0.002	824.886	487.459
G9	441.211	107.541	282.536	-12.477	0.269	0.062	0.001	-0.001	831.424	536.305

[A2] (단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	0.605	-11.290	16.119	-3.995	0.000	0.000	639.726	617.773
G2	462.412	39.281	1.009	-6.687	1.057	-8.780	0.000	0.000	503.230	490.615
G3	466.066	27.013	7.894	-6.883	-1.709	-2.469	0.000	0.000	500.118	484.961
G4	466.950	40.088	24.426	-9.368	4.460	-10.461	0.000	0.000	533.694	492.439
G5	466.942	62.099	66.935	-12.118	0.275	-1.181	0.000	0.000	596.114	516.332
G6	466.289	39.502	184.860	-8.692	10.919	-6.470	0.001	-0.001	696.111	493.863
G7	465.205	26.232	307.242	-9.358	3.307	-1.967	0.002	-0.002	800.336	481.093
G8	460.838	32.944	330.836	-5.896	1.084	-0.545	0.002	-0.002	825.163	487.611
G9	440.841	107.453	282.308	-12.462	0.269	0.061	0.001	-0.001	830.737	535.861

4) DL 하중 4차선 재하시 (DLR-4)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	1.519	-13.236	16.110	-3.993	0.000	0.000	640.119	615.313
G2	462.483	39.437	18.771	-9.428	1.055	-8.761	0.000	0.000	521.219	488.111
G3	466.084	27.014	57.009	-7.531	-1.719	-2.462	0.000	0.000	549.248	484.336
G4	466.921	40.055	151.752	-9.148	4.457	-10.459	0.002	-0.002	660.960	492.596
G5	466.949	62.087	150.030	-11.287	0.260	-1.175	0.002	-0.002	679.198	517.159
G6	466.284	39.530	179.419	-10.193	10.915	-6.469	0.000	0.000	690.691	492.387
G7	465.166	26.228	266.953	-10.562	3.315	-1.971	0.000	0.000	760.005	479.847
G8	460.762	32.868	277.314	-5.352	1.087	-0.547	0.002	-0.002	771.489	488.002
G9	441.211	107.541	235.757	-17.539	0.269	0.062	0.001	-0.001	784.644	531.242

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	1.523	-13.270	16.119	-3.995	0.000	0.000	640.644	615.794
G2	462.412	39.281	18.825	-9.433	1.057	-8.780	0.000	0.000	521.047	487.869
G3	466.066	27.013	57.031	-7.542	-1.709	-2.469	0.000	0.000	549.256	484.303
G4	466.950	40.088	151.796	-9.154	4.460	-10.461	0.000	0.000	661.064	492.654
G5	466.942	62.099	150.054	-11.294	0.275	-1.181	0.000	0.000	679.233	517.156
G6	466.289	39.502	179.437	-10.207	10.919	-6.470	0.001	-0.001	690.688	492.348
G7	465.205	26.232	267.000	-10.565	3.307	-1.967	0.002	-0.002	760.094	479.887
G8	460.838	32.944	277.400	-5.352	1.084	-0.545	0.002	-0.002	771.727	488.155
G9	440.841	107.453	235.566	-17.505	0.269	0.061	0.001	-0.001	783.996	530.819

5) DL 하중 5차선 재하시 (DLR-5)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	12.412	-19.004	16.110	-3.993	0.000	0.000	651.012	609.544
G2	462.483	39.437	66.217	-11.265	1.055	-8.761	0.000	0.000	568.665	486.275
G3	466.084	27.014	185.650	-8.836	-1.719	-2.462	0.000	0.000	677.889	483.030
G4	466.921	40.055	241.694	-10.187	4.457	-10.459	0.002	-0.002	750.902	491.558
G5	466.949	62.087	174.804	-14.232	0.260	-1.175	0.002	-0.002	703.973	514.213
G6	466.284	39.530	190.030	-12.819	10.915	-6.469	0.000	0.000	701.302	489.761
G7	465.166	26.228	269.757	-10.908	3.315	-1.971	0.000	0.000	762.810	479.501
G8	460.762	32.868	277.302	-6.665	1.087	-0.547	0.002	-0.002	771.477	486.689
G9	441.211	107.541	235.663	-22.322	0.269	0.062	0.001	-0.001	784.551	526.460

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정 하중		활 하 중		풍 하 중		차 선 침 하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	12.431	-19.037	16.119	-3.995	0.000	0.000	651.552	610.026
G2	462.412	39.281	66.299	-11.275	1.057	-8.780	0.000	0.000	568.520	486.027
G3	466.066	27.013	185.693	-8.848	-1.709	-2.469	0.000	0.000	677.918	482.996
G4	466.950	40.088	241.711	-10.188	4.460	-10.461	0.000	0.000	750.979	491.620
G5	466.942	62.099	174.796	-14.241	0.275	-1.181	0.000	0.000	703.974	514.209
G6	466.289	39.502	190.035	-12.833	10.919	-6.470	0.001	-0.001	701.286	489.722
G7	465.205	26.232	269.801	-10.909	3.307	-1.967	0.002	-0.002	762.895	479.542
G8	460.838	32.944	277.386	-6.667	1.084	-0.545	0.002	-0.002	771.712	486.840
G9	440.841	107.453	235.473	-22.275	0.269	0.061	0.001	-0.001	783.902	526.048

6) DL 하중 6차선 재하시 (DLR-6)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정 하중		활 하 중		풍 하 중		차 선 침 하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	67.060	-20.988	16.110	-3.993	0.000	0.000	705.660	607.560
G2	462.483	39.437	214.688	-12.733	1.055	-8.761	0.000	0.000	717.135	484.806
G3	466.084	27.014	269.936	-9.947	-1.719	-2.462	0.000	0.000	762.175	481.919
G4	466.921	40.055	263.243	-13.765	4.457	-10.459	0.002	-0.002	772.450	487.980
G5	466.949	62.087	182.954	-16.821	0.260	-1.175	0.002	-0.002	712.122	511.624
G6	466.284	39.530	191.402	-13.114	10.915	-6.469	0.000	0.000	702.674	489.466
G7	465.166	26.228	269.923	-12.556	3.315	-1.971	0.000	0.000	762.976	477.853
G8	460.762	32.868	277.360	-9.011	1.087	-0.547	0.002	-0.002	771.535	484.343
G9	441.211	107.541	235.679	-24.557	0.269	0.062	0.001	-0.001	784.566	524.225

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정 하중		활 하 중		풍 하 중		차 선 침 하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	67.172	-21.022	16.119	-3.995	0.000	0.000	706.292	608.041
G2	462.412	39.281	214.767	-12.744	1.057	-8.780	0.000	0.000	716.988	484.558
G3	466.066	27.013	269.957	-9.955	-1.709	-2.469	0.000	0.000	762.181	481.889
G4	466.950	40.088	263.225	-13.767	4.460	-10.461	0.000	0.000	772.494	488.041
G5	466.942	62.099	182.934	-16.828	0.275	-1.181	0.000	0.000	712.112	511.622
G6	466.289	39.502	191.408	-13.128	10.919	-6.470	0.001	-0.001	702.658	489.427
G7	465.205	26.232	269.967	-12.556	3.307	-1.967	0.002	-0.002	763.060	477.896
G8	460.838	32.944	277.444	-9.011	1.084	-0.545	0.002	-0.002	771.771	484.496
G9	440.841	107.453	235.488	-24.505	0.269	0.061	0.001	-0.001	783.918	523.818

5.4 최대 반력 집계

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	371.643	-1.173	16.110	-3.993	0.000	0.000	1010.243	627.376
G2	462.483	39.437	418.234	-1.306	1.055	-8.761	0.000	0.000	920.682	496.233
G3	466.084	27.014	396.383	-4.937	-1.719	-2.462	0.000	0.000	888.622	486.930
G4	466.921	40.055	339.091	-4.147	4.457	-10.459	0.002	-0.002	848.298	497.598
G5	466.949	62.087	228.004	-6.264	0.260	-1.175	0.002	-0.002	757.172	522.182
G6	466.284	39.530	339.127	-4.144	10.915	-6.469	0.000	0.000	850.400	498.435
G7	465.166	26.228	396.782	-4.870	3.315	-1.971	0.000	0.000	889.835	485.539
G8	460.762	32.868	418.948	-1.313	1.087	-0.547	0.002	-0.002	913.123	492.041
G9	441.211	107.541	371.158	-1.170	0.269	0.062	0.001	-0.001	920.045	547.612

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		충격하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	372.170	-1.175	16.119	-3.995	0.000	0.000	1011.290	627.889
G2	462.412	39.281	418.132	-1.304	1.057	-8.780	0.000	0.000	920.353	495.999
G3	466.066	27.013	396.305	-4.943	-1.709	-2.469	0.000	0.000	888.529	486.901
G4	466.950	40.088	339.049	-4.144	4.460	-10.461	0.000	0.000	848.317	497.664
G5	466.942	62.099	227.997	-6.251	0.275	-1.181	0.000	0.000	757.176	522.199
G6	466.289	39.502	339.180	-4.147	10.919	-6.470	0.001	-0.001	850.430	498.408
G7	465.205	26.232	396.847	-4.863	3.307	-1.967	0.002	-0.002	889.940	485.589
G8	460.838	32.944	419.055	-1.317	1.084	-0.545	0.002	-0.002	913.382	492.191
G9	440.841	107.453	371.198	-1.168	0.269	0.061	0.001	-0.001	919.627	547.156

5.4 하부 설계시 작용반력

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중						합 계	
			편재하중시		좌측편재하중시		우측편재하중시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	76.192	-23.799	371.643	-7.098	0.802	-5.556	1002.188	624.988
G2	462.483	39.437	275.662	-14.328	409.375	-3.728	0.510	-6.781	911.295	498.192
G3	466.084	27.014	347.051	-11.397	232.102	-9.335	1.798	-7.513	840.149	485.585
G4	466.921	40.055	339.091	-15.452	69.119	-9.509	6.873	-7.027	846.067	499.949
G5	466.949	62.087	228.004	-18.848	26.040	-10.979	25.919	-11.085	757.040	518.057
G6	466.284	39.530	240.644	-14.982	6.916	-6.870	69.072	-9.507	746.458	498.945
G7	465.166	26.228	347.569	-13.945	1.797	-7.414	232.485	-9.274	838.964	483.981
G8	460.762	32.868	351.181	-10.245	0.509	-6.749	410.146	-3.745	903.775	489.884
G9	441.211	107.541	289.218	-27.721	0.785	-5.537	371.158	-7.094	919.910	543.215

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중						합계	
			앞차축편재하중		좌측차축편재하중		우측차축편재하중			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	76.321	-23.844	372.170	-7.110	0.805	-5.567	1003.231	625.494
G2	462.412	39.281	275.774	-14.339	409.205	-3.727	0.510	-6.789	910.898	497.965
G3	466.066	27.013	347.062	-11.405	231.965	-9.323	1.798	-7.523	840.141	485.556
G4	466.950	40.088	339.049	-15.454	69.028	-9.503	6.878	-7.033	846.087	500.005
G5	466.942	62.099	227.972	-18.855	26.007	-10.966	25.952	-11.094	757.014	518.075
G6	466.289	39.502	240.657	-14.997	6.913	-6.861	69.126	-9.518	746.448	498.930
G7	465.205	26.232	347.602	-13.945	1.796	-7.404	232.564	-9.283	839.039	484.034
G8	460.838	32.944	351.246	-10.244	0.508	-6.740	410.399	-3.746	904.181	490.037
G9	440.841	107.453	289.244	-27.652	0.782	-5.525	371.198	-7.080	919.492	542.768

6. 관용해석, 격자해석 반력 비교

6.1 관 용 해 석

1) 최 대 반 력

[단지점부]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		풍하중		지점침하		합계	
	철거전	철거후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	444.310	256.256	312.370	0.000	16.110	-3.993	0.000	0.000	1020.991	698.569
G2	438.110	-78.520	488.697	0.000	1.055	-8.761	0.000	0.000	848.815	355.210
G3	452.762	45.761	405.491	0.000	-1.719	-2.462	0.000	0.000	903.156	497.293
G4	448.890	12.628	362.409	0.000	4.457	-10.459	0.002	0.000	826.158	456.288
G5	449.943	144.755	123.624	0.000	0.260	-1.175	0.002	0.000	718.455	594.110
G6	449.543	15.593	362.409	0.000	10.915	-6.469	0.000	0.000	833.003	461.902
G7	450.112	33.737	405.491	0.000	3.315	-1.971	0.000	0.000	890.998	482.863
G8	448.206	-32.723	488.697	0.000	1.087	-0.547	0.002	0.000	904.726	415.210
G9	422.237	153.274	312.370	0.000	0.269	0.062	0.001	0.000	888.017	575.543

2) 하부 설계시 작용반력

[단지점부]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중						합계	
			모든 경간 재하시		인접 경간 재하시		모든 경간 제하시			
	철거전	철거후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	444.310	256.256	226.149	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	926.715	700.566
G2	438.110	-78.520	342.039	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	701.629	359.390
G3	452.762	45.761	343.110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	841.634	498.524
G4	448.890	12.628	149.646	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	611.164	461.518
G5	449.943	144.755	106.882	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	701.580	594.698
G6	449.543	15.593	345.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	810.173	465.136
G7	450.112	33.737	328.297	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	812.146	483.849
G8	448.206	-32.723	274.475	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	689.959	415.484
G9	422.237	153.274	4.568	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	580.080	575.512

6.2 격 자 해 석

1) 최 대 반 력

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		풍하중 하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	371.643	-1.173	16.110	-3.993	0.000	0.000	1010.243	627.376
G2	462.483	39.437	418.234	-1.306	1.055	-8.761	0.000	0.000	920.682	496.233
G3	466.084	27.014	396.383	-4.937	-1.719	-2.462	0.000	0.000	888.622	486.930
G4	466.921	40.055	339.091	-4.147	4.457	-10.459	0.002	-0.002	848.298	497.598
G5	466.949	62.087	228.004	-6.264	0.260	-1.175	0.002	-0.002	757.172	522.182
G6	466.284	39.530	339.127	-4.144	10.915	-6.469	0.000	0.000	850.400	498.435
G7	465.166	26.228	396.782	-4.870	3.315	-1.971	0.000	0.000	889.835	485.539
G8	460.762	32.868	418.948	-1.313	1.087	-0.547	0.002	-0.002	913.123	492.041
G9	441.211	107.541	371.158	-1.170	0.269	0.062	0.001	-0.001	920.045	547.612

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		풍하중 하중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	372.170	-1.175	16.119	-3.995	0.000	0.000	1011.290	627.889
G2	462.412	39.281	418.132	-1.304	1.057	-8.780	0.000	0.000	920.353	495.999
G3	466.066	27.013	396.305	-4.943	-1.709	-2.469	0.000	0.000	888.529	486.901
G4	466.950	40.088	339.049	-4.144	4.460	-10.461	0.000	0.000	848.317	497.664
G5	466.942	62.099	227.997	-6.251	0.275	-1.181	0.000	0.000	757.176	522.199
G6	466.289	39.502	339.180	-4.147	10.919	-6.470	0.001	-0.001	850.430	498.408
G7	465.205	26.232	396.847	-4.863	3.307	-1.967	0.002	-0.002	889.940	485.589
G8	460.838	32.944	419.055	-1.317	1.084	-0.545	0.002	-0.002	913.382	492.191
G9	440.841	107.453	371.198	-1.168	0.269	0.061	0.001	-0.001	919.627	547.156

2) 하부 설계시 작용반력

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중	활하중							합 계	
			연직방향		좌측 편재하중		우측 편재하중			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.592	175.953	76.192	-23.799	371.643	-7.098	0.802	-5.556	1002.188	624.988
G2	462.483	39.437	275.662	-14.328	409.375	-3.728	0.510	-6.781	911.295	498.192
G3	466.084	27.014	347.051	-11.397	232.102	-9.335	1.798	-7.513	840.149	485.585
G4	466.921	40.055	339.091	-15.452	69.119	-9.509	6.873	-7.027	846.067	499.949
G5	466.949	62.087	228.004	-18.848	26.040	-10.979	25.919	-11.085	757.040	518.057
G6	466.284	39.530	240.644	-14.982	6.916	-6.870	69.072	-9.507	746.458	498.945
G7	465.166	26.228	347.569	-13.945	1.797	-7.414	232.485	-9.274	838.964	483.981
G8	460.762	32.868	351.181	-10.245	0.509	-6.749	410.146	-3.745	903.775	489.884
G9	441.211	107.541	289.218	-27.721	0.785	-5.537	371.158	-7.094	919.910	543.215

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중	활하중							합 계	
			연직방향		좌측 편재하중		우측 편재하중			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	454.960	176.101	76.321	-23.844	372.170	-7.110	0.805	-5.567	1003.231	625.494
G2	462.412	39.281	275.774	-14.339	409.205	-3.727	0.510	-6.789	910.898	497.965
G3	466.066	27.013	347.062	-11.405	231.965	-9.323	1.798	-7.523	840.141	485.556
G4	466.950	40.088	339.049	-15.454	69.028	-9.503	6.878	-7.033	846.087	500.005
G5	466.942	62.099	227.972	-18.855	26.007	-10.966	25.952	-11.094	757.014	518.075
G6	466.289	39.502	240.657	-14.997	6.913	-6.861	69.126	-9.518	746.448	498.930
G7	465.205	26.232	347.602	-13.945	1.796	-7.404	232.564	-9.283	839.039	484.034
G8	460.838	32.944	351.246	-10.244	0.508	-6.740	410.399	-3.746	904.181	490.037
G9	440.841	107.453	289.244	-27.652	0.782	-5.525	371.198	-7.080	919.492	542.768

6.3 최대 반력 비교

1) 합성전 고정하중

(단위 : kN)

구분	A1			A2		
	강관응해석	격자해석	적용반력	강관응해석	격자해석	적용반력
G1	444.310	454.592	454.592	444.310	454.960	454.960
G2	438.110	462.483	462.483	438.110	462.412	462.412
G3	452.762	466.084	466.084	452.762	466.066	466.066
G4	448.890	466.921	466.921	448.890	466.950	466.950
G5	449.943	466.949	466.949	449.943	466.942	466.942
G6	449.543	466.284	466.284	449.543	466.289	466.289
G7	450.112	465.166	465.166	450.112	465.205	465.205
G8	448.206	460.762	460.762	448.206	460.838	460.838
G9	422.237	441.211	441.211	422.237	440.841	440.841

2) 합성후 고정하중

(단위 : kN)

구분	A1			A2		
	강관응해석	격자해석	적용반력	강관응해석	격자해석	적용반력
G1	256.256	175.953	256.256	256.256	176.101	256.256
G2	-78.520	39.437	39.437	-78.520	39.281	39.281
G3	45.761	27.014	45.761	45.761	27.013	45.761
G4	12.628	40.055	40.055	12.628	40.088	40.088
G5	144.755	62.087	144.755	144.755	62.099	144.755
G6	15.593	39.530	39.530	15.593	39.502	39.502
G7	33.737	26.228	33.737	33.737	26.232	33.737
G8	-32.723	32.868	32.868	-32.723	32.944	32.944
G9	153.274	107.541	153.274	153.274	107.453	153.274

3) 활 하 중 (Max)

(단위 : kN)

구분	A1			A2		
	강관응해석	격자해석	적용반력	강관응해석	격자해석	적용반력
G1	312.370	371.643	371.643	312.370	372.170	372.170
G2	488.697	418.234	488.697	488.697	418.132	488.697
G3	405.491	396.383	405.491	405.491	396.305	405.491
G4	362.409	339.091	362.409	362.409	339.049	362.409
G5	123.624	228.004	228.004	123.624	227.997	227.997
G6	362.409	339.127	362.409	362.409	339.180	362.409
G7	405.491	396.782	405.491	405.491	396.847	405.491
G8	488.697	418.948	488.697	488.697	419.055	488.697
G9	312.370	371.158	371.158	312.370	371.198	371.198

4) 풍 하 중 (Max)

(단위 : kN)

구분	A1			A2		
	관 응 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 응 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	16.110	16.110	16.110	16.110	16.119	16.119
G2	1.055	1.055	1.055	1.055	1.057	1.057
G3	-1.719	-1.719	-1.719	-1.719	-1.709	-1.709
G4	4.457	4.457	4.457	4.457	4.460	4.460
G5	0.260	0.260	0.260	0.260	0.275	0.275
G6	10.915	10.915	10.915	10.915	10.919	10.919
G7	3.315	3.315	3.315	3.315	3.307	3.315
G8	1.087	1.087	1.087	1.087	1.084	1.087
G9	0.269	0.269	0.269	0.269	0.269	0.269

5) 지 점 침 하 (Max)

(단위 : kN)

구분	A1			A2		
	관 응 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 응 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G4	0.002	0.002	0.002	0.002	0.000	0.002
G5	0.002	0.002	0.002	0.002	0.000	0.002
G6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001
G7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.002
G8	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
G9	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중	풍하중	지점침하	합계
	철근콘크리트	합성부분				
G1	454.592	256.256	371.643	16.110	0.000	1090.546
G2	462.483	39.437	488.697	1.055	0.000	991.145
G3	466.084	45.761	405.491	-1.719	0.000	916.478
G4	466.921	40.055	362.409	4.457	0.002	871.616
G5	466.949	144.755	228.004	0.260	0.002	839.840
G6	466.284	39.530	362.409	10.915	0.000	873.682
G7	465.166	33.737	405.491	3.315	0.000	906.053
G8	460.762	32.868	488.697	1.087	0.002	982.871
G9	441.211	153.274	371.158	0.269	0.001	965.779

[A2] (단위 : kN)

구분	교량받침 반력		활하중	충격하중	지점침하	합계
	활하중재하	활하중후				
G1	454.960	256.256	372.170	16.119	0.000	1091.445
G2	462.412	39.281	488.697	1.057	0.000	990.918
G3	466.066	45.761	405.491	-1.709	0.000	916.464
G4	466.950	40.088	362.409	4.460	0.002	871.680
G5	466.942	144.755	227.997	0.275	0.002	839.834
G6	466.289	39.502	362.409	10.919	0.001	873.660
G7	465.205	33.737	405.491	3.315	0.002	906.094
G8	460.838	32.944	488.697	1.087	0.002	983.025
G9	440.841	153.274	371.198	0.269	0.001	965.449

6.4 하부 설계시 반력 비교

1) 고정하중

(단위 : kN)

구분	A1			A2		
	교량받침 해석	격자해석	적용반력	교량받침 해석	격자해석	적용반력
G1	700.566	630.545	630.545	700.566	631.061	631.061
G2	359.590	501.920	501.920	359.590	501.692	501.692
G3	498.524	493.098	493.098	498.524	493.079	493.079
G4	461.518	506.977	506.977	461.518	507.038	507.038
G5	594.698	529.036	529.036	594.698	529.041	529.041
G6	465.136	505.814	505.814	465.136	505.791	505.791
G7	483.849	491.395	491.395	483.849	491.437	491.437
G8	415.484	493.629	493.629	415.484	493.782	493.782
G9	575.512	548.752	548.752	575.512	548.294	548.294

2) 만재하시

(단위 : kN)

구분	A1			A2		
	교량받침 해석	격자해석	적용반력	교량받침 해석	격자해석	적용반력
G1	226.149	76.192	76.192	226.149	76.321	76.321
G2	342.039	275.662	275.662	342.039	275.774	275.774
G3	343.110	347.051	347.051	343.110	347.062	347.062
G4	149.646	339.091	339.091	149.646	339.049	339.049
G5	106.882	228.004	228.004	106.882	227.972	227.972
G6	345.037	240.644	240.644	345.037	240.657	240.657
G7	328.297	347.569	347.569	328.297	347.602	347.602
G8	274.475	351.181	351.181	274.475	351.246	351.246
G9	4.568	289.218	289.218	4.568	289.244	289.244

3) 좌측 편재하시

(단위 : kN)

구분	A1			A2		
	고정하중해석	건조자중해석	적용하중반력	고정하중해석	건조자중해석	적용하중반력
G1	0.000	371.643	371.643	0.000	372.170	372.170
G2	0.000	409.375	409.375	0.000	409.205	409.205
G3	0.000	232.102	232.102	0.000	231.965	231.965
G4	0.000	69.119	69.119	0.000	69.028	69.028
G5	0.000	26.040	26.040	0.000	26.007	26.007
G6	0.000	6.916	6.916	0.000	6.913	6.913
G7	0.000	1.797	1.797	0.000	1.796	1.796
G8	0.000	0.509	0.509	0.000	0.508	0.508
G9	0.000	0.785	0.785	0.000	0.782	0.782

4) 우측 편재하시

(단위 : kN)

구분	A1			A2		
	고정하중해석	건조자중해석	적용하중반력	고정하중해석	건조자중해석	적용하중반력
G1	0.000	0.802	0.802	0.000	0.805	0.805
G2	0.000	0.510	0.510	0.000	0.510	0.510
G3	0.000	1.798	1.798	0.000	1.798	1.798
G4	0.000	6.873	6.873	0.000	6.878	6.878
G5	0.000	25.919	25.919	0.000	25.952	25.952
G6	0.000	69.072	69.072	0.000	69.126	69.126
G7	0.000	232.485	232.485	0.000	232.564	232.564
G8	0.000	410.146	410.146	0.000	410.399	410.399
G9	0.000	371.158	371.158	0.000	371.198	371.198

● 신축이음의 설계 (정밀식) (도.편 506.3.4.11, 도.설 2.44.2.2)

신축량 계산 및 설치유간

▶ A1

① 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \cdot \alpha \cdot L = \pm 20 \times 0.000010 \times 0.000 = 0.00000\ m = 0.0\ mm$

여기서, ΔT : 온도변화 (40 ℃ : 보 통 지 방)

α : 선팽창계수 (0.000010 : P.S.C교)

L : 신축 GIRDER의 길이 (0.000 m)

(일반받침은 고정단으로 부터, 연직받침은 교량중심에서부터 거리)

② 건조수축에 의한 이동량

$\Delta Ls = \Delta Ts \cdot \alpha \cdot L \cdot \beta = 20 \times 0.000010 \times 0.000 \times 0.5 = 0.00000\ m = 0.0\ mm$

여기서, ΔTs : 건조수축에 해당하는 온도변화 (20 ℃)

β : 건조수축, 크리프 저감계수 (2개월 -> 0.5)

③ 크리프에 의한 이동량

$\Delta Lc = Pi / (Ec \cdot Ac) \cdot \phi \cdot L \cdot \beta = fci / Ec \cdot \phi \cdot L \cdot \beta$

$= 60 / 300000 \times 2.0 \times 0.000 \times 0.5 = 0.00000\ m = 0.0\ mm$

④ 보의 처짐에 의한 이동량

ΔLr = 0.0 mm (신축장 100m 이하 미고려)

⑤ 설치유간 및 신축이음장치 규격결정

수축량 $= \Delta Lt + \Delta Ls + \Delta Lc + \Delta Lr$

$= 0.0 + 0.0 + 0.0 + 0.0 = 0.0\ mm$

신장량 $= \Delta Lt$

$= 0.0\ mm$

설치유간 = 수축량 + 신장량 + 설치여유량 + 부가여유량

$= 0.0 + 0.0 + 0.0 + 10.0 = 10.0\ mm$

여기서, 신축장 100m 미만 : 설치여유량 (기본 신축량의 20%), 부가여유량 (10mm)

신축장 100m 이상 : 설치여유량 (10mm), 부가여유량 (20mm)

=> 신축이음장치 NMC-30, 최대허용신축량 30 mm O.K

⑥ 지진시 변위 검토 (☞ 도.편 511.1.4.1.(7))

우리나라는 지진 발생빈도가 낮고, 신축이음이 파손되는 경우도 대형사고가 발생할 우려 적음.

또한, 지진시 이동량의 예측은 매우 어렵기 때문에 이동량의 계산에 이를 고려하지 않는다.

▶ A2

① 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \cdot \alpha \cdot L = \pm 20 \times 0.000010 \times 25.025 = 0.00501\ m = 5.0\ mm$

여기서, ΔT : 온도변화 (40 ℃ : 보 통 지 방)

α : 선팽창계수 (0.000010 : P.S.C교)

L : 신축 GIRDER의 길이 (25.025 m)

(일반받침은 고정단으로 부터, 연직받침은 교량중심에서부터 거리)

② 건조수축에 의한 이동량

$\Delta Ls = \Delta Ts \cdot \alpha \cdot L \cdot \beta = 20 \times 0.000010 \times 25.025 \times 0.5 = 0.00250\ m = 2.5\ mm$

여기서, ΔTs : 건조수축에 해당하는 온도변화 (20 ℃)

β : 건조수축, 크리프 저감계수 (2개월 -> 0.5)

③ 크리프에 의한 이동량

$\Delta Lc = Pi / (Ec \cdot Ac) \cdot \phi \cdot L \cdot \beta = fci / Ec \cdot \phi \cdot L \cdot \beta$

$= 60 / 300000 \times 2.0 \times 25.025 \times 0.5 = 0.00501\ m = 5.0\ mm$

④ 보의 처짐에 의한 이동량

$\Delta Lr = 0.0\ mm$ (신축장 100m 이하 미고려)

⑤ 설치유간 및 신축이음장치 규격결정

수축량 $= \Delta Lt + \Delta Ls + \Delta Lc + \Delta Lr$

$= 5.0 + 2.5 + 5.0 + 0.0 = 12.5\ mm$

신장량 $= \Delta Lt$

$= 5.0\ mm$

설치유간 = 수축량 + 신장량 + 설치여유량 + 부가여유량

$= 12.5 + 5.0 + 4.0 + 10.0 = 31.5\ mm$

여기서, 신축장 100m 미만 : 설치여유량 (기본 신축량의 20%), 부가여유량 (10mm)

신축장 100m 이상 : 설치여유량 (10mm), 부가여유량 (20mm)

=> 신축이음장치 NMC-50, 최대허용신축량 50 mm O.K

⑥ 지진시 변위 검토 (☞ 도.편 511.1.4.1.(7))

우리나라는 지진 발생빈도가 낮고, 신축이음이 파손되는 경우도 대형사고가 발생할 우려 적음.

또한, 지진시 이동량의 예측은 매우 어렵기 때문에 이동량의 계산에 이를 고려하지 않는다.

신축이음 간략식

1) A1 의 신축이음 설계

항목 \ 업체		전	후
신축거더길이	L	-	0.000 m
교량형식	Type 1	-	P.S.C교
온도변화	ΔT	-	40.0 °C
선팽창계수	α	-	0.000010
신축량	온도(ΔL1+ΔL2)	ΔLt	-	-
	건조수축(0.1L)	ΔLs	-	-
	크리프(0.2L)	ΔLc	-	-
기본신축량 (ΔLt+ΔLs+ΔLc)		ΔLb	-	-
신축여유량 (소계×20%+10)		ΔLe	10.0 mm	
합계 (기본신축량+여유량)		ΔL	10.0 mm	
적용	콘크리트 설치 두께		50 mm	
	신축 장치 형식		NMC-30	
	설치 시 온도 신축량		30 mm	
	신축 공간 검토		O.K	

2) A2 의 신축이음 설계

항목 \ 업체		전	후
신축거더길이	L	25.025 m	-
교량 형식	Type 1	P.S.C교	-
온도 변화	ΔT	40.0 °C	-
선팽창계수	α	0.000010	-
신축량	온도 (ΔL1+ΔL2)	ΔLt	10.0 mm	-
	건조수축 (0.1L)	ΔLs	2.5 mm	-
	크리프 (0.2L)	ΔLc	5.0 mm	-
기본신축량 (ΔLt+ΔLs+ΔLc)		ΔLb	17.5 mm	-
신축여유량 (소계×20%+10)		ΔLe	13.5 mm	
합 계 (기본신축량+여유량)		ΔL	31.0 mm	
적용	콘크리트 설치 두께		50 mm	
	신축 장치 형식		NMC-50	
	설치 시 온도 신축량		50 mm	
	신축 공간 검토		O.K	

관용적 해석

목 차

1. 설계조건
   1.1. 상부형식
   1.2. 하중조건
   1.3. 사용재료 및 설계강도
   1.4. 참고문헌
2. Beam 검토
   2.1. 단면의 제원
   2.2. 고정하중
   2.3. 고정하중에 의한 모멘트 및 전단력
   2.4. 활하중에 의한 모멘트 및 전단력
   2.5. 단면력 집계표
   2.6. 고정하중 및 활하중에 의한 응력계산
   2.7. 프리스트레스에 의한 응력 계산
   2.8. 2차 응력 계산
   2.9. 휨 극한 안정성 검토
   2.10. 전단설계 및 전단연결재 산정
   2.11. 처짐 계산
3. 정착부 검토

1. 설계조건

1.1 상부형식

교 량 형 식	PSC BEAM교
교 량 연 장	25.111 m
교 량 폭 원	24.470 m
사 각	90.000

1.2 하중조건

1) 고정하중

철근 콘크리트 단위중량	W_{sc} = 25.00 kN/m^3
무근 콘크리트 단위중량	W_c = 23.50 kN/m^3
포장 단위중량	W_a = 23.50 kN/m^3

2) 활하중

1 등 교	DB - 24, DL - 24
충 격 계 수	$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.30$

1.3 사용재료 및 설계강도

1) PSC BEAM (POST - TENSION) (☞ 도.설 4.6.3.3)

콘크리트 설계기준강도(f_{ck})	40.00 MPa (☞ 도.설 4.6.1.3)
철근 항복강도(f_y)	300.00 MPa (☞ 도.설 4.6.1.4)
프리스트레스 도입시 압축강도(f_{ci})	32.00 MPa
프리스트레싱 도입시 콘크리트 탄성계수(E_c)	29070.00 MPa
허용응력	① 프리스트레스 도입 직후의 응력 (크리프,건조수축 손실전) - 허용휨 압축응력 : 0.60 (fci) = 19.200 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.25√(fci) = 1.414 MPa
	② 설계 하중 작용시 (손실후) - 허용휨 압축응력 : 0.40 (fck) = 18.000 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.5 √(fck) = 3.162 MPa
균 열 응 력	0.63 √(fck) = 3.984 MPa
CREEP계수(C_u)	3.0 (28일 기준) (☞ 도.설 4.2.3.3)
콘크리트 탄성계수(E_c)	30891.00 MPa (☞ 도.설 4.2.3.1)
철근 탄성계수(E_s)	200000.00 MPa (☞ 도.설 4.2.3.2)

2) P.S 강선(12.7mm 7연선) (☞ 도.설 4.6.3.3)

극한강도 (f_{pu})				1900.0	MPa
항복응력 (f_{py})				1600.0	MPa
JACK에 의한 최대긴장응력	$0.90 \cdot f_{py}$ =	0.90 × 1600	=	1440.0	MPa
PRESTRESS 도입직후	$0.83 \cdot f_{py}$ =	0.83 × 1600	=	1328.0	MPa
설계하중작용시(손실후 사용하중)	$0.80 \cdot f_{py}$ =	0.80 × 1600	=	1280.0	MPa
탄성계수 (E_{PS})		200000.0 MPa		(☞ 도.설 4.2.3.2)	
파상마찰계수 (k)		0.005 1/m		(☞ 도.설 4.6.3.4)	
곡률마찰계수 (μ)		0.250 1/rad		(☞ 도.설 4.6.3.4)	
견조수축률		0.0002 (28일 기준)		(☞ 도.설 2.1.7)	
릴랙세이션 (γ)		5.0 %		(☞ 도.설 2.3.3)	
전환장치의 활동량 (시점부)		6.0 mm			
정착장치의 활동량 (종점부)		6.0 mm			

3) SLAB 및 가로보 콘크리트 (☞ 도.설 4.5.2.1)

설계기준 강도 (f_{ck})	SLAB			27.00	MPa
	가로보			27.00	MPa
허용휨 압축강도 (f_{ca})	SLAB	$0.4 \cdot f_{ck}$ =	0.40 × 27	= 10.80	MPa
	가로보	$0.4 \cdot f_{ck}$ =	0.40 × 27	= 10.80	MPa
바닥판 콘크리트 허용휨 인장강도 (f_{ta})		$0.13\sqrt{(f_{ck})}$ =	0.13 × √(27)	= 0.68	MPa
탄성계수	SLAB (E_{SC})			27804.00	MPa
	가로보 (E_{CC})			27804.00	MPa

4) SLAB 및 가로보 철근

항복강도 (f_y)	SLAB	400.00 MPa
	가로보	300.00 MPa
탄성계수	SLAB (E_S)	200000.00 MPa
	가로보 (E_S)	200000.00 MPa

1.4 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (☞ 도.설.기)

2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (☞ 도.설.해)

3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (☞ 콘.설)

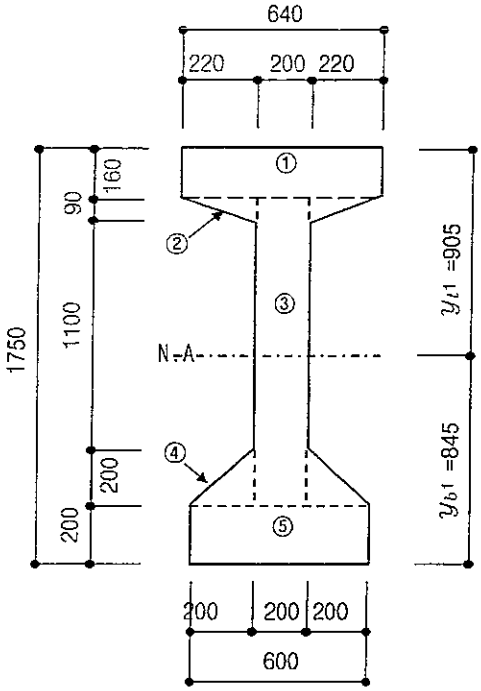
4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (☞ 도.요)

5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (☞ 도.편)

2. BEAM 검토

2.1 단면의 제원

1) 총 단 면



(단위:㎜)

단면	b	h	A	y	Ay	y^2	I_o
①	640	160	102400	80	8192000	825	69694894114	218453333
②	220	90	19800	190	3762000	715	10122069678	8910000
③	200	1390	278000	855	237690000	50	694818053	44760316667
④	200	200	40000	1483	59333333	578	13379080608	88888889
⑤	600	200	120000	1650	198000000	745	66604170301	400000000
Σ			560200		506977333		160495032754	45476568889

$$y_{t1} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{506977333.33}{560200.00} = 904.993 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 904.99 - 1750.00 = -845.007 \text{ mm}$$

$$I_{x1} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

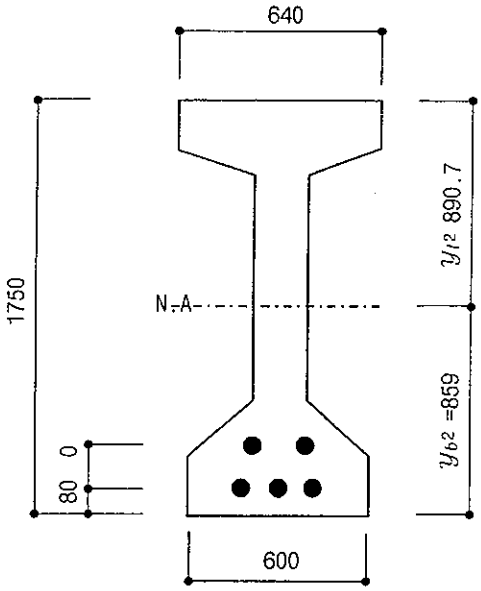
$$= 45476568889.00 + 160495032753.78 = 205971601642.778 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{x1}}{y_{t1}} = \frac{205971601642.78}{904.99} = 227594576.037 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{x1}}{y_{b1}} = \frac{205971601642.78}{845.01} = 243751486.652 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{x1}}{A} = \frac{205971601642.78}{560200.00} = 367675.119 \text{ mm}^2$$

2) 순단면



강선번호	X좌표	Y좌표
1	0.00	80.00
2	-150.00	80.00
3	150.00	80.00

※ SHEATH φ 66 (A = 3421 mm^2)

(단위:mm)

구 분	수 량	A	y	A y	y^2	A y^2	I_o
총 단 면		560200	905	506977333	-14	114194835	205971601643
1번 SHEATH	1	-3421	1670	-5713395	-779	-2077635245	
2번 SHEATH	1	-3421	1670	-5713395	-779	-2077635245	
3번 SHEATH	1	-3421	1670	-5713395	-779	-2077635245	
4번 SHEATH	0	0	0	0	0	0	
5번 SHEATH	0	0	0	0	0	0	
계	3	549936		489837149		-6118710900	205971601643

$$y_{t2} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{489837149.39}{549936.42} = 890.716 \ mm$$

$$y_{b2} = 890.72 - 1750.00 = -859.284 \ mm$$

$$I_{x2} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 205971601642.78 + -6118710899.68 = 199852890743.097 \ mm^4$$

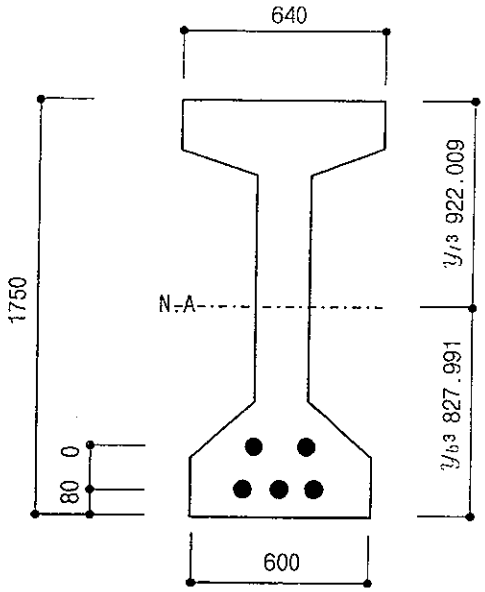
$$Z_{t2} = \frac{I_{x2}}{y_{t2}} = \frac{199852890743.10}{890.72} = 224373310.108 \ mm^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{x2}}{y_{b2}} = \frac{199852890743.10}{859.28} = 232580711.337 \ mm^3$$

$$e_{p2} = 859.28 - 80.00 = 779.284 \ mm$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{x2}}{e_{p2}} = \frac{199852890743.10}{779.28} = 256457059.640 \ mm^3$$

3) P.S 강연선 환산단면



※ 강연선 ϕ 12.7 × 12 ea = 98.71 × 12.00 = 1184.52 ㎟

n_p = E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

강연선 환산단면적 = 1184.52 × 6.47 = 7669.03 ㎟

(단위:㎜)

구 분	수량	A	y	Ay	Ay²	Io
순단면		549936	891	489837149	31	538522399	199852890743
강연선	3	23007	1670	38421839	-748	12872253664	
계		572944		528258988		13410776063	199852890743

$$y_{t3} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{528258988.39}{572943.51} = 922.009 \text{ ㎜}$$

$$y_{b3} = 922.01 - 1750.00 = -827.991 \text{ ㎜}$$

$$I_{x3} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 199852890743.10 + 13410776063.06 = 213263666806.156 \text{ ㎜}^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{x3}}{y_{t3}} = \frac{213263666806.16}{922.01} = 231303273.015 \text{ ㎜}^3$$

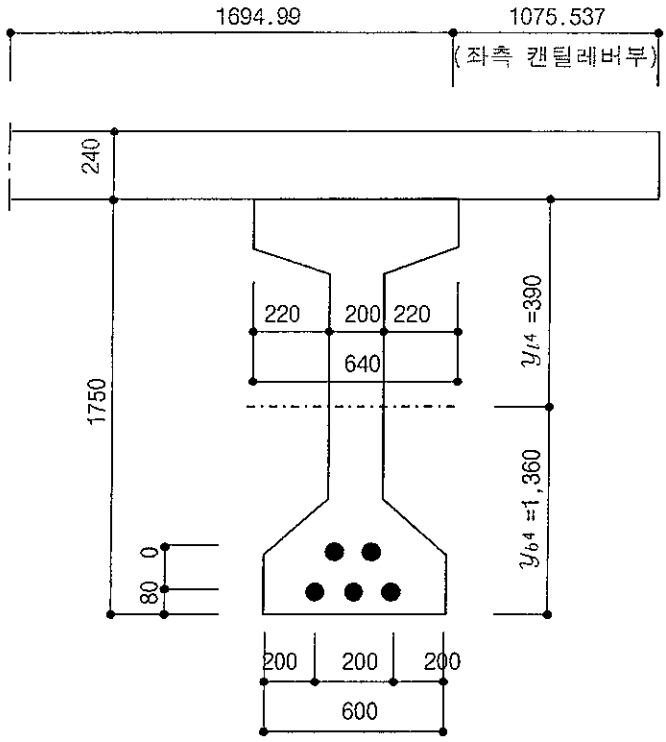
$$Z_{b3} = \frac{I_{x3}}{y_{b3}} = \frac{213263666806.16}{827.99} = 257567570.730 \text{ ㎜}^3$$

$$e_{p3} = 827.99 - 80.00 = 747.991 \text{ ㎜}$$

$$Z_{p3} = \frac{I_{x3}}{e_{p3}} = \frac{213263666806.16}{747.99} = 285115230.756 \text{ ㎜}^3$$

4) 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 배치 간격 : 2.75 m
- 캔틸레버 길이 : 1.40 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 1396 + 100 = 1495.54 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$6t + b_1$	=	6 ×	240 +	1496	=	2935.54 mm	} 중 작은값 사용
②	$l/12 + b_1$	=	24100 /	12 +	1496	=	3503.87 mm	
③	$l/2 + b_1$	=	2550 /	2 +	1496	=	2770.53 mm	

환산 유효폭 B = 2771 × 0.90 = 2493.66 mm

A_{slab} = 2494 × 240 = 598479.03 mm^2

(단위:mm)

구분	A	y	Ay	I_o	Ay^2	I_o+Ay^2
PSC보 환산단면	572944	1162	665765430	-532	162377313924	213263666806
슬래브	598479	120	71817484	510	155449100529	2872699365
계	1171423		737582914		317826414452	216136366171

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{737582914.01}{1171422.54} = 629.647 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

$$y_{t4} = 629.65 - 240.00 = 389.647 \text{ mm}$$: 거더상단에서 도심까지

$$y_{b4} = 629.65 - 1990.00 = -1360.353 \text{ mm}$$: 도심에서 거더하단까지

$$I_{x4} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 216136366171.16 + 317826414452.42 = 533962780623.575 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{x4}}{y_{st}} = \frac{533962780623.58}{629.65} = 848034878.759 \text{ mm}^3$$

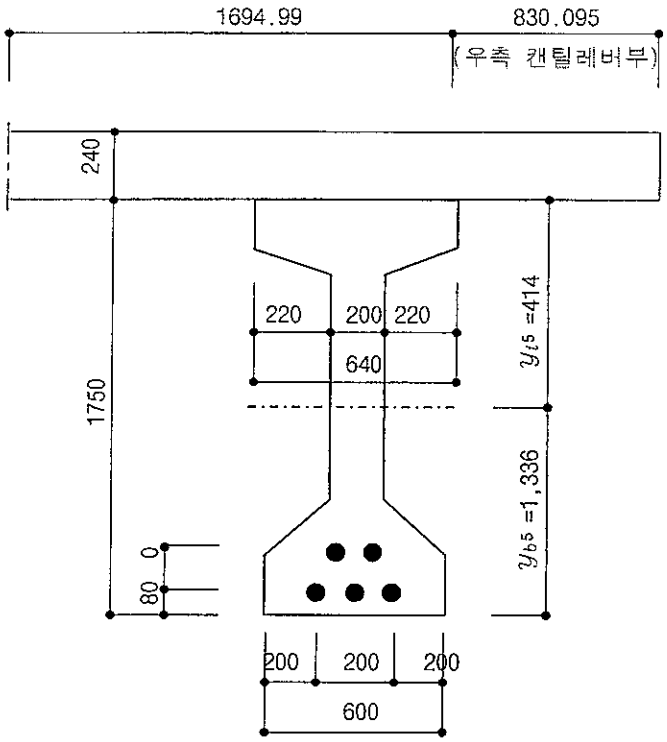
$$Z_{t4} = \frac{I_{x4}}{y_{t4}} = \frac{533962780623.58}{389.65} = 1370375023.321 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{x4}}{y_{b4}} = \frac{533962780623.58}{1360.35} = 392517865.742 \text{ mm}^3$$

$$e_{p4} = 1360.35 - 80.00 = 1280.353 \text{ mm}$$

$$Z_{p4} = \frac{I_{x4}}{e_{p4}} = \frac{533962780623.58}{1280.35} = 417043472.339 \text{ mm}^3$$

(2) 외측 BEAM (G9 : 비대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 배치 간격 : 2.75 m
- 캔틸레버 길이 : 1.15 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭)

복부+돌출길이 b_1 = 1150 + 100 = 1250.10 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6t + b_1$ = 6 × 240 + 1250 = 2690.10 mm
② $l/12 + b_1$ = 24100 / 12 + 1250 = 3258.43 mm
③ $l/2 + b_1$ = 2550 / 2 + 1250 = 2525.09 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2525 × 0.90 = 2272.75 mm

A_{slab} = 2273 × 240 = 545459.56 mm^2

(단위:mm)

구 분	A_i	y_i	$A_i y_i$	y	$A_i y_i^2$	I_o
PS강선등환산단면	572944	1162	665765430	-508	147973191116	213263666806
슬래브	545460	120	65455147	534	155429083105	2618205878
계	1118403		731220577		303402274221	215881872684

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{731220576.83}{1118403.06} = 653.808 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

$$y_{ts} = 653.81 - 240.00 = 413.808 \text{ mm}$$: 거더상단에서 도심까지

$$y_{bs} = 653.81 - 1990.00 = -1336.192 \text{ mm}$$: 도심에서 거더하단까지

$$I_{xs} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 215881872684.16 + 303402274220.98 = 519284146905.131 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{xs}}{y_{st}} = \frac{519284146905.13}{653.81} = 794245949.084 \text{ mm}^3$$

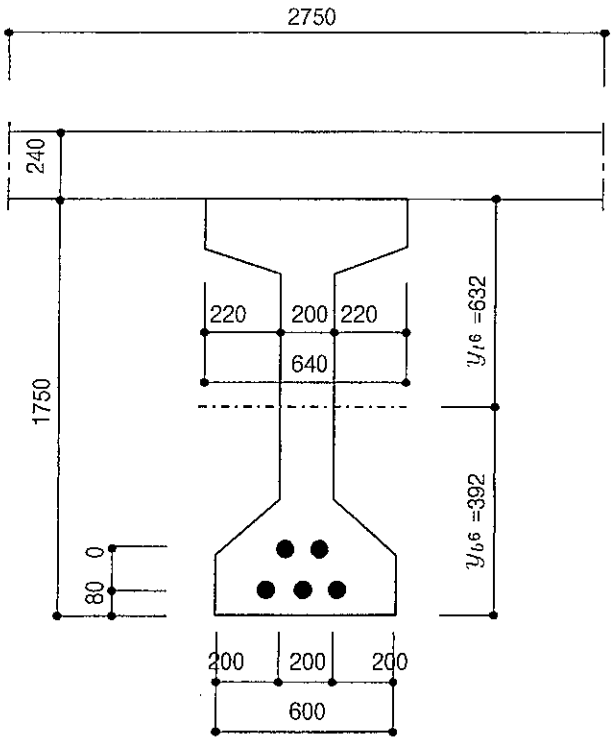
$$Z_{ts} = \frac{I_{xs}}{y_{ts}} = \frac{519284146905.13}{413.81} = 1254892308.624 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bs} = \frac{I_{xs}}{y_{bs}} = \frac{519284146905.13}{1336.19} = 388629811.321 \text{ mm}^3$$

$$e_{ps} = 1336.19 - 80.00 = 1256.192 \text{ mm}$$

$$Z_{ps} = \frac{I_{xs}}{e_{ps}} = \frac{519284146905.13}{1256.19} = 413379513.919 \text{ mm}^3$$

(3) 내측 BEAM (G2~G8 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (대칭)

복부+돌출길이 b_f = 2750 + 100 = 2850.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 200 = 3080.00 mm
② l_n = 2750 = 2750.00 mm
③ 거더경간/4 = 24100 / 4 = 6025.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2750 × 0.90 = 2475.19 mm

A_{slab} = 2475 × 240 = 594044.87 mm²

(단위:mm)

구 분	A	y_{slab}	y	I_{slab}	I_o
PSC 단순 합성후	572944	1162	665765430	-530	161198152904	213263666806
슬래브	594045	120	71285384	512	155472153683	2851415364
계	1166988		737050814		316670306587	216115082170

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{737050813.98}{1166988.37} = 631.584 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

$$y_{t6} = 631.58 - 240.00 = 391.584 \text{ mm}$$: 거더상단에서 도심까지

$$y_{b6} = 631.58 - 1990.00 = -1358.416 \text{ mm}$$: 도심에서 거더하단까지

$$I_{x6} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 216115082169.85 + 316670306586.60 = 532785388756.458 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{x6}}{y_{st}} = \frac{532785388756.46}{631.58} = 843570541.612 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{x6}}{y_{t6}} = \frac{532785388756.46}{391.58} = 1360591396.304 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{x6}}{y_{b6}} = \frac{532785388756.46}{1358.42} = 392210680.720 \text{ mm}^3$$

$$e_{p6} = 1358.42 - 80.00 = 1278.416 \text{ mm}$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{x6}}{e_{p6}} = \frac{532785388756.46}{1278.42} = 416754214.792 \text{ mm}^3$$

5) 단면제원 정리

(단위:mm)

구분	슈 받침면	PC 상면선 상단 단면적	바닥판 합성 후 단면적		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G2 ~ G8)	내측 BEAM (G2 ~ G8)
A	549936.42	572943.51	1171422.54	1118403.06	1166988.37
y_{st}			629.65	653.81	631.58
y_t	890.72	922.01	389.65	413.81	391.58
y_b	-859.28	-827.99	-1360.35	-1336.19	-1358.42
I_x	199852890743.10	213263666806.16	533962780623.58	519284146905.13	532785388756.46
Z_{st}			848034878.76	794245949.08	843570541.61
Z_t	224373310.11	231303273.02	1370375023.32	1254892308.62	1360591396.30
Z_b	232580711.34	257567570.73	392517865.74	388629811.32	392210680.72
e_p	779.28	747.99	1280.35	1256.19	1278.42
Z_p	256457059.64	285115230.76	417043472.34	413379513.92	416754214.79

A : 단 면 적 (mm^2)

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (mm)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (mm)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (mm)

I_x : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (mm^3)

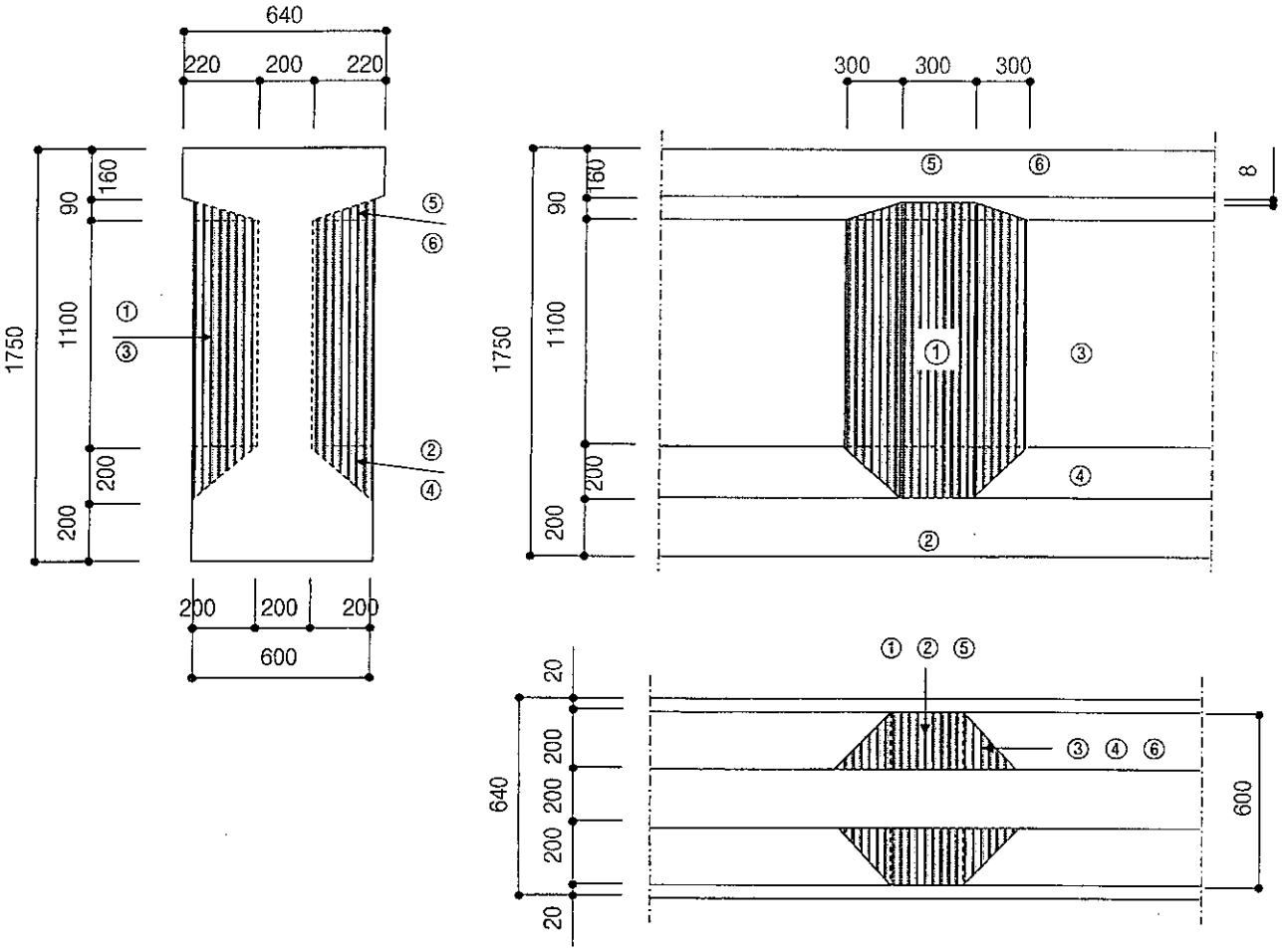
e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (mm)

Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (mm^3)

2.2 고정하중

1) PSC BEAM 중량

(1) 가로보 부근 P.S.C BEAM 콘크리트 BLOCK 중량



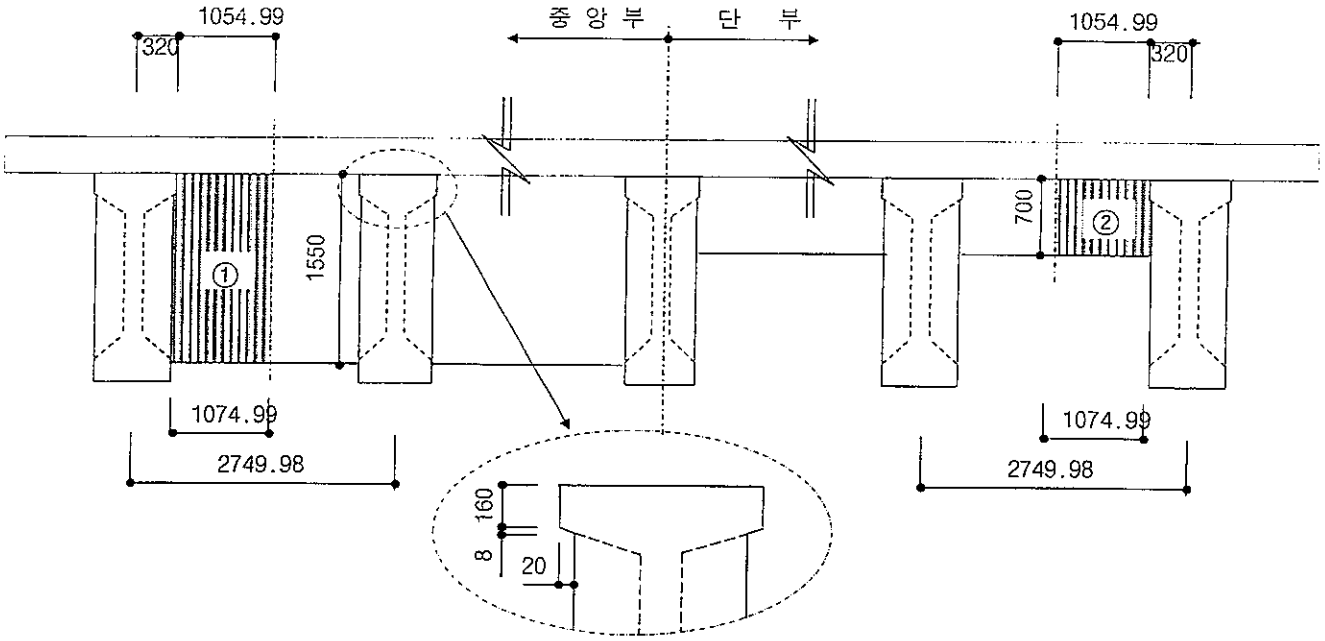
①	0.300	×	1.100	×	0.200	×	2	ea				=	0.132	
②	0.200	×	0.200	/	2	×	0.300	×	2	ea		=	0.012	
③	0.200	×	0.300	/	2	×	1.100	×	4	ea		=	0.132	
④	0.200	×	0.300	/	2	×	0.200	/	3	×	4 ea	=	0.008	
⑤	0.200	×	0.300	×	0.082	/	2	×	2	ea		=	0.005	
⑥	0.200	×	0.300	/	2	×	0.082	/	3	×	4 ea	=	0.003	
											Σ	=	0.292	m^3

* 가로보 본체 연결 헌치부

0.292 × 25.000 = 7.305 kN

2) 횡 BEAM 중량

(1) 외측 BEAM



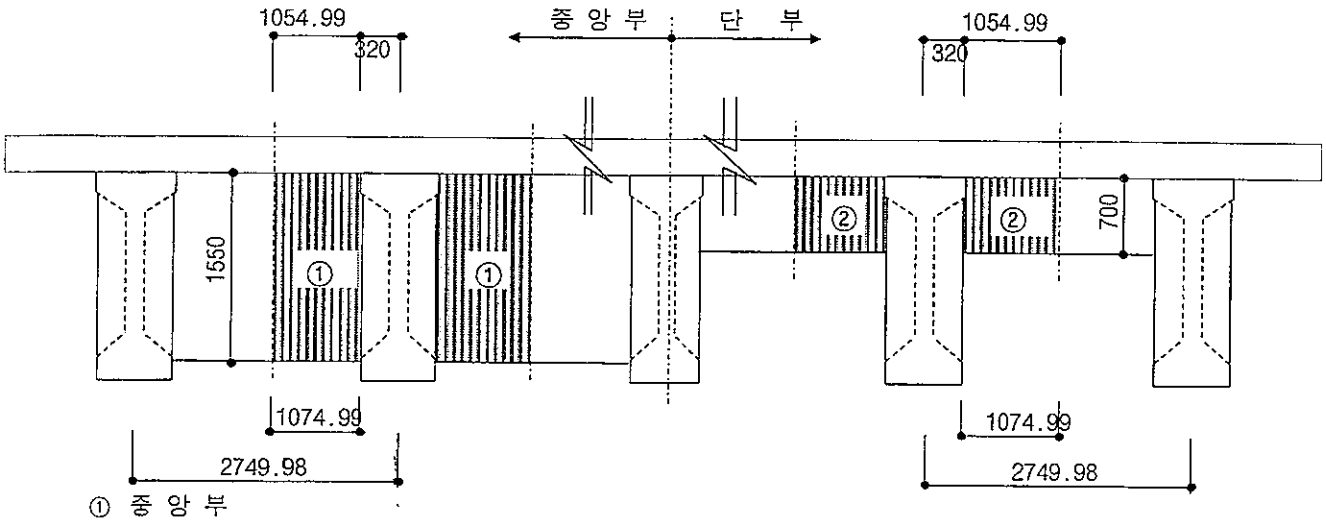
① 중 앙 부

Pc = { 1.550 × 1.075 - (0.020 × 0.160 + 0.020 ×
0.008 / 2) } × 0.300 × 25.000 = 12.472 kN

② 단 부

Pe = { 0.700 × 1.075 - (0.020 × 0.160 + 0.020 ×
0.008 / 2) } × 0.400 × 25.000 = 7.492 kN

(2) 내측 BEAM



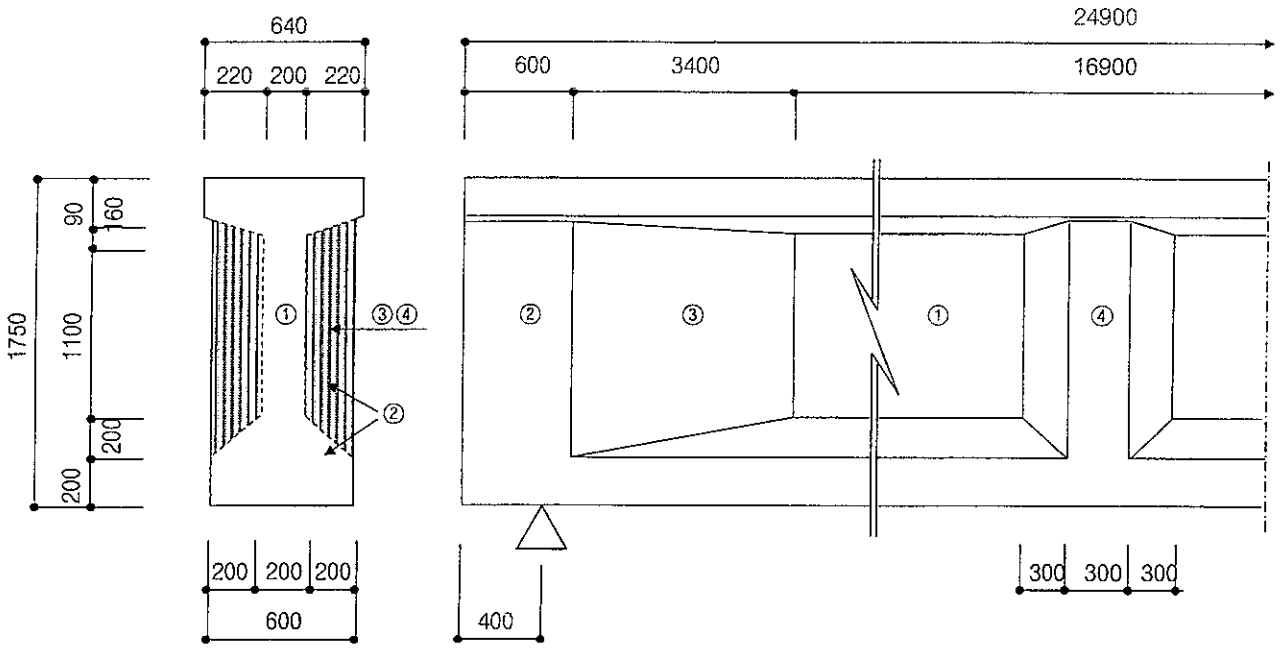
① 중 앙 부

Pc = 12.472 × 2 ea = 24.944 kN

② 단 부

Pe = 7.492 × 2 ea = 14.984 kN

(3) BEAM 중량



※ 일반부 헌치 개소수 : 1 ea

① 표준구간

w = 0.550 × 23.500 = 12.924 kN/m

② 단부구간

w = (1.057 - 0.010) × 23.500 = 24.588 kN/m

③ 단부헌치구간

w = (24.588 + 12.924) / 2 = 18.756 kN/m

④ 가로보 본체 연결 헌치부

w = 7.305 kN/ea

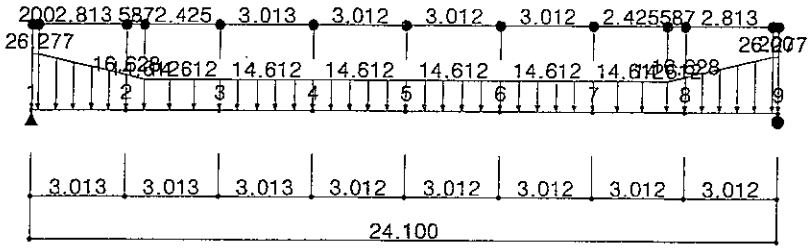
⑤ BEAM 총중량

w = (24.588 × 0.200 + 18.756 × 3.400) × 2 ea
+ 12.924 × 16.900 + 7.305 × 1 ea
+ (17.507 + 59.195) = 439.788 kN

2.3 고정하중에 의한 모멘트및 전단력

1) PSC BEAM 해석

(1) 해석 모델링 및 작용하중



(2) 해석 결과

절점 NO	모멘트 (kN-m)	전단력 (kN)	절점 NO	모멘트 (kN-m)	전단력 (kN)
1	0.000	201.895	6	1054.261	47.673
2	501.697	136.305	7	844.342	91.693
3	844.342	91.693	8	501.697	136.305
4	1054.261	47.673	9	0.000	201.895
5	1131.569	3.653			

2) 슬래브 및 횡 BEAM (합성전)

(1) 외측 BEAM

① 슬래브 중량 (거푸집 중량은 바닥판 중량의 10%로 추정하여 포함)

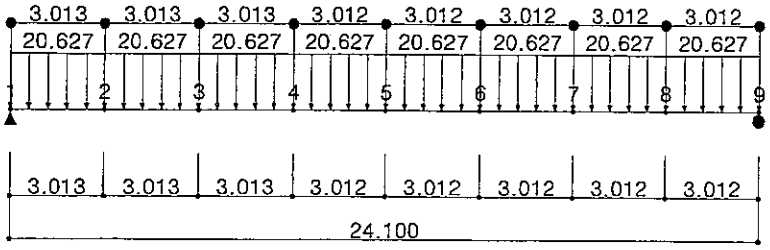
Ws = 20.627 kN/m

② 횡 Beam 중량

Pc = 12.472 kN/m

Pe = 7.492 kN/m

③ 해석 모델링 및 작용하중



④ 해석 결과

절점 NO	모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	절점 NO	모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)
1	0.000	262.286	6	1460.320	68.375
2	673.968	192.654	7	1160.742	130.515
3	1160.742	130.515	8	673.968	192.654
4	1460.320	68.375	9	0.000	262.286
5	1572.704	6.236			

(2) 내측 BEAM

① 슬래브 중량 (거푸집 중량은 바닥판 중량의 10%로 추정하여 포함)

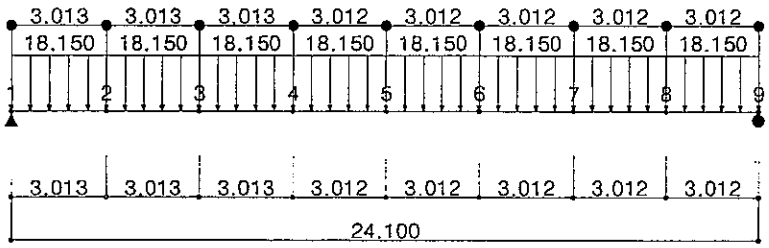
Ws = 18.150 kN/m

② 횡 Beam 중량

Pc = 24.944 kN/m

Pe = 14.984 kN/m

③ 해석 모델링 및 작용하중



④ 해석 결과

절점 NO	모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	절점 NO	모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)
1	0.000	246.164	6	1348.073	67.149
2	614.072	176.503	7	1063.429	121.826
3	1063.429	121.826	8	614.072	176.503
4	1348.073	67.149	9	0.000	246.164
5	1468.002	12.472			

3) 포장 및 방호벽 (합성후)

(1) 외측 BEAM

① 방호벽 중량

W_1 = 19.047 kN/m

② 포장 중량

W_2 = 2.656 kN/m

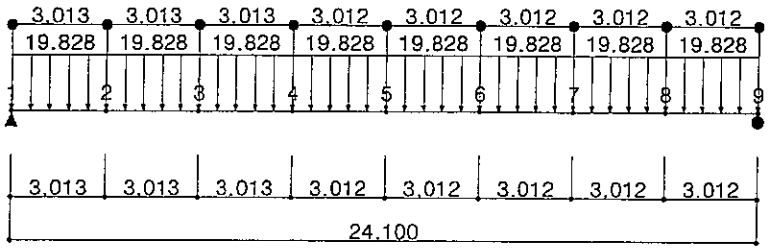
③ 슬래브 거푸집 중량

W_3 = -1.875 kN/m

④ 적용 등분포 하중

W = 19.047 + 2.656 + -1.875 = 19.828 kN/m

⑤ 해석 모델링 및 작용하중



⑥ 해석 결과

절점 NO	모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	절점 NO	모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)
1	0.000	238.927	6	1349.566	59.732
2	629.798	179.196	7	1079.653	119.464
3	1079.653	119.464	8	629.798	179.196
4	1349.566	59.732	9	0.000	238.927
5	1439.538	0.000			

(2) 내측 BEAM

① 포장 중량

W_1 = 3.231 kN/m

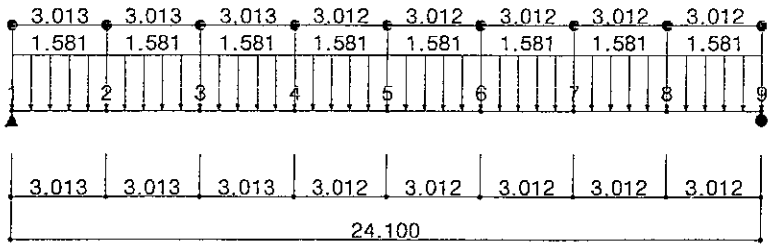
② 슬래브 거푸집 중량

W_3 = -1.650 kN/m

③ 적용 등분포 하중

W = 3.231 + -1.650 = 1.581 kN/m

④ 해석 모델링 및 작용하중



⑤ 해석 결과

절점 NO	모멘트 (KN·m)	전단력 (KN)	절점 NO	모멘트 (KN·m)	전단력 (KN)
1	0.000	19.054	6	107.626	4.764
2	50.225	14.291	7	86.101	9.527
3	86.101	9.527	8	50.225	14.291
4	107.626	4.764	9	0.000	19.054
5	114.801	0.000			

2.4 활하중에 의한 모멘트및 전단력

1) 충격계수 (도.설 2.1.4)

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 24.100} = 0.234 < 0.300$$

$\therefore \quad i = 0.234$

2) 횡분배계수 (도.설 3.7.2)

(1) 외측 BEAM

① 4개 이상의 세로보인 경우 : (L / 1.65) x P — L < 1.80

② 4개 이상의 세로보인 경우 : [L / (1.20 + 0.25L)] x P — 1.80 ≤ L < 4.20

③ 세로보 사이의 바닥판을 단순거더로 가정하여 산출한 세로보 위의 반력 — L > 4.20

(2) 내측 BEAM

① 1차선의 경우 : (L / 2.10) x P — L ≤ 3.00

② 2차선 이상인 경우 : (L / 1.65) x P — L ≤ 4.20

③ 바닥판을 단순거더로 가정하여 산출한 세로보 위의 반력 — L > 4.20

3) 외측 BEAM

(1) 작용 활하중

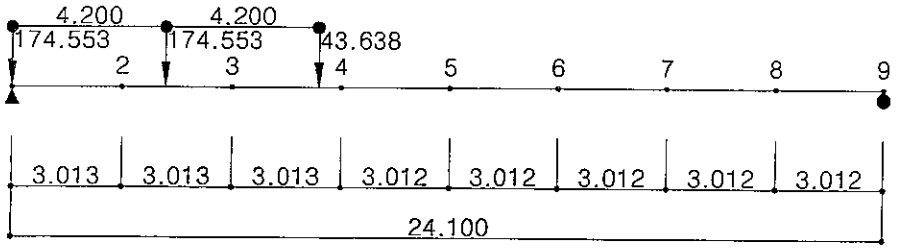
① 전륜하중

Pf = 24.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 24.100))) × 1.473 = 43.638 kN

② 후륜하중

Pr = 96.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 24.100))) × 1.473 = 174.553 kN

(2) 해석 모델링 및 작용하중



(3) 해석 결과

절점 NO	모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	절점 NO	모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)
1	0.000	347.111	6	1828.902	101.648
2	897.780	298.018	7	1499.778	56.856
3	1499.778	248.926	8	897.780	21.819
4	1828.902	199.833	9	0.000	0.000
5	1908.064	150.741			

4) 내측 BEAM

(1) 작용 활하중

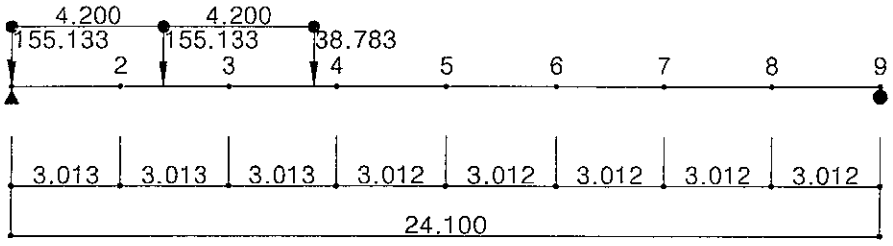
① 전륜하중

Pf = 24.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 24.100))) × 2.750 / 2.10 = 38.783 kN

② 후륜하중

Pr = 96.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 24.100))) × 2.750 / 2.10 = 155.133 kN

(2) 해석 모델링 및 작용하중



(3) 해석 결과

절점 NO	모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	절점 NO	모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)
1	0.000	342.287	6	1910.480	124.133
2	899.702	298.656	7	1536.528	80.503
3	1536.528	255.025	8	899.702	38.783
4	1910.480	211.395	9	0.000	0.000
5	2021.556	167.764			

2.5 단면력 집계표

1) 관용적 해석 결과

구 분	절 점	1	2	3	4	5
	거 리	0.0000	3.0125	6.0250	9.0375	12.0500
휨모멘트(kN·m)	거더자중	201.895	136.305	91.693	47.673	3.653
	합성전 고정하중	262.286	192.654	130.515	68.375	6.236
	합성후 고정하중	238.927	179.196	119.464	59.732	0.000
	활 하 중	347.111	298.018	248.926	199.833	150.741
	계	1050.219	806.173	590.597	375.613	160.629
	거더자중	0.000	501.697	844.342	1054.261	1131.569
	합성전 고정하중	0.000	673.968	1160.742	1460.320	1572.704
	합성후 고정하중	0.000	629.798	1079.653	1349.566	1439.538
	활 하 중	0.000	897.780	1499.778	1828.902	1908.064
	계	0.000	2703.243	4584.515	5693.050	6051.875
전단력(kN)	거더자중	201.895	136.305	91.693	47.673	3.653
	합성전 고정하중	246.164	176.503	121.826	67.149	12.472
	합성후 고정하중	19.054	14.291	9.527	4.764	0.000
	활 하 중	342.287	298.656	255.025	211.395	167.764
	계	809.400	625.754	478.071	330.980	183.889
거더 휨모멘트(kN·m)	거더자중	0.000	501.697	844.342	1054.261	1131.569
	합성전 고정하중	0.000	614.072	1063.429	1348.073	1468.002
	합성후 고정하중	0.000	50.225	86.101	107.626	114.801
	활 하 중	0.000	899.702	1536.528	1910.480	2021.556
	계	0.000	2065.695	3530.400	4420.439	4735.929

2.6 고정하중 및 활하중에 의한 응력 계산

- 바닥판 및 PSC BEAM $f = \frac{M}{Z}$
- PS 강연선 $f = \frac{n \cdot M}{Z}$, $n = \frac{E_{pss}}{E_{pc}}$ = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

1) 외측 BEAM

구 분	모멘트 (kN·m/m)	단면계수 (m³)	콘크리트 단면 휨응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	P S C BEAM 상 연	P S C BEAM 하 연	P S 도심위치	
Beam 자 중	1131.57	0.2244		5.043			
		0.2326			-4.865		
		0.2565				-4.412	
합성전 고정하중	1572.70	0.2313		6.799			
		0.2576			-6.106		
		0.2851				-5.516	-35.713
합성후 고정하중	1439.54	0.8480	1.697				
		1.3704		1.050			
		0.3925			-3.667		
		0.4170				-3.452	-22.348
활하중	1908.06	0.8480	2.250				
		1.3704		1.392			
		0.3925			-4.861		
		0.4170				-4.575	-29.622
계	6051.87		3.947	14.285	-19.500	-17.955	-87.683

2) 내측 BEAM

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m³)	콘크리트 단면 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			데크콘 상연	P.S.C BEAM 상연	P.S.C BEAM 하연	P.S.C 강선 도심위치	
Beam 자중	1131.57	0.2244		5.043			
		0.2326			-4.865		
		0.2565				-4.412	
합성전 고정하중	1468.00	0.2313		6.347			
		0.2576			-5.699		
		0.2851				-5.149	-33.335
합성후 고정하중	114.80	0.8436	0.136				
		1.3606		0.084			
		0.3922			-0.293		
		0.4168				-0.275	-1.783
활하중	2021.56	0.8436	2.396				
		1.3606		1.486			
		0.3922			-5.154		
		0.4168				-4.851	-31.405
계	4735.93		2.533	12.960	-16.012	-14.687	-66.524

2.7 프리스트레스에 의한 응력 계산

1) 단면내에서의 긴장재 위치 결정

(1) 소요 PS 강연선 개수의 약산

① 유효계수 $\eta = P_e / P_t = 0.8$로 가정 $\therefore P_t = P_e / 0.8$

② PS 강연선의 소요 인장력 (P_t)

$$P_t = \frac{\Sigma f_{ci} \cdot A_c}{1 + \frac{y_{c2}}{r^2} e_{p2}} \cdot A_p$$

여기서, Σf_{ci} : 외측 거더역할을 할 콘크리트 응력 (MPa)

f_{pi} : 허용 초기 인장응력 (MPa)

A_c : 거더의 순단면적 (mm²)

y_{c2} : 거더 순단면의 도심에서 하연까지의 거리 (mm)

r^2 : 거더 순단면의 단면2차반경 (mm²)

e_{p2} : 거더 순단면의 도심과 PS강선 도심과의 거리 (mm)

P_e = ((19.50 - 1.41) x 549936.42) / (1 + 859.28 / 363410.90 x 779.28) = 3498.904 kN

Y_c = 199852890743.10 / 549936.42 = 363410.905 mm²

P_t = 3498.90 / 0.80 = 4373.630 kN

③ 강연선 1set의 인장력 (P_t')

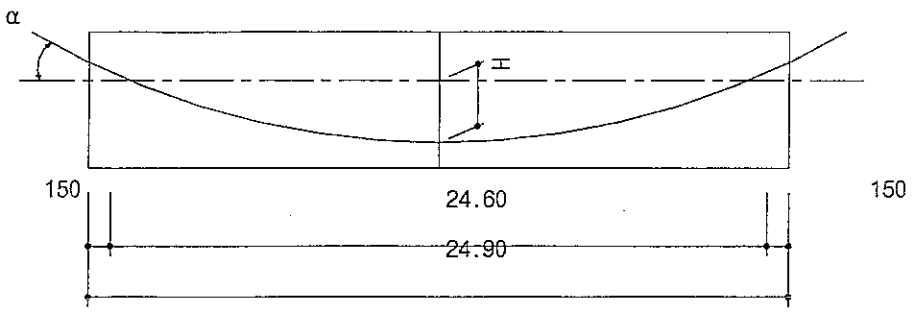
$P_t' = 0.8 \times f_{py} \times A_p$ = 0.8 x 1600.00 x 1184.52 = 1516.186 kN

④ 소요 PS 강연선 set 개수 (n)

$n = P_t / P_t'$ = 4373.63 / 1516.19 = 2.885 ea

$\therefore$ PS 강연선 3set 필요

(2) PS 강연선의 배치



(3) PS 강연선을 포물선 형상으로 배치

(단위 : m)

NO	H_{end}	H_{center}	f	l	a	α (rad)	L
1	1.471	0.080	1.391	24.600	0.0092	0.2224	24.808
2	1.010	0.080	0.930	24.600	0.0061	0.1501	24.693
3	0.505	0.080	0.425	24.600	0.0028	0.0690	24.620
계				73.800		0.4415	74.121
평 균				24.600		0.1472	24.707

(4) 거더 중심으로부터 거리에 따른 거더 하단에서 강연선까지의 높이 산출

y = a · x2 + 0.08 (강연선 ①②③)

(단위 : m)

NO	x=0.0000	3.0000	6.0000	9.0000	12.3000		
1	0.080	0.163	0.411	0.825	1.471		
2	0.080	0.135	0.301	0.578	1.010		
3	0.080	0.105	0.181	0.308	0.505		

(5) 긴장재의 긴장(Jacking)응력 가정

강연선 배열순서	긴장 순서	강연선 길이 (mm)	강연선 가닥수 (Strand)	긴장력 (N)	긴장응력 (MPa)
1	1	98.71	12	1493000.0	1260.4
2	2	98.71	12	1435000.0	1211.5
3	3	98.71	12	1373000.0	1159.1
평 균				1433666.7	1210.3

f_{pti} = (0.90 x f_{py}) x 0.84 = 1440.00 x 0.84 = 1210.34 MPa : 가정치

(6) 프리스트레스의 즉시 손실 및 긴장재의 초기응력 결정

① PS 강연선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

χ = L / 2 = 24.707 / 2 = 12.354 m : 정착단에서 거더 중심까지의 강연선 평균길이

곡률 마찰계수 μ = 0.250 (1/rad)

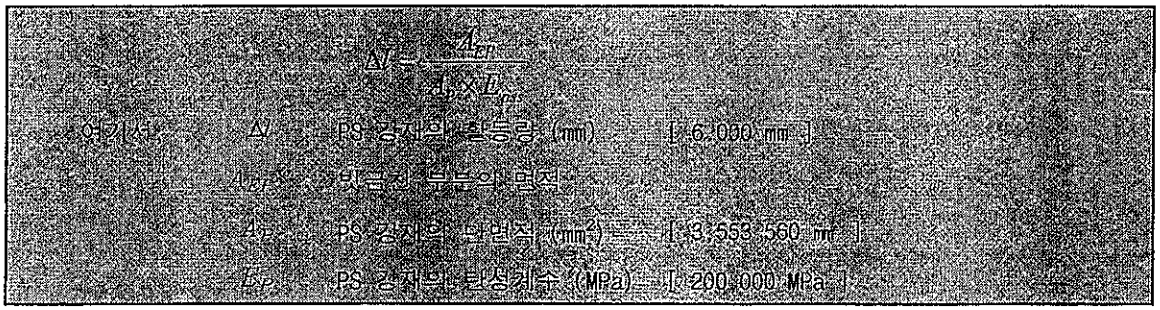
파상 마찰계수 κ = 0.005 (1/m)

$\kappa \times \chi + \mu \times \alpha$ = 0.005 x 12.354 + 0.250 x 0.147 = 0.0986

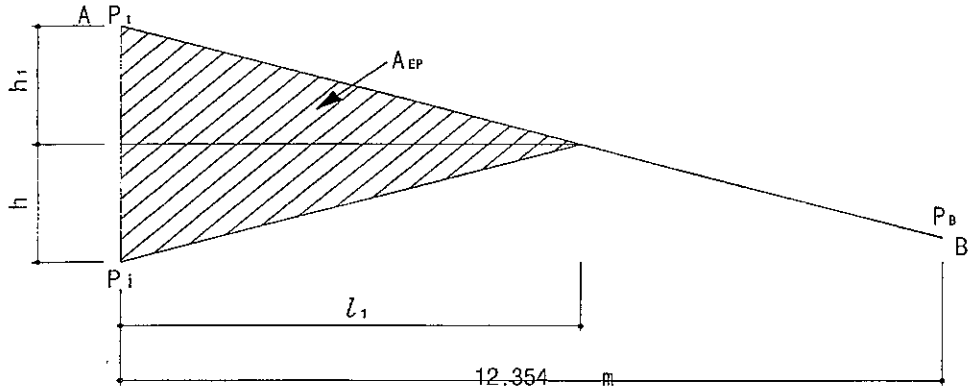
$\therefore \quad \Delta f_{pf} = f_{pt1} (1 - e^{-(\kappa x + \mu \alpha)}) =$ 1210.336 x (1 $- e^{-0.0986}$) = 113.601 MPa

② 정착장치 활동량에 의한 손실량

▪ PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우



$\therefore \quad A_{EP} = \Delta l \times A_P \times E_P =$ 6.0 x 3553.6 x 200000.0 = 4264.272 kN.m



▪ 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

P_t = 1210.34 x 3553.56 / 10^3 = 4301.000 kN

P_B = (1210.34 - 113.60) x 3553.56 / 10^3 = 3897.312 kN

$\Delta P_B = P_t - P_B$ = 4301.00 - 3897.31 = 403.688 kN

$l_1 : h_1$ = 12.35 : 403.69 $\Rightarrow$ $h_1 = l_1$ x 403.69 / 12.35

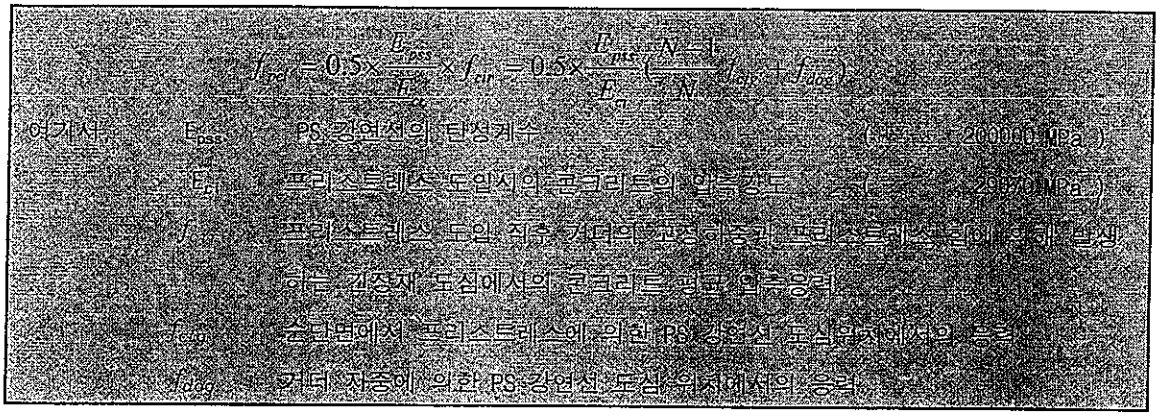
$A_{EP} = l_1$ x h_1 x 2ea / 2

4264.272 = 403.69 / 12.35 x l_1^2

$\therefore \quad l_1$ = $\sqrt{}$ (4264.27 x 12.35 / 403.69) = 11.42 m < 12.35 m

$\therefore$ 정착 장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음

③ 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량



$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} = 1210.34 - 113.60 - 0 = 1096.735$ MPa

$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1096.73 \times 3553.56 = 3897.312$ kN

$$f_{ctg'} = \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \times e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{3897}{549936} + \frac{3897 \times 779}{256457059.64} = 18.929 \text{ MPa(압축)}$$

$f_{dog} = M_d / Z_{p2} = 1131.57 / 256457059.64 = -4.412$ MPa(인장)

(M_d : 거더 자중에 의한 절점 5의 모멘트)

$$f_{cir} = \frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} = \frac{2}{3} \times 18.93 - 4.41 = 8.207 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{200000.00}{29070.00} \times 8.21 = 28.233 \text{ MPa}$$

④ PS 강연선의 초기 긴장응력

$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pel}$

$= 1210.34 - 113.60 - 0 - 28.23 = 1068.502$ MPa

(7) 프리스트레스의 시간적 손실 및 긴장재의 유효응력 결정

① 콘크리트 크리프에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times f_{cir1} - 7 \times f_{cds}$

(f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS 강연전 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력)

▪ 외측 거더

$P_t = 1068.50 \times 3553.56 = 3796.985$ kN

$$f_{cir1} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}}$$

$$= \frac{3796.98}{549936} + \frac{3796.98 \times 779.28}{256457059.64} - \frac{1131.57}{256457059.64} = 14.030 \text{ MPa}$$

$f_{cds} = 5.52 + 3.45$ (2.6 휨 응력 참조) $= 8.968$ MPa

$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 14.03 - 7 \times 8.97 = 105.583$ MPa

▪ 내측 거더

$f_{cds} = 5.15 + 0.28$ (2.6 휨 응력 참조) $= 5.424$ MPa

$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 14.03 - 7 \times 5.42 = 130.388$ MPa

② 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{psh} = 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r)$

(Hr : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70.00)

$= 0.80 \times (119.00 - 1.05 \times 70.00) = 36.400$ MPa

③ PS 강연선의 릴렉세이션에 의한 손실량

▪ 저릴렉세이션 강연선 사용

$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times \Delta f_{pr1} - 0.10 \times \Delta f_{pcr2} - 0.05 \times (\Delta f_{pr3} + \Delta f_{pcr4})$

여기서, Δf_{pr1} : 고려되는 시점의 $0.7 f_{pu}$ 이하에서 미끌림에 의한 응력 감소량

Δf_{pcr2} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{pcr4} : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

Δf_{psh} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

▪ 외측 거더

$\therefore \Delta f_{pr} = 35.00 - 0.07 \times 113.60 - 0.10 \times 28.23 -$

$0.05 \times (105.58 + 36.40) = 17.125$ MPa

▪ 내측 거더

$\therefore \Delta f_{pr} = 35.00 - 0.07 \times 113.60 - 0.10 \times 28.23 -$

$0.05 \times (130.39 + 36.40) = 15.885$ MPa

④ PS 강연선의 유효응력

▪ 외측 거더

- PS 강연선의 유효 인장응력

$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= 1068.50 - 105.58 - 36.40 - 17.13 = 909.393$ MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{909.39}{1068.50} = 0.851$$

▪ 내측 거더

- PS 강연선의 유효 인장응력

$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= 1068.50 - 130.39 - 36.40 - 15.89 = 885.829$ MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{885.83}{1068.50} = 0.829$$

(8) 긴장재의 신축량 계산

$$\Delta l = \frac{P_t + P_{t1}}{A_p \cdot E_{pss}} \times \text{강연선 길이} \qquad P_{t1} = P_t \cdot e^{-(\mu\alpha + \kappa\alpha)}$$

강연선 번호	긴장 순서	P_t (KN)	P_{t1} (KN)	강연선 길이 (L/2, m)	Δl (m)
	1	1493.000	1327.315	12.404	0.14767
	2	1435.000	1299.410	12.347	0.14251
	3	1373.000	1268.963	12.310	0.13728

(9) 프리스트레스의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

① 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

▪ 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

P_t = f_{pt} x A_p x N = 1068.50 x 3553.56 / 10^3 = 3796.985 kN

f_{ct} (상연응력) = $\frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}}$ = $\frac{3796.98}{549936} - \frac{3796.98 \times 779.28}{224373310.11}$ = -6.283 MPa

f_{cb} (하연응력) = $\frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{b2}}$ = $\frac{3796.98}{549936} + \frac{3796.98 \times 779.28}{232580711.34}$ = 19.627 MPa

▪ 거더 자중에 의한 콘크리트 응력

f_{ct} (상연응력) = $\frac{M_d}{Z_{t2}}$ = $\frac{1131.57}{224373310.11}$ = 5.043 MPa

f_{cb} (하연응력) = $\frac{M_d}{Z_{b2}}$ = $\frac{1131.57}{232580711.34}$ = -4.865 MPa

∴ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

f_{ct} (상연응력) = -6.283 + 5.043 = -1.240 MPa

f_{cb} (하연응력) = 19.627 + -4.865 = 14.761 MPa

② 유효 프리스트레스

▪ 외측 거더

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.851 x -6.283 = -5.348 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.851 x 19.627 = 16.704 MPa

(프리스트레스에 의한 콘크리트 응력)

▪ 내측 거더

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.829 x -6.283 = -5.209 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.829 x 19.627 = 16.271 MPa

③ 설계하중 작용시의 휨응력

▪ 외측 거더

(단위 : MPa)

구 분	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
	프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	충하중 (고정하중 활하중)	계
PSC 거더 상연	-6.283	5.043	-1.240	-5.348	14.285	8.938
PSC 거더 하연	19.627	-4.865	14.761	16.704	-19.500	-2.796
PS 콘크리트 허용응력	(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 16.00 (압축)		
바닥판 상면					3.947	3.947
바닥판 콘크리트 허용응력				(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더

(단위 : MPa)

구 분	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
	프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	충하중 (고정하중 활하중)	계
PSC 거더 상연	-6.283	5.043	-1.240	-5.209	12.960	7.751
PSC 거더 하연	19.627	-4.865	14.761	16.271	-16.012	0.259
PS 콘크리트 허용응력	(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 16.00 (압축)		
바닥판 상면					2.533	2.533
바닥판 콘크리트 허용응력				(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

2.8 2차 응력 계산

1) 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

① 외측 거더

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.00 \times 213263666806.16}{27804.00 \times 2872699365.00} = 82.481$$

$$B = 1+m = 1 + 82.48 = 83.481$$

$$C = y_1' - my_2 = 0.92 - 82.48 \times 0.12 = -8.976$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 0.92^2 + 0.37 + 82.48 \times 0.12^2 + 82.48 \times 0.00 = 2.806$$

$$P = \frac{(1068.50 + 909.39)}{2} \times 3553.56 = 3514.284 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.50}{-8.98^2 - 83.48 \times 2.81} \times [3514.28 \times \{83.48 \times (0.92 \times 0.75 - 0.37) + -8.98 \times 0.75\} + 1131.57 \times (-8.98 - 83.48 \times 0.92)]$$

$$-\frac{0.79}{-8.98^2 - 83.48 \times 2.81} \times 1572.70 \times (-8.98 - 83.48 \times 0.92) = -786.490 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.50}{83.48 \times 2.81 - (-8.98)^2} \times [3514.28 \times \{-8.98 \times (0.92 \times 0.75 - 0.37) + 2.81 \times 0.75\} + 1131.57 \times (2.81 - (-8.98) \times 0.92)]$$

$$-\frac{0.79}{83.48 \times 2.81 - (-8.98)^2} \times 1572.703749 \times (2.81 - (-8.98) \times 0.92) = -121.998 \text{ kN.m}$$

② 내측 거더

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.00 \times 213263666806.16}{27804.00 \times 2851415363.70} = 83.096$$

$$B = 1 + m = 1 + 83.10 = 84.096$$

$$C = y_1' - my_2 = 0.92 - 83.10 \times 0.12 = -9.050$$

$$F' = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 0.92^2 + 0.37 + 83.10 \times 0.12^2 + 83.10 \times 0.00 = 2.818$$

$$P = \frac{(1068.50 + 885.83)}{2} \times 3553.56 = 3472.415 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^{\infty}}{1+\phi^{\infty}} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^{\infty}} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.50}{-9.05^2 - 84.10 \times 2.82} \times [3472.41 \times \{84.10 \times (0.92 \times 0.75 - 0.37) + -9.05 \times 0.75\} + 1131.57 \times (-9.05 - 84.10 \times 0.92)]$$

$$-\frac{0.79}{-9.05^2 - 84.10 \times 2.82} \times 1468.00 \times (-9.05 - 84.10 \times 0.92) = -741.751 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.50}{84.10 \times 2.82 - -9.05^2} \times [3472.41 \times \{-9.05 \times (0.92 \times 0.75 - 0.37) + 2.82 \times 0.75\} + 1131.57 \times (2.82 - -9.05 \times 0.92)]$$

$$-\frac{0.79}{84.10 \times 2.82 - -9.05^2} \times 1468.00 \times (2.82 - -9.05 \times 0.92) = -115.809 \text{ kN.m}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

① 외측 거더

$$N_s = \varepsilon_s E_{cl} I_{cl} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1+\phi^{\infty}}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{cl} I_{cl} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1+\phi^{\infty}}$$

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.21 \times 83.48}{83.48 \times 2.81 - (-8.98)^2} \times \frac{1}{1+3.8} = 149.110 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.21 \times (-8.98)}{(-8.98)^2 - 83.48 \times 2.81} \times \frac{1}{1+3.8} = 16.032 \text{ kN.m}$$

② 내측 거더

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.21 \times 84.10}{84.10 \times 2.82 - (-9.05)^2} \times \frac{1}{1+3.8} = 148.863 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.21 \times (-9.05)}{(-9.05)^2 - 84.10 \times 2.82} \times \frac{1}{1+3.80} = 16.019 \text{ kN.m}$$

2) PSC 거더 및 바닥판의 상·하연 응력계산

(1) 크리프에 의한 응력계산

① 외측 거더

$$f_{c2}' = -\frac{N_c}{A_{c2}} - \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$= -\frac{-786489.77}{598479.03} - \frac{-121997659.91 - -786489.77 \times 120.00}{2872699365.00}$$

$$\times 120.00 = 2.468 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{N_c}{A_{c2}} + \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$= -\frac{-786489.77}{598479.03} + \frac{-121997659.91 - -786489.77 \times 120.00}{2872699365.00}$$

$$\times 120.00 = 0.160 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{N_c}{A_{c1}} + \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$= \frac{-786489.77}{572943.51} + \frac{-121997659.91 + -786489.77 \times 922.01}{213263666806.16}$$

$$\times 922.01 = -5.035 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{N_c}{A_{c1}} - \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

$$= \frac{-786489.77}{572943.51} - \frac{-121997659.91 + -786489.77 \times 922.01}{213263666806.16}$$

$$\times 827.99 = 1.916 \text{ MPa}$$

② 내측 거더

$$f_{c2}' = -\frac{-741750.63}{594044.87} - \frac{-115809272.42 - -741750.63 \times 120.00}{2851415363.70}$$

$$\times 120.00 = 2.376 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-741750.63}{594044.87} + \frac{-115809272.42 - -741750.63 \times 120.00}{2851415363.70}$$

$$\times 120.00 = 0.121 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-741750.63}{572943.51} + \frac{-115809272.42 + -741750.63 \times 922.01}{213263666806.16}$$

$$\times 922.01 = -4.752 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-741750.63}{572943.51} - \frac{-115809272.42 + -741750.63 \times 922.01}{213263666806.16}$$

$$\times 827.99 = 1.810 \text{ MPa}$$

(2) 건조수축에 의한 응력계산

① 외측 거더

$$f_{s2}' = -\frac{N_s}{A_{c2}} - \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$= -\frac{149109.64}{598479.03} - \frac{16031961.14 - 149109.64 \times 120.00}{2872699365.00} \times 120.00 = -0.171 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{N_s}{A_{c2}} + \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$= -\frac{149109.64}{598479.03} + \frac{16031961.14 - 149109.64 \times 120.00}{2872699365.00} \times 120.00 = -0.327 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{N_s}{A_{c1}} + \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$= \frac{149109.64}{572943.51} + \frac{16031961.14 + 149109.64 \times 922.01}{213263666806.16} \times 922.01 = 0.924 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{N_s}{A_{c1}} - \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

$$= \frac{149109.64}{572943.51} - \frac{16031961.14 + 149109.64 \times 922.01}{213263666806.16} \times 827.99 = -0.336 \text{ MPa}$$

② 내측 거더

$$f_{s2}' = -\frac{148862.97}{594044.87} - \frac{16019043.09 - 148862.97 \times 120.00}{2851415363.70} \times 120.00 = -0.173 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{148862.97}{594044.87} + \frac{16019043.09 - 148862.97 \times 120.00}{2851415363.70} \times 120.00 = -0.328 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{148862.97}{572943.51} + \frac{16019043.09 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.16} \times 922.01 = 0.922 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{148862.97}{572943.51} - \frac{16019043.09 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.16} \times 827.99 = -0.335 \text{ MPa}$$

2.9 휨 극한 안전성 검토

1) 외력에 의한 극한 모멘트 계산

(1) 외측 거더

M_u = 1.300 x (Σ고정하중) + 2.150 x (Σ활하중)

= 1.300 x 4143.811 + 2.150 x 1908.064 = 9489.292 kN.m

(2) 내측 거더

M_u = 1.300 x (Σ고정하중) + 2.150 x (Σ활하중)

= 1.300 x 2714.372 + 2.150 x 2021.556 = 7875.030 kN.m

2) 설계단면의 휨 저항강도 계산

(1) 외측 거더

B = 2770.53 mm

b_1 = 200.00 mm : 복부 두께

d = 1750.00 + 240.00 - 80.00 = 1910.000 mm

A_p = 3 x 1184.52 = 3553.560 mm^2

f_{pe} = 909.39 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{909.39}{1900.00} = 0.48 < 0.50$$

f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.00 (가정치) = 1767.000 MPa

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$$x = \frac{3553.56 \times 1767.00}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2770.53} = 0.116 \text{ m}$$

$a = 0.85 \cdot x$ = 0.85 x 0.12 = 0.099 m

a = 0.10 m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = d - x / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{909.39}{200000.00} = 0.005$$

ε_p = 1.91 - 0.116 / 0.116 x 0.003 + 0.005 = 0.051

ε_p = 0.051 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900 = 1767 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - $a/2$)}

= 0.85 x { 0.0036 x 1767000.00 x (1.91 -

0.10 / 2)} = 9930.646 kN.m

ΦM_n = 9930.65 kN.m > M_u = 9489.29 kN.m ∴ O.K

※ f_{pe} / f_{pu}가 0.5보다 크거나 같다면 도로교설계기준에 따라 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu} \times \{1 - (\gamma_p / \beta_1) \times \rho_p \times (f_{pu} / f_{ck})\}$$

여기서, γ_p = 0.28 ; PS 강재 종류에 따른 계수 (저 릴랙세이션 강재)

β_1 = 0.85

ρ_p = 0.0036 / (2.77 x 1.91) = 0.0007

f_{ps} = 1,870.42 MPa

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot a \cdot B$ 에서

$$a = \frac{0.0036 \times 1870.42}{0.85 \times 27.00 \times 2.77} = 0.105 \text{ m}$$

a = 0.10 m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

▪ 연성한계 검토

q_p = ρ_p x f_{ps} / f_{ck} : 사각형 단면에서의 강재지수 (도.설 4.6.3.6)

= 0.0007 x 1870.42 / 27.00 = 0.047

q_p = 0.05 < $0.36 \cdot \beta_1$ = 0.31 (연성파괴로 되는 저보강임)

따라서, 극한저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - $a/2$)}

= 0.85 x { 0.0036 x 1870423.25 x (1.91 -

0.10 / 2)} = 10511.891 kN.m

ΦM_n = 10511.89 kN.m > M_u = 9489.29 kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더

B = 2750.00 mm

b_1 = 200.00 mm : 복부 두께

d = 1750.00 + 240.00 - 80.00 = 1910.000 mm

A_p = 3 x 1184.52 = 3553.560 mm^2

f_{pe} = 885.83 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{885.83}{1900.00} = 0.47 < 0.50$

f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900 (가정치) = 1767.000 MPa

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{3553.56 \times 1767.00}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2750.00} = 0.117$ m

$a = 0.85 \cdot x$ = 0.85 x 0.12 = 0.099 m

a = 0.10 m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = d - x / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{885.8285332}{200000} = 0.004429143$

ε_p = 1.91 - 0.12 / 0.12 x 0.003 + 0.00 = 0.050

ε_p = 0.050 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.930 x 1900 = 1767 MPa 로 사용함.

* 극한 저항모멘트

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

= 0.85 x { 0.0036 x 1767000.00 x (1.91 - 0.10 / 2)} = 9928.679 kN.m

ΦM_n = 9928.68 kN.m > M_u = 7875.03 kN.m ∴ O.K

※ f_{pe} / f_{pu}가 0.5보다 크거나 같다면 도로교설계기준에 따라 다음과 같이 산출할 수 있다.

$f_{ps} = f_{pu} \times \{1 - (\gamma_p / \beta_1) \times \rho_p \times (f_{pu} / f_{ck})\}$

여기서, γ_p = 0.28 ; PS 강재 종류에 따른 계수 (저 릴랙세이션 강재)

β_1 = 0.85

ρ_p = 0.0036 / (2.75 x 1.91) = 0.0007

f_{ps} = 1,870.20 MPa

$A_p \cdot f_{ps}$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot a \cdot B$ 에서

$$a = \frac{0.0036 \times 1870.20}{0.85 \times 27.00 \times 2.75} = 0.105 \text{ m}$$

a = 0.11 m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

▪ 연성한계 검토

q_p = ρ_p x f_{ps} / f_{ck} : 사각형 단면에서의 강재지수 (도.설 4.6.3.6)

= 0.0007 x 1870.20 / 27.00 = 0.047

q_p = 0.05 < $0.36 \cdot \beta_1$ = 0.31 (연성파괴로 되는 저보강임)

따라서, 극한저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - $a/2$)}

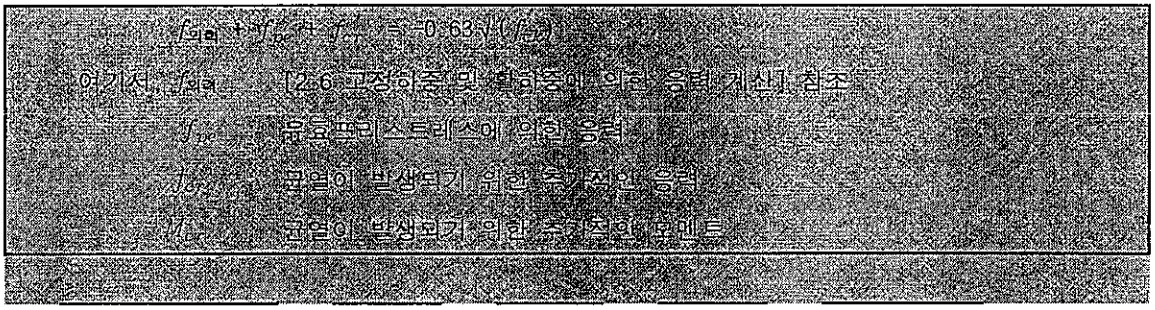
= 0.85 x { 0.0036 x 1870202.48 x (1.91 -

0.10 / 2)} = 10508.568 kN.m

ΦM_n = 10508.57 kN.m > M_u = 7875.03 kN.m ∴ O.K

3) 균열모멘트 계산

(1) 외측 거더



$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -19.50 + 16.70 - M_{cr}' / 392517865.74

= -0.63 √ 40.00 = -3.98

M_{cr}' = (-2.80 + 3.98) x 392517865.74 = 466.581 kN.m

M_{cr} = 6051.875 + 466.581 = 6518.456 kN.m

ΦM_n = 9,930.65 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 7,822.15 kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -16.01 + 16.27 - M_{cr}' / 392210680.72

= -0.63 √ 40.00 = -3.98

M_{cr}' = (0.26 + 3.98) x 392210680.72 = 1664.510 kN.m

M_{cr} = 4735.929 + 1664.510 = 6400.439 kN.m

ΦM_n = 9928.68 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 7680.53 kN.m ∴ O.K

2.12 전단설계 및 전단연결재 산정

1) 극한 전단력의 계산

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 703.11 + 2.15 x 347.11 = 1660.329 kN

② 절점 2 (지점에서 3.0125m 이격부)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 508.15 + 2.15 x 298.02 = 1301.340 kN

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 467.11 + 2.15 x 342.29 = 1343.164 kN

② 절점 2 (지점에서 3.0125m 이격부)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 327.10 + 2.15 x 298.66 = 1067.338 kN

2) 휨 전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{\max}}$$

= ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 1.75 - (1.47 + 1.01 + 0.51 + 0.00 + 0.00) / 3 = 0.755 m

d = 0.75 m < $0.8 \cdot h$ = 1.40 m

$\therefore$ d = 1.40 m 적용함.

② 절점 2 (지점에서 3.0125m 이격부)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{\max}}$$

여기서, $M_{cr} = Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do})$

$$f_{pe} = \frac{0.85 \times 3796.98}{572943.51} + \frac{3231.58 \times (827.99 - 574.16)}{257567570.73} = 8.825 \text{ MPa}$$

M_{cr} = 0.26 x (0.5 x 6324.56 + 8825.05 - 1947.83) = 2585.849 kN.m

V_{do} = 136.30 kN : 거더자중에 의한 전단력

b_w = 200.00 mm : 거더 복부 두께

d = 1.75 - (0.83 + 0.58 + 0.31 + 0.00 + 0.00) / 3 = 1.176 m

d = 1.18 m < $0.8 \cdot h$ = 1.40 m

∴ d = 1.40 m 적용함.

V_i = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 371.85 + 2.15 x 298.02 = 1124.144 kN

M_{max} = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 1303.77 + 2.15 x 897.78 = 3625.123 kN.m

V_{ci} = 0.05 x 6324.56 x 0.20 x 1.40 + 136.30 + + (1124.14 x 2585.85) / 3625.12 = 1026.716 kN

V_{ci} = 1,026.72 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 247.923 kN

∴ V_{ci} = 1,026.72 kN 적용함.

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

= ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 1.75 - (1.47 + 1.01 + 0.51 + 0.00 + 0.00) / 3 = 0.755 m

d = 0.75 m < $0.8 \cdot h$ = 1.40 m

∴ d = 1.40 m 적용함.

② 절점 2 (지점에서 3.0125m 이격부)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

여기서, $M_{cr} = Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do})$

$$f_{pe} = \frac{0.83 \times 3796.98}{572943.51} + \frac{3147.84 \times (827.99 - 574.16)}{257567570.73} = 8.596 \text{ MPa}$$

M_{cr} = 0.26 x (0.5 x 6324.56 + 8596.37 - 1947.83) = 2526.949 kN.m

V_{do} = 136.30 kN : 거더자중에 의한 전단력

b_w = 200.00 mm : 거더 복부 두께

d = 1.75 - (0.83 + 0.58 + 0.31 + 0.00 + 0.00) / 3 = 1.176 m

d = 1.18 m < $0.8 \cdot h$ = 1.40 m

$\therefore$ d = 1.40 m 적용함.

V_i = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 190.79 + 2.15 x 298.66 = 890.142 kN

M_{max} = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 664.30 + 2.15 x 899.70 = 2797.945 kN.m

V_{ci} = 0.50 x 6324.56 x 0.20 x 1.40 + 136.30 +

+ (890.14 x 2526.95) / 2797.94 = 1825.670 kN

V_{ci} = 1825.67 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 247.923 kN

$\therefore$ V_{ci} = 1825.67 kN 적용함.

3) 복부전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.85 x 1068.50 x 3553.56 = 3231.583 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3231582.61 / 572943.51 = 5.640 MPa

V_p = P_e x sinα = 3231582.61 x sin 0.1472 = 473.882 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 5640.32) x 0.20 x

1.40 + 473.88 = 1461.222 kN

② 절점 2 (지점에서 3.0125m 이격부)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.85 x 1068.50 x 3553.56 = 3231.583 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3231582.61 / 572943.51 = 5.640 MPa

V_p = P_e x sinα = 3231582.61 x sin 0.1087 = 350.549 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 5640.32) x 0.20 x

1.40 + 350.55 = 1337.889 kN

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.83 x 1068.50 x 3553.56 = 3147.845 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3147844.84 / 572943.51 = 5.494 MPa

V_p = P_e x sinα = 3147844.84 x sin 0.1472 = 461.603 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 5494.16) x 0.20 x

1.40 + 461.60 = 1436.666 kN

② 절점 2 (지점에서 3.0125m 이격부)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.83 x 1068.50 x 3553.56 = 3147.845 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3147844.84 / 572943.51 = 5.494 MPa

V_p = P_e x sinα = 3147844.84 x sin 0.1087 = 341.465 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 5494.16) x 0.20 x 1.40 + 341.47 = 1316.529 kN

4) 콘크리트의 공칭전단강도 결정

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 1,461.2] = 1461.222 kN

② 절점 2 (지점에서 3.0125m 이격부)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,026.7, Vcw = 1,337.9] = 1026.716 kN

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 1,436.7] = 1436.666 kN

② 절점 2 (지점에서 501.6967m 이격부)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,825.7, Vcw = 1,316.5] = 1316.529 kN

5) 전단철근이 부담하여야 할 전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

ΦV_c = 0.80 x 1461.22 = 1168.978 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1660.33 - 1168.98 = 491.351 kN

V_s = 614.19 kN < $2/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 1180.58 kN

> $1/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 590.29 kN

∴ V_s = 614.19 kN 적용함. (전단철근 간격은 최대간격을 1/2로 감소 시킴)

② 절점 2 (지점에서 3.0125m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1026.72 = 821.373 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1301.34 - 821.37 = 479.968 kN

V_s = 599.96 kN < $2/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 1180.58 kN

> $1/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 590.29 kN

∴ V_s = 599.96 kN 적용함. (전단철근 간격은 최대간격을 1/2로 감소 시킴)

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

ΦV_c = 0.80 x 1436.67 = 1149.333 kN

ΦV_s = $V_u - \Phi V_c$ = 1343.16 - 1149.33 = 193.831 kN

V_s = 242.29 kN < $2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 1180.58 kN

< $1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 590.29 kN

∴ V_s = 242.29 kN 적용함. (전단철근 간격은 최대간격 사용)

② 절점 2 (지점에서 3.0125m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1316.53 = 1053.223 kN

ΦV_s = $V_u - \Phi V_c$ = 1067.34 - 1053.22 = 14.115 kN

V_s = 17.64 kN < $2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 1180.58 kN

< $1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 590.29 kN

∴ V_s = 17.64 kN 적용함. (전단철근 간격은 최대간격 사용)

6) 스터럽의 배치간격 결정

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.2 ㎟

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

전단철근 간격 (s) = $\dfrac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{614189.20} = 271.62 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 271.62 mm < 100.00 mm ∴ O.K, s = 100㎜ 적용

② 절점 2 (지점에서 3.0125m 이격부)

전단철근 간격 (s) = $\dfrac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{599959.63} = 278.06 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 278.06 mm < 150.00 mm ∴ O.K, s = 150㎜ 적용

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{242288.93} = 688.53 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 688.53 mm < 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 절점 2 (지점에서 3.0125m 이격부)

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{17644.31} = 9454.83 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 9454.83 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

7) 전단연결재의 설계

(1) 외측 거더

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{238927.39}{640.00 \times (1990.00 - 995.33)} = 0.375 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{347110.87}{640.00 \times (1990.00 - 995.33)} = 0.545 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(786.49 - 149.11) \times 10^3}{640.00 \times 2770.53} = 0.359 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$= 0.00001 \times 5 \times 27804.00 \times 240.00 \times 2770.53 = 924.381 \text{ kN}$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{924380.79}{640.00 \times 2770.53} = 0.521 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = 1.3 x τ_d + 2.15 x τ_l

= 1.30 x 0.38 + 2.15 x 0.55

= 1.66 MPa < 3.50 MPa

case2 = 1.30 x τ_d + 1.30 x τ_l + 1.3 x (τ_{c+s} + τ_t)

= 1.30 x 0.38 + 1.30 x 0.55 + 1.30 x

(0.36 + 0.52)

= 2.34 MPa < 3.50 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.2 ㎟

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v}$ = $\frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 640.00}$ = 531.96 ㎜

(2) 내측 거더

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

τ_d = $\frac{19054.06}{640.00 \times (1990.00 - 995.33)}$ = 0.030 MPa

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

τ_l = $\frac{342286.88}{640.00 \times (1990.00 - 995.33)}$ = 0.538 MPa

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

τ_{c+s} = $\frac{N_c + N_s}{a \times b}$ = $\frac{(741.75 - 148.86) \times 10^3}{640.00 \times 2750.00}$ = 0.337 MPa

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

V_t = α x ΔT x E x A

= 0.00001 x 5 x 27804.00 x 240.00 x 2750.00 = 917.532 kN

τ_t = $\frac{V_t}{a \times b}$ = $\frac{917532.00}{640.00 \times 2750.00}$ = 0.521 MPa

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = 1.3 x τ_d + 2.15 x τ_l

= 1.30 x 0.03 + 2.15 x 0.54

= 1.19 MPa < 3.50 MPa

case2 = 1.30 x τ_d + 1.30 x τ_l + 1.3 x (τ_{c+s} + τ_t)

= 1.30 x 0.03 + 1.30 x 0.54 + 1.30 x

(0.34 + 0.52)

= 1.85 MPa < 3.50 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.2 ㎟

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v}$ = $\frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 640.00}$ = 531.96 ㎜

2.13 처짐 계산

1) 고정하중 및 활하중에 의한 처짐 계산

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E_c \times I}$$

여기서, L : 전체 지간 = 24100 ㎜

E_c : 거더의 탄성계수 = 30891 MPa

I : 단면 2차 모멘트 (순단면, PS강선 등가환산량 및 프리플렉스 단면)

구 분	측점 / 거리	1 / 0.0000	2 / 3.0125	3 / 6.0250	4 / 9.0375	5 / 12.0500
외측거더 (mm)	거더자중	0.000	-4.475	-8.201	-10.653	-11.507
	합성전 고정하중	0.000	-6.158	-11.309	-14.707	-15.893
	합성후 고정하중	0.000	-2.278	-4.180	-5.431	-5.866
	활 하 중	0.000	-2.729	-5.054	-6.575	-7.024
	계	0.000	-15.640	-28.744	-37.365	-40.291
내측거더 (mm)	거더자중	0.000	-4.475	-8.201	-10.653	-11.507
	합성전 고정하중	0.000	-5.671	-10.423	-13.568	-14.672
	합성후 고정하중	0.000	-0.182	-0.334	-0.434	-0.469
	활 하 중	0.000	-2.431	-4.502	-5.857	-6.256
	계	0.000	-12.758	-23.460	-30.512	-32.904

2) 프리스트레스에 의한 처짐 계산

P_i = 1068.501634 x 3553.56 = 3,796.98 kN

$$\delta_p = -\frac{P_i \cdot e_1 \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{5 \cdot P_i \cdot e_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$= -\frac{3796984.66 \times (859.28 - 995.33) \times 24100.00^2}{8 \times 30891.00 \times 199852890743.10} -$$

$$= \frac{5 \times 3796984.66 \times (995.33 - 80.00) \times 24100.00^2}{48 \times 30891.00 \times 199852890743.10}$$

= -27.98 mm

3) 활하중 처짐 검토

(1) 허용처짐

δ_a = L / 800 = 24100.00 / 800.00 = 30.125 mm

(2) 외측 거더

δ = 7.02 mm < 30.13 mm ∴ O.K

(3) 내측 거더

δ = 6.26 mm < 30.13 mm ∴ O.K

(4) 프리스트레스 도입시

① 외측 거더

δ_{s1} = 11.51 − 27.98 = -16.48 mm (상 향)

② 내측 거더

δ_{s1} = 11.51 − 27.98 = -16.48 mm (상 향)

(5) 바닥판 타설 후 (크리프, 건조수축의 영향 포함)

① 외측 거더

δ_{s2} = 11.51 − 27.98 + 15.89 + (3.80 − 2.40) x

(11.51 − 27.98) = -23.65 mm (상 향)

② 내측 거더

δ_{s2} = 11.51 − 27.98 + 14.67 + (3.80 − 2.40) x

(11.51 − 27.98) = -24.87 mm (상 향)

(6) 사용하중 작용시 (최종)

① 외측 거더

$$\delta_{s3} = 11.51 - 0.85 \times 27.98 + 15.89 + 5.87 + (3.80 - 2.40) \times (11.51 - 27.98) + 2.40 \times (11.51 - 0.85 \times 27.98 + 15.89 + 5.87) + 7.02 = 16.08 \text{ mm (하향)}$$

② 내측 거더

$$\delta_{s3} = 11.51 - 0.83 \times 27.98 + 14.67 + 0.47 + (3.80 - 2.40) \times (11.51 - 27.98) + 2.40 \times (11.51 - 0.83 \times 27.98 + 14.67 + 0.47) + 6.26 = -5.09 \text{ mm (상향)}$$

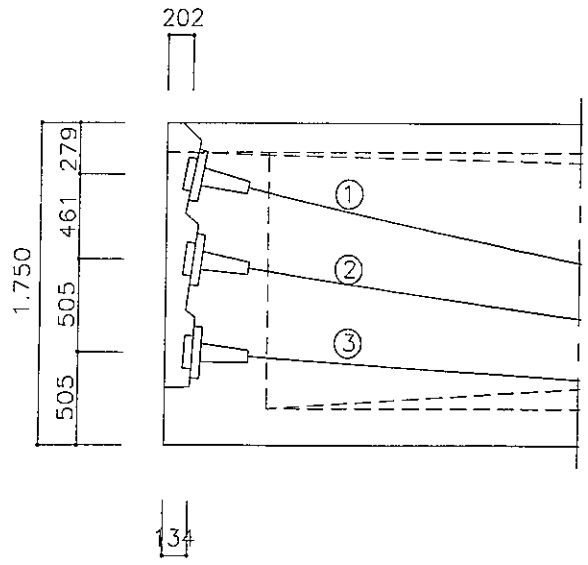
3. 정착부 검토

1) 설계조건

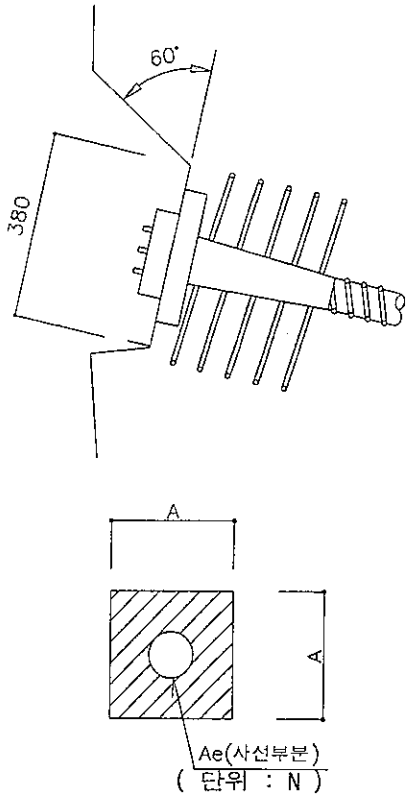
(1) 정착판 규격

280.000 ㎜ × 280.00 ㎜ = 78400.00 ㎟ (구 도로공사 표준도)

(단부상세)



(앵커상세)



(단위 : N)

(2) 긴장력 (4. BEAM검토의 프리스트레스 계산 참조)

강선 번호	긴 장 력 (P_t)	초기 Prestress (P_i)	유효 Prestress (P_e)
1	1493000.000	1318041.875	1121774.667
2	1435000.000	1266838.641	1078196.013
3	1373000.000	1212104.149	1031611.934
계	4301000.000	3796984.665	3231582.614
평 균	1433666.667	1265661.555	1077194.205

① 초기 Prestress(P_i) = 긴장력(P_t) × 즉시 손실률

즉시 손실률 = 1265661.55 / 1433666.67 = 88.28%

② 유효 Prestress(P_e) = 초기 Prestress(P_i) × 유효계수

유효계수 : η = 0.851 (내·외측 거더 중 큰 값 적용)

2) 지압응력 검토

(1) 강선 ①번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b}{A_e} - 0.2\right)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32 MPa)

A_b : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 구재 단부에 가정 그려 그렸을 때 그 도형의 면적

(= 461 mm × 461 mm = 212521 mm^2)

A_e : 정착판의 면적 (= 78400 mm^2)

f_{api} = 0.7 x 32 x √(212521 / 78400 - 0.20 = 35.493 MPa

∴ 35.49 MPa > 35.20 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_t (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = $A_b - \pi \times D^2 / 4$ = 78400 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.541 mm^2

f_{bf} = 1493000.00 / 60728.54 = 24.585 MPa

∴ 24.58 MPa < 35.20 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b}{A_e}\right)} \leq 0.9 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40 MPa)

f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(212521 / 78400) = 32.929 MPa

∴ 32.93 MPa < 36.00 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = $A_b - \pi \times D^2 / 4$ = 78400 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.541 mm^2

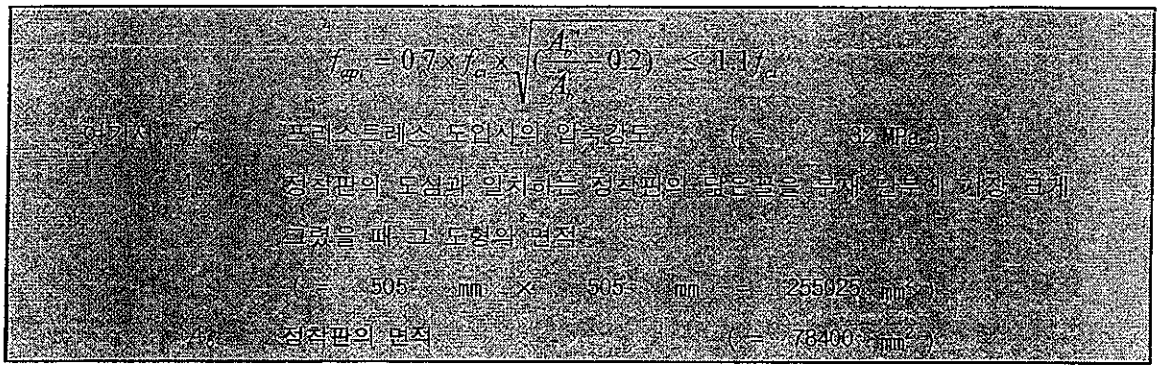
f_{bf} = 1121774.67 / 60728.54 = 18.472 MPa

∴ 18.47 MPa < 32.93 MPa ∴ O.K

(2) 강선 ②번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력



f_{api} = 0.70 x 32.00 x √(255025 / 78400 - 0.20 = 39.138 MPa

∴ 39.14 MPa > 35.20 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_t (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

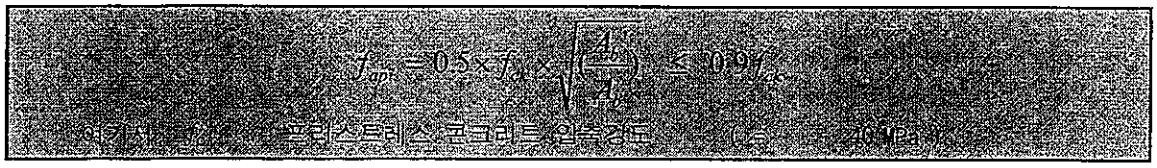
A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.541 mm²

f_{b1} = 1435000.00 / 60728.54 = 23.630 MPa

∴ 23.63 MPa < 35.20 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력



f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(255025 / 78400.00) = 36.07 MPa

∴ 36.07 MPa > 36.00 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.54 mm²

f_{b1} = 1078196.01 / 60728.54 = 17.75 MPa

∴ 17.75 MPa < 36.00 MPa ∴ O.K

(3) 정착부의 파열력에 대한 보강 철근량 산정 (도.설 4.6.3.9)

$$T_{burst} = 0.25\sum P_i(1-d_i/h) + 0.5P_u \sin\alpha$$

$$d_{burst} = 0.5(h-2e) + 5e \sin\alpha$$

$$T_{spall} = 0.02 \times P_u$$

여기서, T_{burst} : 정착부에서의 파열력

d_{burst} : 정착장치와 파열력의 도심선과의 거리

T_{spall} : 할렬력 (할렬력은 전체 계수 긴장력의 2% 이상 취하여 한다.)

d_i : 정착판의 일변길이 (mm) (280 × 280)

P_i : 긴장재의 긴장력

h : 정착단면의 치수 (mm)

α : 부재의 도심선에 대한 긴장력의 경사각

e : PS 강재의 도심의 편심량, 단면의 도심에 대한 정착장치 또는 정착장치 군의 편심 (왕산 양의 값, mm)

※ 위 식을 적용하는 데 있어 만일 긴장재가 한 개 이상이라면 규정된 긴장 순서를 고려해야 한다.

① 정착부의 파열응력 검토 (높이 방향)

T_{burst} = 0.25 x 4301.00 x (1 - 1120.00 / 1750.00) + 0.50 x 1433.67 x sin 0.1472 = 492.21 kN

d_{burst} = 0.50 x (1750.00 - 2 x -120.33) + 5 x -120.33 x sin 0.1472 = 907.10 mm

$$e = \frac{1750}{2} - \frac{1 \times 461.00 + 2 \times 505.00 + 3 \times 505.00}{3} + \frac{0 \times 0.00 + 0 \times 0.00}{3} = -120.33 \text{ mm}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.00 MPa

$A_{s(req)} = T_{burst}(kN) / f_s = 492207.04 / 180.00 = 2734.48 \text{ mm}^2$

∴ 보강철근은 단부로부터 0.900m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 2734.48 / 198.60 = 13.80 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 16 ea - 10 layer = 31776.00 mm^2

$A_{s(req)}$ = 2734 mm^2 < USE. A_s = 31776 mm^2 O.K.

② 정착부의 파열응력 검토 (폭 방향)

T_{burst} = 0.25 x 1493.00 x (1 - 280.00 / 600.00) +

0.50 x 1433.67 x sin 0.2224 = 357.20 kN

d_{burst} = 0.50 x (600.00 - 2 x 0.00) + 5 x 0.00

x sin 0.2224 = 300.00 mm

e = 0.00 = 0.00 mm

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.00 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{burst} / f_s = 357204.74 / 180.00 = 1984.47 mm²

∴ 보강철근은 단부로부터 0.300m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 1984.47 / 198.60 = 10.00 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 3 ea - 4 layer = 2383.00 mm²

$A_{s(req)}$ = 1984 mm² < USE. A_s = 2383 mm² O.K.

(4) 도로교설계기준을 기초로한 정착부의 단부 할렬력에 대한 검토 (도.설 4.6.3.9 (6) ④ (아))

" 중심 간격이 단면 깊이의 0.4배 미만인 다중 정착구에서 할렬력은 어떠한 경우에도 할렬력을 전체 계수긴장력의 2%보다 작게 취해서는 안된다."

" 긴장재 전체의 도심이 단면의 핵 외부에 위치한다면 할렬력과 종방향 단부 인장력 둘 다 발생하게 된다."

① 단부 인장력에 대한 검토

e = -120.33 mm

y_c = h / 6 = 1750.00 / 6 = 291.67 mm

∴ e = -120.33 mm < y_c = 291.67 mm (단부 인장력이 발생하지 않는다)

② 할렬력에 대한 검토

T_{spall} = 0.02 x 4301.00 = 86.02 kN

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.00 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{spall} / f_s = 86020.00 / 180.00 = 477.89 mm²

D 16 사용시 필요갯수 n = 477.89 / 198.60 = 2.40 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 3 ea - 1 layer = 596.00 mm²

$A_{s(req)}$ = 478 mm² < USE. A_s = 596 mm² O.K.

격자 해석

목 차

1. 설계조건
   1.1. 상부형식
   1.2. 하중조건
   1.3. 사용재료 및 설계강도
   1.4. 참고문헌
2. 모델링
   2.1. 합성전모델링
   2.2. 합성후모델링
   2.3. 활하중모델링
3. 단면 계수 산정(격자해석)
4. 하중산정(격자해석)
   4.1. 횡방향 하중분배
   4.2. Beam별 작용하중
   4.3. Case별 하중 및 재하방법
5. 격자해석결과
6. Beam검토
   6.1. 외력에 의한 응력 계산
   6.2. 프리스트레스에 의한 응력 계산
   6.3. 2차 응력 계산
   6.4. 휨 극한 안전성 검토
   6.5. 전단설계 및 전단 연결재 산정
   6.6. 처짐 계산
7. 정착부 검토

1. 설계조건

1.1 상부형식

교 량 형 식	PSC BEAM교
교 량 연 장	25.111 m
교 량 폭 원	24.470 m
사 각	90

1.2 하중조건

1) 고정하중

철근 콘크리트 단위중량	W_{sc} = 25.00 kN/m^3
무근 콘크리트 단위중량	W_c = 23.50 kN/m^3
포장 단위중량	W_a = 23.50 kN/m^3

2) 활하중

설 계 등 교	DB - 24, DL - 24
충 격 계 수	$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.30$

1.3 사용재료 및 설계강도

1) PSC BEAM (POST - TENSION)

(☞ 도.설 4.6.3.3)

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck})	40.00 MPa	(☞ 도.설 4.6.1.3)
철근 항복강도 (f_y)	300.00 MPa	(☞ 도.설 4.6.1.4)
프리스트레스 도입시 압축강도(f_{ci})	32.00 MPa	
프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci})	29070.00 MPa	
허용응력	① 프리스트레스 도입 직후의 응력 (크리프,건조수축 손실전) - 허용휨 압축응력 : 0.60 (fci) = 19.200 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.25 √(fci) = 1.414 MPa	
	② 설계 하중 작용시 (손실후) - 허용휨 압축응력 : 0.40 (fck) = 16.000 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.5 √(fck) = 3.162 MPa	
균열응력	0.63 √(fck) = 3.984 MPa	
콘크리트 크리프 계수 (ϕ)	3.0 (28일 기준)	(☞ 도.설 4.2.3.3)
콘크리트 탄성계수 (E_c)	30891.00 MPa	(☞ 도.설 4.2.3.1)
철근 탄성계수 (E_s)	200000.00 MPa	(☞ 도.설 4.2.3.2)

2) P.S 강선(12.7㎜ 7연선) (☞ 도.설 4.6.3.3)

극한강도 (f_{pu})				1900.0	MPa
항복응력 (f_{py})				1600.0	MPa
JACK에 의한 최대긴장응력	$0.90 \cdot f_{py}$ =	0.90 × 1600	=	1440.0	MPa
PRESTRESS 도입직후	$0.83 \cdot f_{py}$ =	0.83 × 1600	=	1328.0	MPa
설계하중 작용시(손실후 사용하중)	$0.80 \cdot f_{py}$ =	0.80 × 1600	=	1280.0	MPa
탄성계수 (E_{ps})		200000.0 MPa		(☞ 도.설 4.2.3.2)	
파상마찰계수 (k)		0.005 1/m		(☞ 도.설 4.6.3.4)	
곡률마찰계수 (μ)		0.250 1/rad		(☞ 도.설 4.6.3.4)	
건조수축률		0.0002 (28일 기준)		(☞ 도.설 2.1.7)	
릴랙세이션 (γ)		5.0 %		(☞ 도.설 2.3.3)	
정착장치의 활동량 (시점부)		6.0 mm			
정착장치의 활동량 (종점부)		6.0 mm			

3) SLAB 및 가로보 콘크리트 (☞ 도.설 4.5.2.1)

설계기준 강도 (f_{ck})	SLAB			27.00	MPa
	가로보			27.00	MPa
허용휨 인장강도 (f_{tk})	SLAB	$0.4 \cdot f_{ck}$ =	0.40 × 27	= 10.80	MPa
	가로보	$0.4 \cdot f_{ck}$ =	0.40 × 27	= 10.80	MPa
바닥판 콘크리트 허용 휨 인장강도 (f_{tk})		$0.13\sqrt{(f_{ck})}$ =	0.13 × √(27)	= 0.68	MPa
탄성계수	SLAB (E_c)			27804.00	MPa
	가로보 (E_c)			27804.00	MPa

4) SLAB 및 가로보 철근

항복강도 (f_y)	SLAB	400.00 MPa
	가로보	300.00 MPa
탄성계수	SLAB (E_s)	200000.00 MPa
	가로보 (E_s)	200000.00 MPa

1.4 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (☞ 도.설.기)

2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (☞ 도.설.해)

3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (☞ 콘.설)

4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (☞ 도.요)

5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (☞ 도.편)

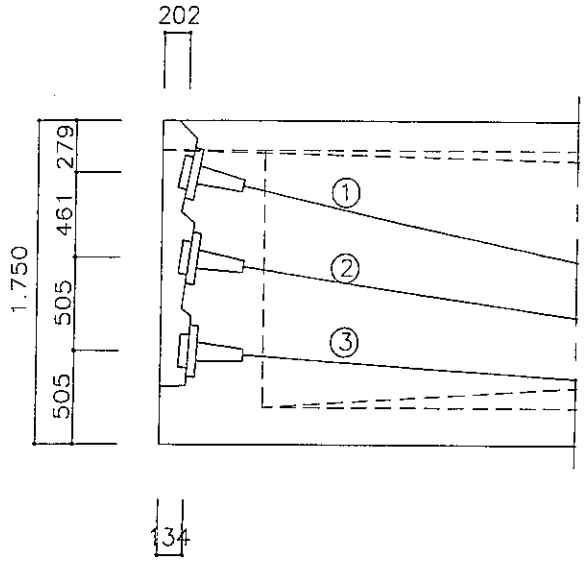
7. 정착부 검토

1) 설계조건

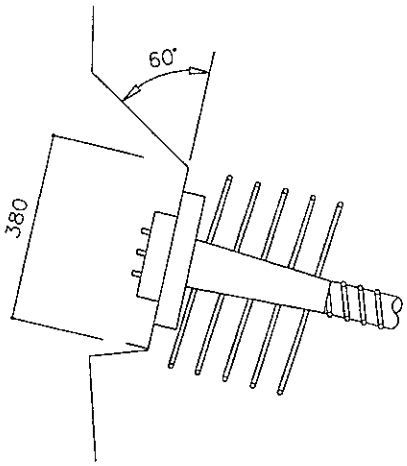
(1) 정착판 규격

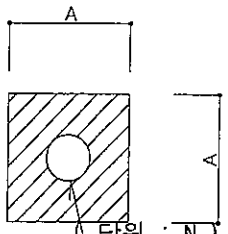
280.000 mm × 280.00 mm = 78400.00 mm^2 (☞ 도로공사 표준도)

(단부상세)



(앵커상세)





(단위 : N)

(2) 긴장력 (4. BEAM검토의 프리스트레스 계산 참조)

강선 번호	긴장력 (P_t)	초기 Prestress (P_i)	유효 Prestress (P_e)
	1493000.000	1320558.356	1108955.268
	1435000.000	1269257.362	1065874.621
	1373000.000	1214418.368	1019822.895
계	4301000.000	3804234.086	3194652.784
평균	1433666.667	1268078.029	1064884.261

① 초기 Prestress(P_i) = 긴장력(P_t) × 즉시 손실률

즉시 손실률 = 1268078.03 / 1433666.67 = 88.45%

② 유효 Prestress(P_e) = 초기 Prestress(P_i) × 유효계수

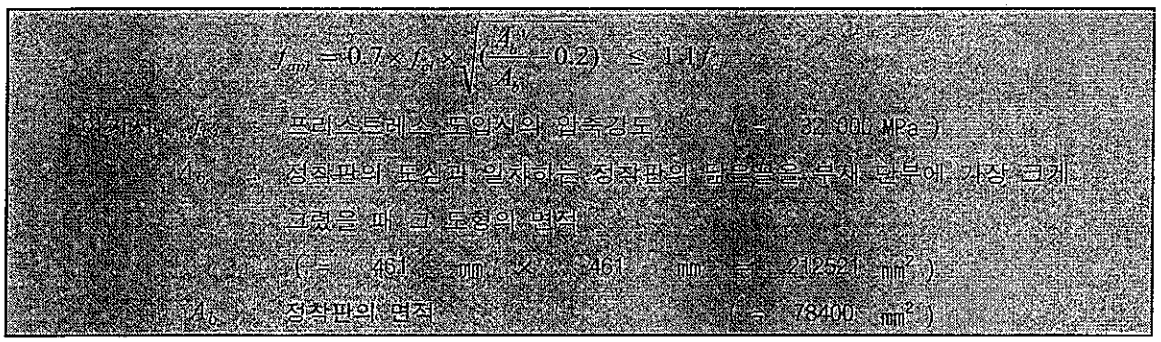
유효계수 : η = 0.840 (내·외측 거더 중 큰 값 적용)

2) 지압응력 검토

(1) 강선 ①번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력



f_{api} = 0.70 x 32.00 x √(212521.00 / 78400.00 - 0.20) = 35.493 MPa

∴ 35.493 MPa > 35.200 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bi} = P_i (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

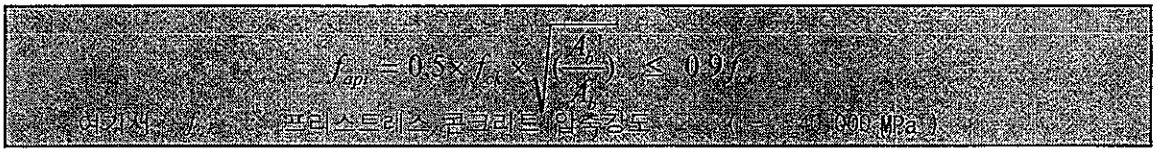
A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.541 mm²

f_{bi} = 1493000.000 / 60728.541 = 24.585 MPa

∴ 24.58 MPa < 35.20 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력



f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(212521.00 / 78400.00) = 32.929 MPa

∴ 32.929 MPa < 36.000 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bi} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.541 mm²

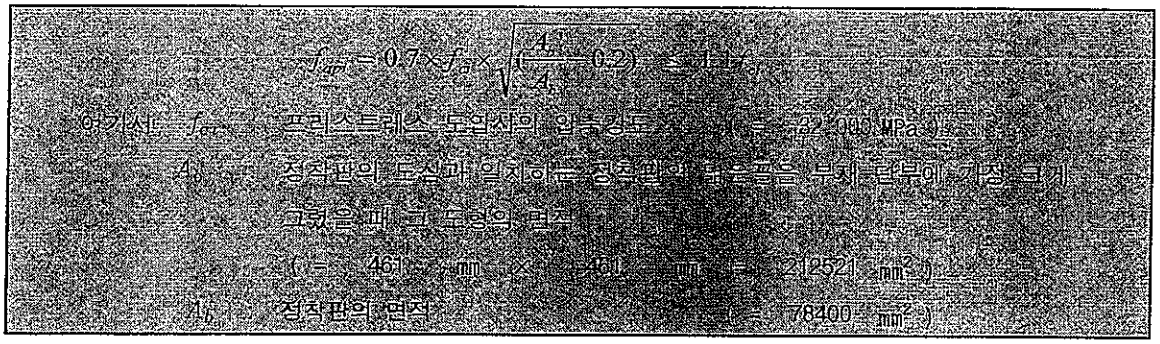
f_{bi} = 1108955.27 / 60728.54 = 18.261 MPa

∴ 18.261 MPa < 32.929 MPa ∴ O.K

(2) 강선 ②번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력



f_{api} = 0.70 x 32.00 x √(212521.00 / 78400.00 - 0.20) = 35.493 MPa

∴ 35.493 MPa > 35.200 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_f (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

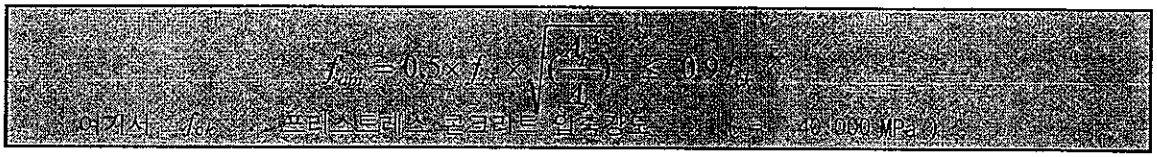
A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.541 mm²

f_{bf} = 1435000.000 / 60728.541 = 23.630 MPa

∴ 23.63 MPa < 35.20 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력



f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(212521.00 / 78400.00) = 32.929 MPa

∴ 32.929 MPa < 36.000 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.541 mm²

f_{bf} = 1065874.62 / 60728.54 = 17.551 MPa

∴ 17.551 MPa < 32.929 MPa ∴ O.K

(3) 정착부의 파열력에 대한 보강 철근량 산정 (도.설 4.6.3.9)

$$T_{burst} = 0.25\sum P_p(1-a/h)+0.5P_u \sin\alpha$$

$$d_{burst} = 0.5(h-2e)+5e\sin\alpha$$

$$T_{spall} = 0.02\times P_u$$

여기서, T_{burst} : 정착부에서의 파열력

d_{burst} : 정착장치의 파열력의 도심 사이의 거리

T_{spall} : 할렬력 (할렬력은 전체 계수 긴장력의 2%이상 취해야 한다.)

a : 정착판의 임반길이 (mm) (ex. 280 × 280)

P_p : 긴장재의 긴장력

h : 정착단면의 높이 (mm)

α : 부재의 도심선에 대한 긴장력의 경사각

e : PS 강재의 도심의 편심량 (단면의 도심에 대한 정착장치 또는 정착장치 군의 편심) (절대값 양의 값 mm)

※ 위 식을 적용하는 데 있어 만일 긴장재가 한 개 이상이라면 규정된 긴장 순서를 고려해야 한다.

① 정착부의 파열응력 검토 (높이 방향)

T_{burst} = 0.25 x 4301.00 x (1 - 1120.00 / 1750.00) +
0.50 x 1433.67 x sin 0.1472 = 492.207 kN

d_{burst} = 0.50 x (1750.00 - 2 x -120.33) + 5 x -120.33
x sin 0.1472 = 907.104 mm

$$e = \frac{1750.00}{2} - \frac{1 \times 461.00 + 2 \times 505.00 + 3 \times 505.00}{3} + \frac{0 \times 0.00 + 0 \times 0.00}{3} = -120.333 \text{ mm}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.000 MPa

$A_{s(req)} = T_{burst} / f_s$ = 492207.04 / 180.00 = 2734.484 mm²

∴ 보강철근은 단부로부터 0.900m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 2734.48 / 198.60 = 13.769 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 16 ea - 10 layer = 50047.000 mm²

$A_{s(req)}$ = 2734.5 mm² < USE. A_s = 50047.0 mm² ∴ O.K.

② 정착부의 파열응력 검토 (폭 방향)

T_{burst} = 0.25 x 1493.00 x (1 - 280.00 / 600.00) +
0.50 x 1433.67 x sin 0.2224 = 357.205 kN

d_{burst} = 0.50 x (600.00 - 2 x 0.00) + 5 x 0.00
x sin 0.2224 = 300.000 mm

e = 0.00 = 0.000 mm

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.000 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{burst} / f_s = 357204.74 / 180.00 = 1984.471 mm²

∴ 보강철근은 단부로부터 0.400m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 1984.47 / 198.60 = 11.000 ea

$USE.$ A_s = 16 - 3 ea - 4 layer = 2383.000 mm²

$A_{s(req)}$ = 1984.5 mm² < USE. A_s = 2383.0 mm² ∴ O.K.

(4) 도로교설계기준을 기초로한 정착부의 단부 할렬력에 대한 검토 (도.설 4.6.3.9 (6) ④ (아))

" 중심 간격이 단면 깊이의 0.4배 미만인 다중 정착구에서 할렬력은 어떠한 경우에도 할렬력을 전체 계수긴장력의 2%보다 작게 취해서는 안된다."

" 긴장재 전체의 도심이 단면의 핵 외부에 위치한다면 할렬력과 종방향 단부 인장력 둘 다 발생하게 된다."

① 단부 인장력에 대한 검토

e = -120.33 mm

y_c = h / 6 = 1750.00 / 6 = 291.667 mm

∴ e = -120.33 mm < y_c = 291.667 mm (단부 인장력이 발생하지 않는다)

② 할렬력에 대한 검토

T_{spall} = 0.02 x 4301.00 = 86.020 kN

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.000 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{spall} / f_s = 86020.00 / 180.00 = 477.889 mm²

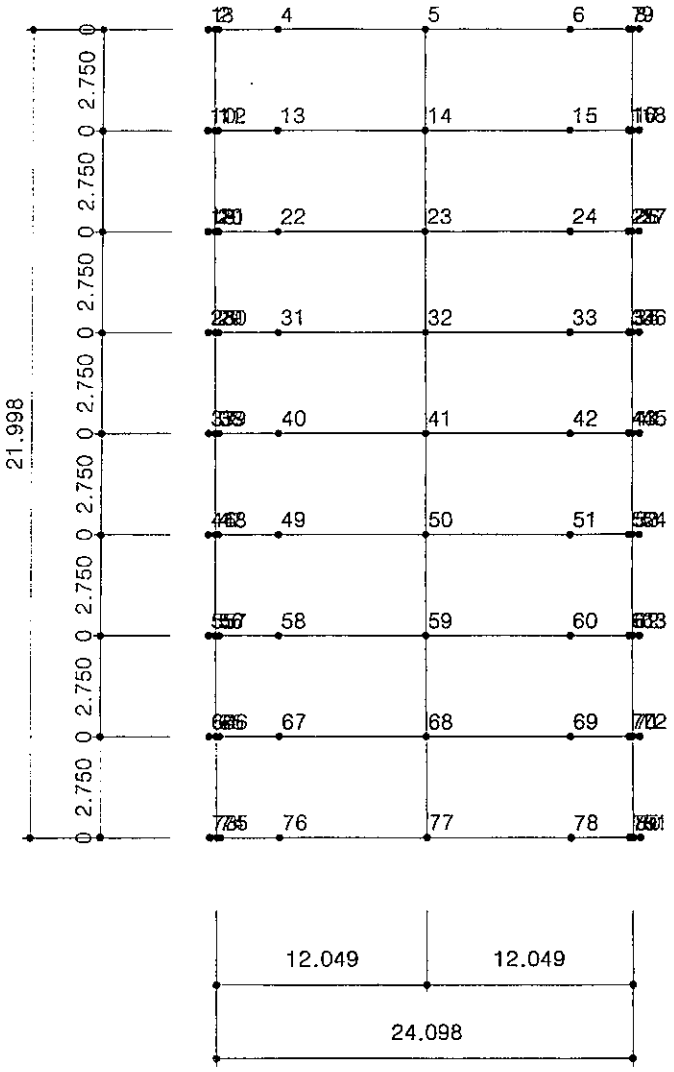
D 16 사용시 필요갯수 n = 477.889 / 198.600 = 2.406 ea

$USE.$ A_s = 16 - 3 ea - 1 layer = 596.000 mm²

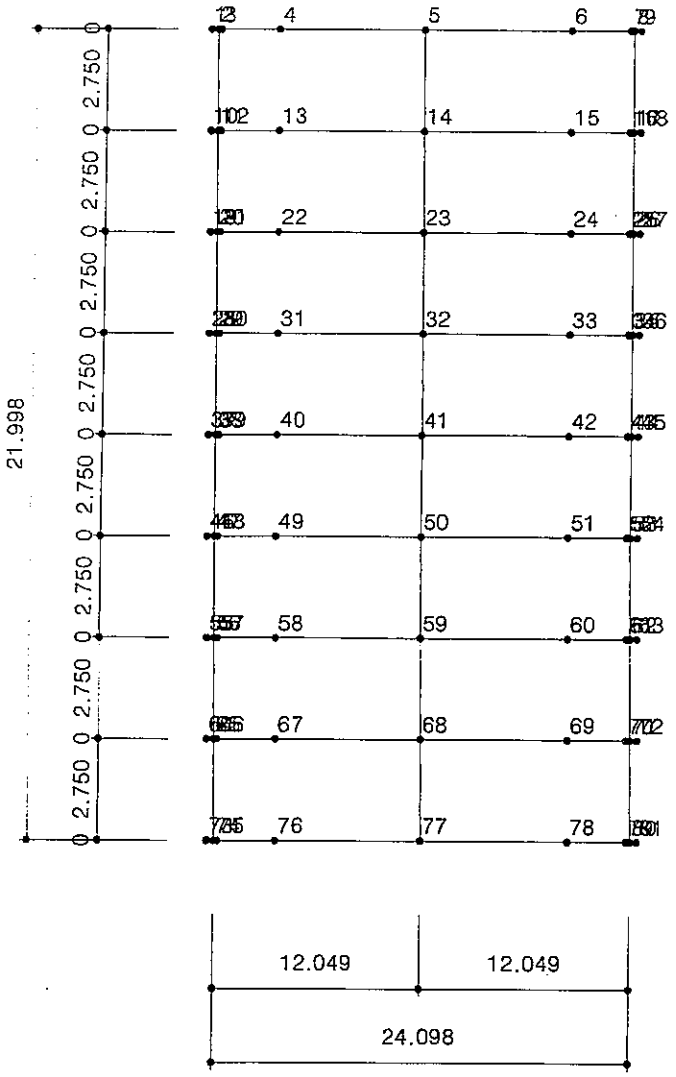
$A_{s(req)}$ = 477.9 mm² < USE. A_s = 596.0 mm² ∴ O.K.

2. 모 델 링

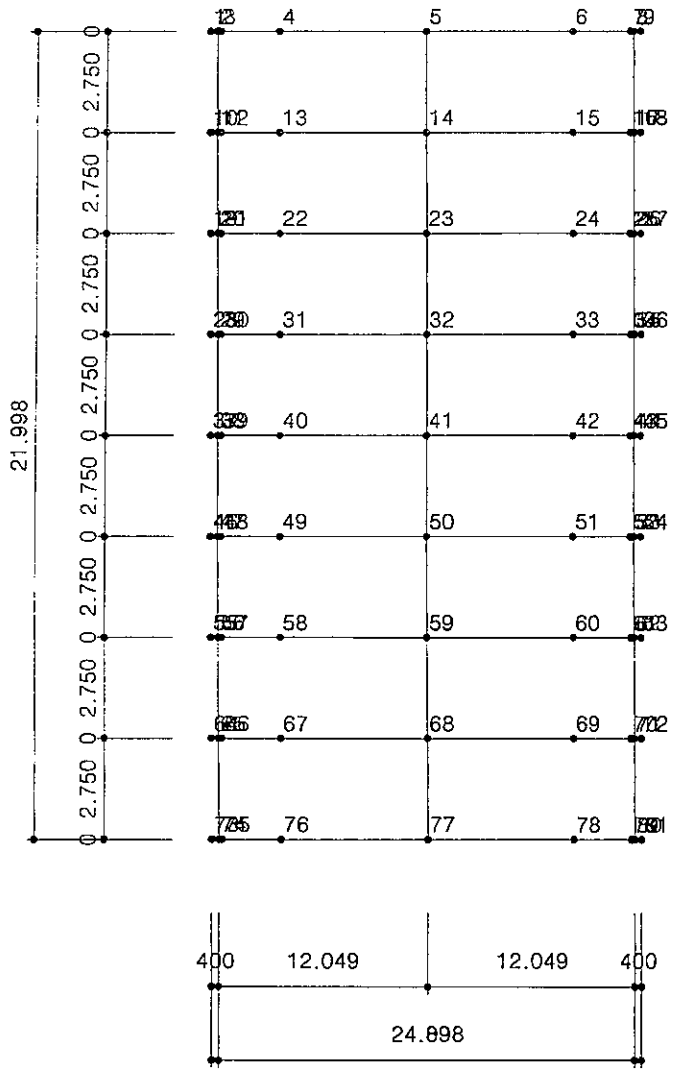
2.1 합성전 모델링



2.2 합성후 모델링

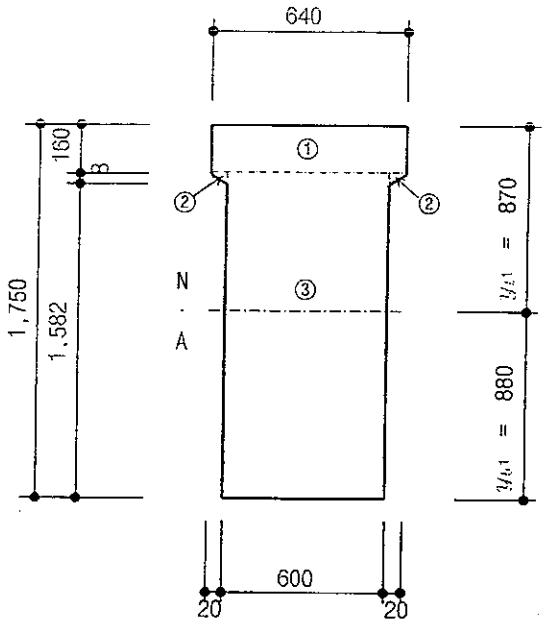

4
5
6
13
14
15
22
23
24
31
32
33
40
41
42
49
50
51
58
59
60
67
68
69
76
77
78
2.750
21.998
12.049
12.049
24.098

2.3 활하중 모델링


4
5
6
13
14
15
22
23
24
31
32
33
40
41
42
49
50
51
58
59
60
67
68
69
76
77
78
2.750
21.998
400
12.049
12.049
400
24.898

3. 단면 계수 산정 (격자해석)

1) Beam 단부 총단면



(단위:mm)

단면	b	h	A	y	Ay	y_i	Ay^2	I_o
① 상단부	640	160	102400	80	8192000	790	63920217661	218453333
② (-)	20	8	160	163	26027	707	80068588	569
③ 복부	600	1590	954000	955	911070000	-85	6880248840	200983950000
계			1056560		919288027		70880535088	201202403902

$$y_{t1} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{919288026.67}{1056560.00} = 870.076 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 870.08 - 1750.00 = -879.924 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 201202403902.22 + 70880535087.88 = 272082938990.107 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{33}}{y_{t1}} = \frac{272082938990.11}{870.08} = 312711513.346 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{33}}{y_{b1}} = \frac{272082938990.11}{879.92} = 309212038.250 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{33}}{A} = \frac{272082938990.11}{1056560.00} = 257517.736 \text{ mm}^2$$

(단위:mm)

단면	b	h	A	y_i	Ay_i	y	Ay^2	I_o
① 상단부	640	160	102400	0	0	0	0	3495253333
② (-)	20	8	80	-307	-24533	307	7523556	1778
② (-)	20	8	80	307	24533	-307	7523556	1778
③ 복부	600	1590	954000	0	0	0	0	28620000000
계			1056560		0		15047111	32115256889

$$x_{e1} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1056560.00} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

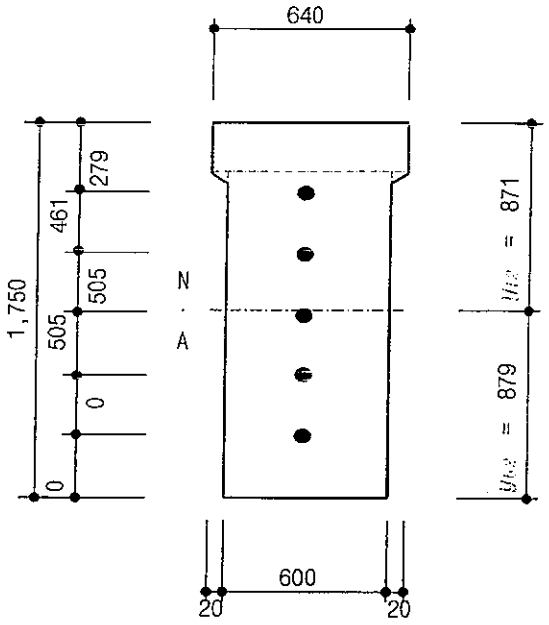
$$= 32115256888.89 + 15047111.11 = 32130304000.000 \text{ mm}^4$$

- 비틀림 상수

$$K = \Sigma (b \times t^3) / 3$$

$$= (1,590.0 \times 600.0^3 + 640.0 \times 160.0^3) / 3 = 115353813333.333 \text{ mm}^4$$

2) Beam 단부 순단면



강선번호	X좌표	Y좌표
1	0.00	1471.00
2	0.00	1010.00
3	0.00	505.00

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm²)

(단위:mm)

부재종류	수량	A	y1	A·y	y2	A·y²	Io
순단면		1056560	870	919288027	1	1354155	272082938990
1번 SHEATH	1	-3421	279	-954513	592	-1199850621	
2번 SHEATH	1	-3421	740	-2531684	131	-58898250	
3번 SHEATH	1	-3421	1245	-4259387	-374	-478009303	
4번 SHEATH	0	0	0	0	871	0	
5번 SHEATH	0	0	0	0	871	0	
계	3	1046296		911542443		-1735404020	272082938990

$$y_{t2} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{911542442.55}{1046296.42} = 871.209 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 871.21 - 1750.00 = -878.791 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 272082938990.11 + -1735404020.22 = 270347534969.891 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t2} = \frac{I_{33}}{y_{t2}} = \frac{270347534969.89}{871.21} = 310313205.318 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{33}}{y_{b2}} = \frac{270347534969.89}{878.79} = 307635619.508 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 878.79 - 995.33 = -116.542 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{33}}{e_{p2}} = \frac{270347534969.89}{-116.54} = -2319744608.299 \text{ mm}^3$$

※ SHEATH φ 66 (A = 3,421.2 ㎟) (단위:㎜)

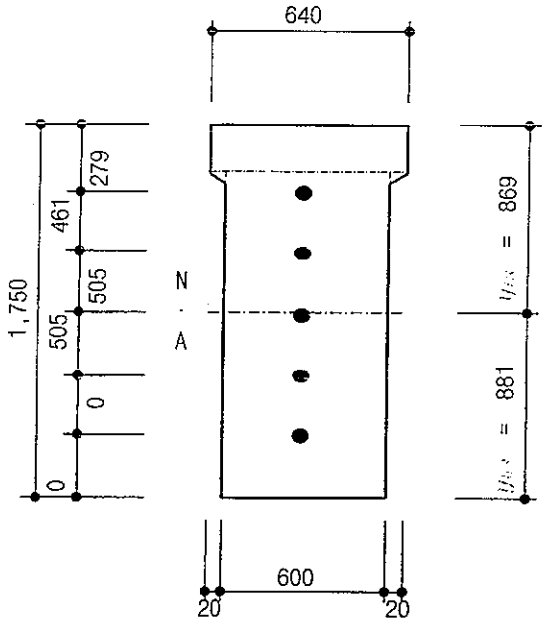
부 호	수량	$\pm A$	x	Ax	x'	Ax^2	I_o
중단면		1056560	0	0	0	0	32130304000
1번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
2번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
3번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
4번 SHEATH	0	0	0	0	0	0	
5번 SHEATH	0	0	0	0	0	0	
계	3	1046296		0		0	32130304000

$$x_{e2} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1046296.42} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$$= 32130304000.00 + 0.00 = 32130304000.000 \text{ mm}^4$$

3) Beam 단부 P.S 강연선 환산단면



※ 강연선 ϕ 12.7 × 12 ea = 98.71 × 12.00 = 1184.52 mm^2

n_p = E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

강연선 환산단면적 = 1184.52 × 6.47 = 7669.03 mm^2

(단위:mm)

번호	수량	A	y	A·y	y'	A·y²	I_o
콘단면		1046296	871	911542443	-3	6578708	270347534970
강연선	3	23007	755	17362684	114	299180756	
계	3	1069304		928905126		305759464	270347534970

$$y_{t3} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{928905126.05}{1069303.51} = 868.701 \text{ mm}$$

$$y_{b3} = 868.70 - 1750.00 = -881.299 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 270347534969.89 + 305759463.81 = 270653294433.699 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{33}}{y_{t3}} = \frac{270653294433.70}{868.70} = 311560899.601 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{33}}{y_{b3}} = \frac{270653294433.70}{881.30} = 307107262.579 \text{ mm}^3$$

$$e_{p3} = 881.30 - 995.33 = -114.034 \text{ mm}$$

$$Z_{p3} = \frac{I_{33}}{e_{p3}} = \frac{270653294433.70}{-114.03} = -2373434935.210 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

부 호	수량	A	x	Ax	x^2	Ax^2	I_o
콘크리트		1046296	0	0	0	0	32130304000
강 현 선	3	23007	0	0	0	0	
계	3	1069304		0		0	32130304000

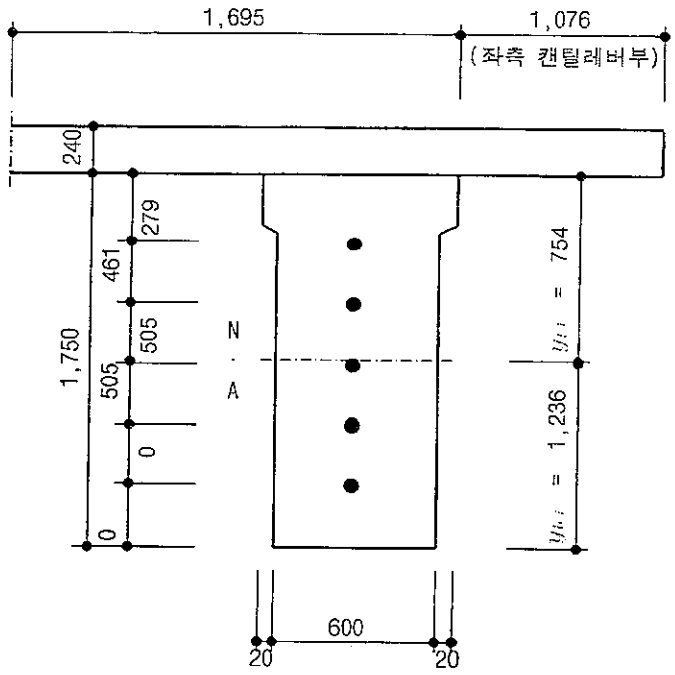
$$x_{c3} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1069303.51} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

$$= 32130304000.00 + 0.00 = 32130304000.000 \text{ mm}^4$$

4) Beam 단부 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 배치 간격 : 2.75 m
- 캔틸레버 길이 : 1.40 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 1396 + 300 = 1695.54 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6t + b_f$ = 6 × 240 + 1696 = 3135.54 mm

② $l/12 + b_f$ = 24100 / 12 + 1696 = 3703.87 mm } 중 작은값 사용

③ $l/2 + b_f$ = 2150 / 2 + 1696 = 2770.53 mm

환산 유효폭 B = 2771 × 0.90 = 2493.66 mm

A_{slab} = 2494 × 240 = 598479.03 mm²

(단위:mm)

부재	A	y_i	A·y	경계	$A_i(y_i-y_{st})^2$	I_o
PS강선 환산단면	1069304	1109	1185537968	-355	134601548586	270653294434
슬래브	598479	120	71817484	634	240492815269	2872699365
계	1667783		1257355452		375094363855	273525993799

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1257355451.67}{1667782.54}$ = 753.909 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t4} = 753.91 - 240.00 = 513.909 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b4} = 753.91 - 1990.00 = -1236.091 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 273525993798.55 + 375094363854.71 = 648620357653.257 mm^4

$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{648620357653.26}{753.91}$ = 860343593.795 mm^3

$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{648620357653.26}{513.91}$ = 1262131962.999 mm^3

$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{648620357653.26}{1236.09}$ = 524734911.104 mm^3

e_{p4} = 1236.09 - 995.33 = 240.758 mm

$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{648620357653.26}{240.76}$ = 2694074290.296 mm^3

(단위:mm)

단면종류	A	x	Ax	x'	Ax'	I_o
PS강선 환산단면	1069304	0	0	0	0	32130304000
슬래브	598479	0	0	0	0	310129510386
계	1667783		0		0	342259814386

$x_{e4} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1667782.54}$ = 0.000 mm

$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$

= 342259814385.92 + 0.00 = 342259814385.916 mm^4

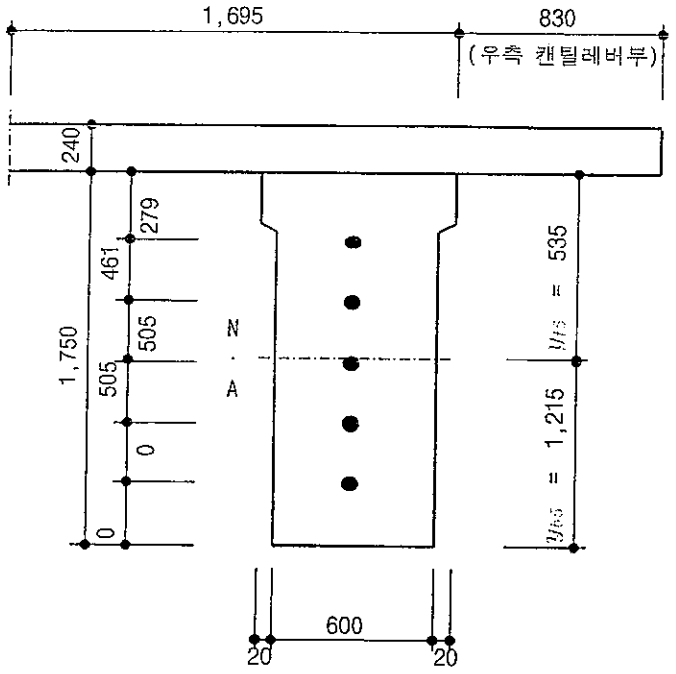
- 비틀림 상수

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

= 115353813333.33 + (2,493.7 x 240.0 ^{3})/ 3 / 0.900

= 128120401749.333 mm^4

(2) 외측 BEAM (G9 : 비대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 배치 간격 : 2.75 m
- 캔틸레버 길이 : 1.15 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 1150 + 300 = 1450.10 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6t + b_1$ = 6 × 240 + 1450 = 2890.10 mm

② $l/12 + b_1$ = 24100 / 12 + 1450 = 3458.43 mm } 중 작은값 사용

③ $l/2 + b_1$ = 2150 / 2 + 1450 = 2525.08 mm

환산 유효폭 B = 2525 × 0.90 = 2272.75 mm

A_{slab} = 2273 × 240 = 545459.45 mm²

(단위:mm)

구 분 \ 번 호	A	y_i	$A \times y_i$	$y_i - y_{st}$	$A \times y_i^2$	I_o
PS강선 환산단면	1069304	1109	1185537968	-334	119271973489	270653294434
슬래브	545459	120	65455134	655	233817453313	2618205359
합 계	1614763		1250993102		353089426802	273271499793

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1250993101.53}{1614762.96}$ = 774.722 mm : 바닥판 상단에서 도심 측까지의 거리

y_{t5} = 774.72 - 240.00 = 534.722 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b5} = 774.72 - 1990.00 = -1215.278 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 273271499792.95 + 353089426801.70 = 626360926594.653 mm⁴

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{626360926594.65}{774.72} = 808497201.282 \ mm^3$$

$$Z_{ts} = \frac{I_{33}}{y_{ts}} = \frac{626360926594.65}{534.72} = 1171375795.589 \ mm^3$$

$$Z_{bs} = \frac{I_{33}}{y_{bs}} = \frac{626360926594.65}{1215.28} = 515405655.909 \ mm^3$$

$$e_{ps} = 1215.28 - 995.33 = 219.944 \ mm$$

$$Z_{ps} = \frac{I_{33}}{e_{ps}} = \frac{626360926594.65}{219.94} = 2847817119.050 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	Ax	Ax'	Ax'^2	I_o
PS강선 콘크리트	1069304	0	0	0	0	32130304000
슬래브	545459	0	0	0	0	234792208486
계	1614763		0		0	266922512486

$$x_{cs} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1614762.96} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$$= 266922512485.77 + 0.00 = 266922512485.766 \ mm^4$$

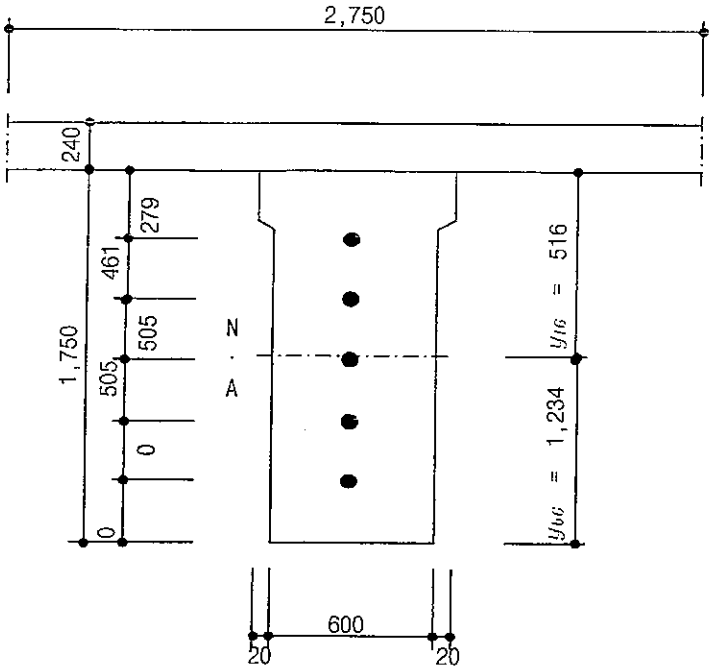
- 바틀림 상수

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 115353813333.33 + (2,272.7 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 126989402709.333 \ mm^4$$

(3) 내측 BEAM (G2 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 2750 + 300 = 3050.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$12t + b_w$	=	12 ×	240 +	600	=	3480.00 mm	
②	l_n	=	2750			=	2750.00 mm	} 중 작은값 사용
③	거더경간/4	=	24100 /	4		=	6025.00 mm	
	환산 유효폭 B	=	2750 ×	0.90		=	2475.19 mm	
	A_{slab}	=	2475 ×	240		=	594044.87 mm^2	

(단위:mm)

번호	A	y	Ay	y'	Ay'^2	Io
PS강선 환산단면	1069304	1109	1185537968	-353	133322386985	270653294434
슬래브	594045	120	71285384	636	239985401235	2851415364
계	1663348		1256823352		373307788220	273504709797

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1256823351.64}{1663348.37}$ = 755.598 mm : 바닥판 상단에서 도심측까지의 거리

y_{t6} = 755.60 - 240.00 = 515.598 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 755.60 - 1990.00 = -1234.402 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 273504709797.40 + 373307788219.56 = 646812498016.957 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{646812498016.96}{755.60} = 856026835.635 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{646812498016.96}{515.60} = 1254488981.565 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{646812498016.96}{1234.40} = 523988702.134 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1234.40 - 995.33 = 239.068 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{646812498016.96}{239.07} = 2705555519.759 \ mm^3$$

(단위 : mm)

부 호	A	x	A x x	x'	A x x'^2	I_o
PS강선 환산단면	1069304	0	0	0	0	32130304000
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1663348		0		0	335417456964

$$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1663348.37} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

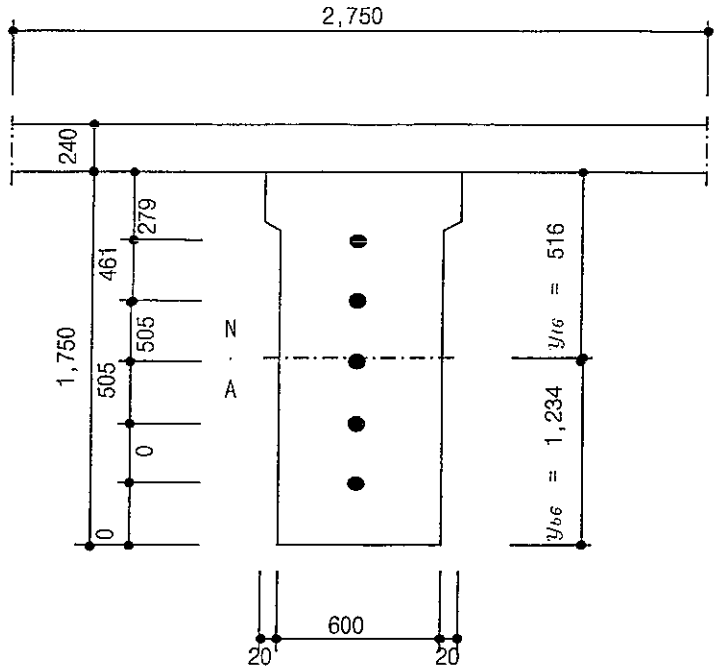
$$= 335417456963.74 + 0.00 = 335417456963.744 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 115353813333.33 + (2,475.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 128025813333.333 \ mm^4$$

(4) 내측 BEAM (G3 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 2750 + 300 = 3050.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$12t + b_w$	=	12 × 240	+	600	=	3480.00 mm	} 중 작은값 사용
②	l_n	=	2750			=	2750.00 mm	
③	거더경간/4	=	24100 / 4			=	6025.00 mm	

환산 유효폭 B = 2750 × 0.90 = 2475.19 mm

A_{slab} = 2475 × 240 = 594044.87 mm²

(단위:mm)

번호	A	y	I_o	y'	$A \times y^2$	$A \times y'^2$
PS강선을 제외한 단면	1069304	1109	1185537968	-353	133322386985	270653294434
슬래브	594045	120	71285384	636	239985401235	2851415364
계	1663348		1256823352		373307788220	273504709797

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1256823351.64}{1663348.37}$ = 755.598 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 755.60 - 240.00 = 515.598 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 755.60 - 1990.00 = -1234.402 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 273504709797.40 + 373307788219.56 = 646812498016.957 mm⁴

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{646812498016.96}{755.60} = 856026835.635 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{646812498016.96}{515.60} = 1254488981.565 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{646812498016.96}{1234.40} = 523988702.134 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1234.40 - 995.33 = 239.068 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{646812498016.96}{239.07} = 2705555519.759 \ mm^3$$

(단위:mm)

구 분	A	a	Ax	n	Ay	I_o
PS강선 환산단면	1069304	0	0	0	0	32130304000
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1663348		0		0	335417456964

$$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1663348.37} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

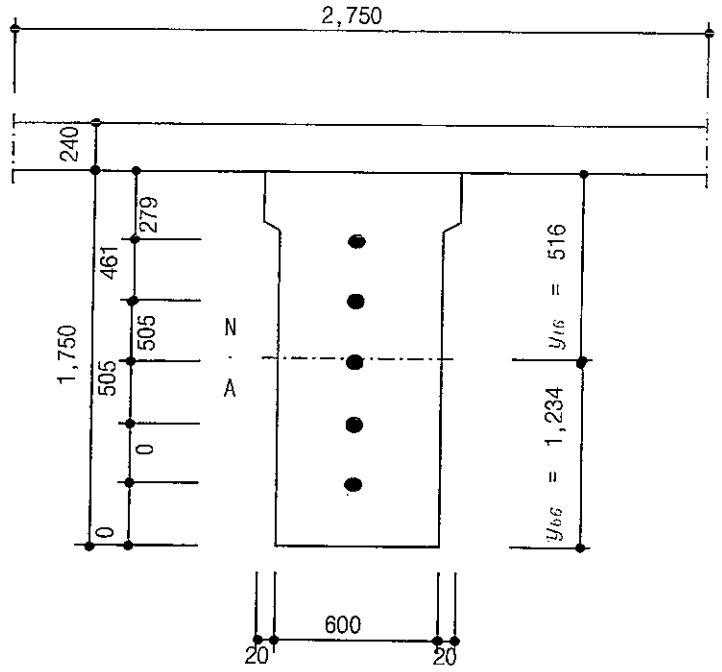
$$= 335417456963.74 + 0.00 = 335417456963.744 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 115353813333.33 + (2,475.2 \times 240.0^{3}) / 3 / 0.900$$

$$= 128025813333.333 \ mm^4$$

(5) 내측 BEAM (G4 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1	=	2750	+	300		=	3050.00	mm	
환산계수 n_c	=	27804	/	30891		=	0.90		
- 유효폭 산정									
① $12t + b_w$	=	12	×	240	+ 600	=	3480.00	mm	
② l_n	=	2750				=	2750.00	mm	} 중 작은값 사용
③ 거더경간/4	=	24100	/	4		=	6025.00	mm	
환산 유효폭 B	=	2750	×	0.90		=	2475.19	mm	
A_{slab}	=	2475	×	240		=	594044.87	mm^2	

(단위:mm)

구 분	A_i	y_i	$A_i y_i$	y_o	$A_i y_i^2$	I_o
PS강선 등 환산단면	1069304	1109	1185537968	-353	133322386985	270653294434
슬래브	594045	120	71285384	636	239985401235	2851415364
계	1663348		1256823352		373307788220	273504709797

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1256823351.64}{1663348.37} = 755.598 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t6} = 755.60 - 240.00 = 515.598 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 755.60 - 1990.00 = -1234.402 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= 273504709797.40 + 373307788219.56 = 646812498016.957 \ mm^4$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{646812498016.96}{755.60} = 856026835.635 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{646812498016.96}{515.60} = 1254488981.565 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{646812498016.96}{1234.40} = 523988702.134 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1234.40 - 995.33 = 239.068 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{646812498016.96}{239.07} = 2705555519.759 \ mm^3$$

(단위:mm)

부 호	A	x	Ax	x'	Ax'^2	I_o
PS강선 환산단면	1069304	0	0	0	0	32130304000
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1663348		0		0	335417456964

$$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1663348.37} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

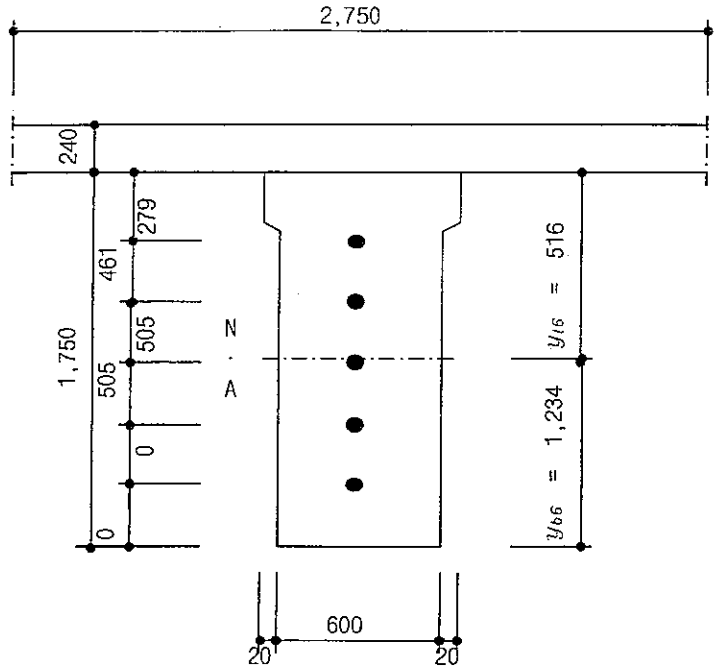
$= 335417456963.74 + 0.00 = 335417456963.744 \ mm^4$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$= 115353813333.33 + (2,475.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$

$= 128025813333.333 \ mm^4$

(6) 내측 BEAM (G5 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2750 + 300 = 3050.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 600 = 3480.00 mm

② l_n = 2750 = 2750.00 mm } 중 작은값 사용

③ 거더경간/4 = 24100 / 4 = 6025.00 mm

환산 유효폭 B = 2750 × 0.90 = 2475.19 mm

A_{slab} = 2475 × 240 = 594044.87 mm^2

(단위:mm)

구 분	A	y_b	A·y	y'	A·y'^2	I_o
PS강선 환산단면	1069304	1109	1185537968	-353	133322386985	270653294434
슬래브	594045	120	71285384	636	239985401235	2851415364
계	1663348		1256823352		373307788220	273504709797

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1256823351.64}{1663348.37}$ = 755.598 mm : 바닥판 상단에서 도심측까지의 거리

y_{t6} = 755.60 − 240.00 = 515.598 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 755.60 − 1990.00 = -1234.402 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= 273504709797.40 + 373307788219.56 = 646812498016.957 \ mm^4$

$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{646812498016.96}{755.60} = 856026835.635 \ mm^3$

$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{646812498016.96}{515.60} = 1254488981.565 \ mm^3$

$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{646812498016.96}{1234.40} = 523988702.134 \ mm^3$

$e_{p6} = 1234.40 - 995.33 = 239.068 \ mm$

$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{646812498016.96}{239.07} = 2705555519.759 \ mm^3$

(단위:mm)

부 재	A	x	Ax	x²	Ax²	Io
PS강선 환산단면	1069304	0	0	0	0	32130304000
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1663348		0		0	335417456964

$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1663348.37} = 0.000 \ mm$

$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$

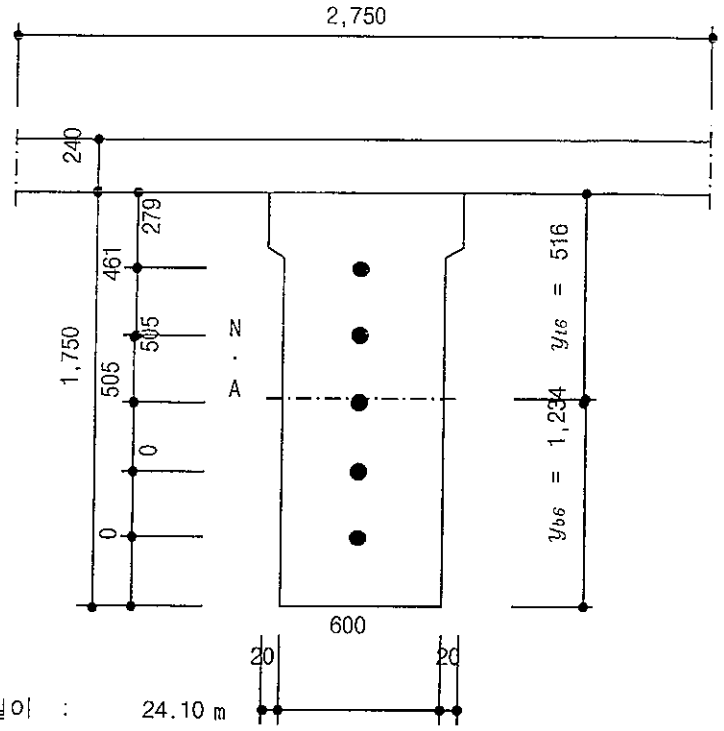
$= 335417456963.74 + 0.00 = 335417456963.744 \ mm^4$

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= 115353813333.33 + (2,475.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$

$= 128025813333.333 \ mm^4$

(7) 내측 BEAM (G6 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2750 + 300 = 3050.00 ㎜

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$12t + b_w$	=	12	×	240	+	600	=	3480.00 ㎜
②	l_n	=	2750					=	2750.00 ㎜
③	거더경간/4	=	24100	/	4			=	6025.00 ㎜

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2750 × 0.90 = 2475.19 ㎜

A_{slab} = 2475 × 240 = 594044.87 ㎟

(단위:㎜)

부재	A	y	Ay	(y-yst)	(y-yst)²A	Ic
PS합성후환산단면	1069304	1109	1185537968	-353	133322386985	270653294434
슬래브	594045	120	71285384	636	239985401235	2851415364
계	1663348		1256823352		373307788220	273504709797

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1256823351.64}{1663348.37} = 755.598 \text{ ㎜}$$: 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t6} = 755.60 − 240.00 = 515.598 ㎜ : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 755.60 − 1990.00 = -1234.402 ㎜ : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma (I_o + A \times y'^2)$

$= 273504709797.40 + 373307788219.56 = 646812498016.957 \ mm^4$

$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{646812498016.96}{755.60} = 856026835.635 \ mm^3$

$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{646812498016.96}{515.60} = 1254488981.565 \ mm^3$

$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{646812498016.96}{1234.40} = 523988702.134 \ mm^3$

$e_{p6} = 1234.40 - 995.33 = 239.068 \ mm$

$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{646812498016.96}{239.07} = 2705555519.759 \ mm^3$

(단위 : mm)

부재 명칭	A	x	Ax	y	Ay	I_o
PS강선 환산단면	1069304	0	0	0	0	32130304000
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1663348		0		0	335417456964

$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1663348.37} = 0.000 \ mm$

$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$

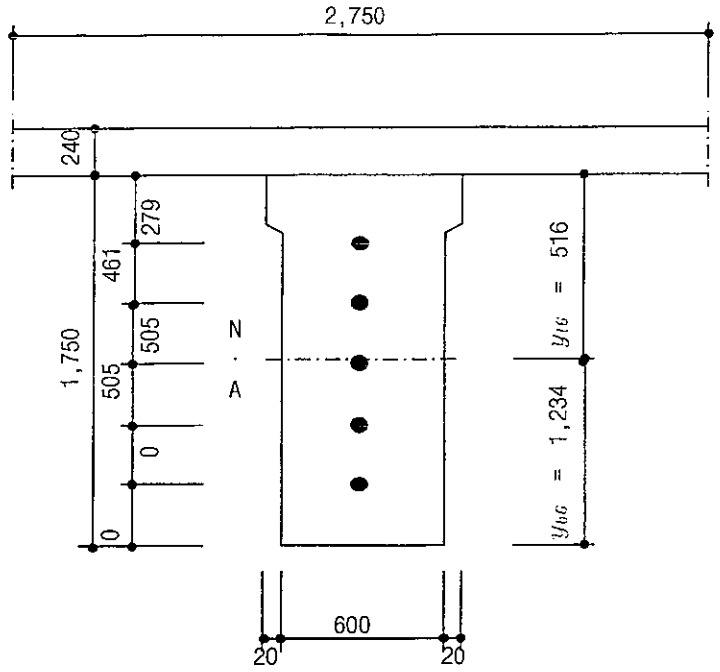
$= 335417456963.74 + 0.00 = 335417456963.744 \ mm^4$

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= 115353813333.33 + (2,475.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$

$= 128025813333.333 \ mm^4$

(8) 내측 BEAM (G7 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2750 + 300 = 3050.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 600 = 3480.00 mm
② l_n = 2750 = 2750.00 mm
③ 거더경간/4 = 24100 / 4 = 6025.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2750 × 0.90 = 2475.19 mm

A_{slab} = 2475 × 240 = 594044.87 mm^2

(단위:mm)

단면 번호	A	n	A·y	y	I	I_o
PS강선 환산단면	1069304	1109	1185537968	-353	133322386985	270653294434
슬래브	594045	120	71285384	636	239985401235	2851415364
계	1663348		1256823352		373307788220	273504709797

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1256823351.64}{1663348.37}$ = 755.598 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 755.60 − 240.00 = 515.598 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 755.60 − 1990.00 = -1234.402 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 273504709797.40 + 373307788219.56 = 646812498016.957 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{646812498016.96}{755.60} = 856026835.635 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{646812498016.96}{515.60} = 1254488981.565 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{646812498016.96}{1234.40} = 523988702.134 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1234.40 - 995.33 = 239.068 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{646812498016.96}{239.07} = 2705555519.759 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	a	Ax	x	Ax²	I_o
PS긴장 콘크리트	1069304	0	0	0	0	32130304000
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1663348		0		0	335417456964

$$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1663348.37} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

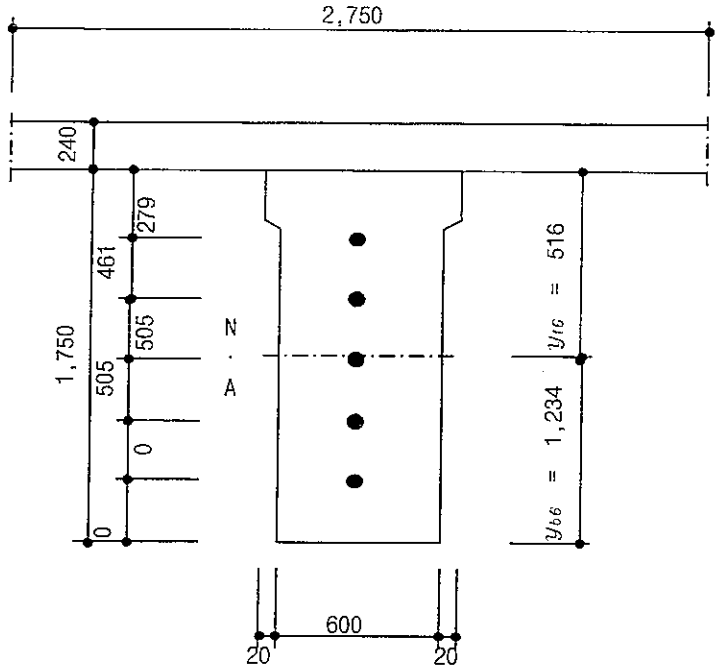
$$= 335417456963.74 + 0.00 = 335417456963.744 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 115353813333.33 + (2,475.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 128025813333.333 \ mm^4$$

(9) 내측 BEAM (G8 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 2750 + 300 = 3050.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$12t + b_w$	=	12	×	240 + 600	=	3480.00	mm
②	l_n	=	2750			=	2750.00	mm
③	거더경간/4	=	24100	/	4	=	6025.00	mm

② 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2750 × 0.90 = 2475.19 mm

A_{slab} = 2475 × 240 = 594044.87 mm²

(단위:mm)

구성요소	A_i	y_i	$A_i y_i$	y_i'	$A_i y_i'^2$	I_o
G8+상부 환산단면	1069304	1109	1185537968	-353	133322386985	270653294434
슬래브	594045	120	71285384	636	239985401235	2851415364
계	1663348		1256823352		373307788220	273504709797

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1256823351.64}{1663348.37}$ = 755.598 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 755.60 - 240.00 = 515.598 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 755.60 - 1990.00 = -1234.402 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$$= 273504709797.40 + 373307788219.56 = 646812498016.957 \ mm^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{646812498016.96}{755.60} = 856026835.635 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{646812498016.96}{515.60} = 1254488981.565 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{646812498016.96}{1234.40} = 523988702.134 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1234.40 - 995.33 = 239.068 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{646812498016.96}{239.07} = 2705555519.759 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x_o	$A x_o$	y_o	$A y_o$	I_o
PS강선 환산단면	1069304	0	0	0	0	32130304000
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1663348		0		0	335417456964

$$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1663348.37} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

$$= 335417456963.74 + 0.00 = 335417456963.744 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_e$$

$$= 115353813333.33 + (2,475.2 \times 240.0 ^3) / 3 / 0.900$$

$$= 128025813333.333 \ mm^4$$

5) 단면제원 정리

(단위:mm)

구 분	순 단 면	P.S 강선 환산 단면적	반단판 환산		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G9)	내측 BEAM (G2)
A	1046296.42	1069303.51	1667782.54	1614762.96	1663348.37
y_t			753.91	774.72	755.60
y_c	871.21	868.70	513.91	534.72	515.60
y_b	-878.79	-881.30	-1236.09	-1215.28	-1234.40
I_{33}	270347534969.89	270653294433.70	648620357653.26	626360926594.65	646812498016.96
I_{22}	32130304000.00	32130304000.00	342259814385.92	266922512485.77	335417456963.74
Z_{st}			860343593.80	808497201.28	856026835.63
Z_{t6}	310313205.32	311560899.60	1262131963.00	1171375795.59	1254488981.57
Z_{b6}	307635619.51	307107262.58	524734911.10	515405655.91	523988702.13
e_{p6}	-116.54	-114.03	240.76	219.94	239.07
Z_{p6}	-2319744608.30	-2373434935.21	2694074290.30	2847817119.05	2705555519.76
K_s	115353813333.33	115353813333.33	128120401749.33	126989402709.33	128025813333.33

(단위 : mm)

구 분	바닥판 환산				
	내측 BEAM (G3)	내측 BEAM (G4)	내측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G6)	내측 BEAM (G7)
A	1663348.37	1663348.37	1663348.37	1663348.37	1663348.37
y_{st}	755.60	755.60	755.60	755.60	755.60
y_t	515.60	515.60	515.60	515.60	515.60
y_b	-1234.40	-1234.40	-1234.40	-1234.40	-1234.40
I_{33}	646812498016.96	646812498016.96	646812498016.96	646812498016.96	646812498016.96
I_{22}	335417456963.74	335417456963.74	335417456963.74	335417456963.74	335417456963.74
Z_{st}	856026835.63	856026835.63	856026835.63	856026835.63	856026835.63
Z_t	1254488981.57	1254488981.57	1254488981.57	1254488981.57	1254488981.57
Z_b	523988702.13	523988702.13	523988702.13	523988702.13	523988702.13
e_p	239.07	239.07	239.07	239.07	239.07
Z_p	2705555519.76	2705555519.76	2705555519.76	2705555519.76	2705555519.76
K	128025813333.33	128025813333.33	128025813333.33	128025813333.33	128025813333.33

(단위 : mm)

구 분	바닥판 환산				
	내측 BEAM (G8)				
A	1663348.37				
y_{st}	755.60				
y_t	515.60				
y_b	-1234.40				
I_{33}	646812498016.96				
I_{22}	335417456963.74				
Z_{st}	856026835.63				
Z_t	1254488981.57				
Z_b	523988702.13				
e_p	239.07				
Z_p	2705555519.76				
K	128025813333.33				

A : 단 면 적 (mm^2)

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (mm)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (mm)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (mm)

I_{33} : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

I_{22} : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

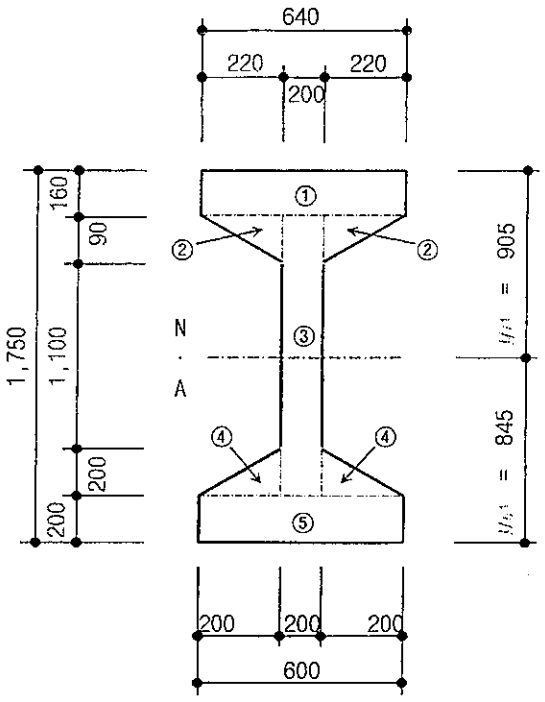
Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (mm^3)

e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (mm)

Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (mm^3)

K : 비틀림 상수 (mm^4)

6) Beam 중앙부 총단면



(단위 : mm)

번 호	b	h	A	y	Ay	y'	Ay²	Io
① (□)	640	160	102400	80	8192000	825	69694894114	218453333
② (△)	220	90	19800	190	3762000	715	10122069678	8910000
③ (□)	200	1390	278000	855	237690000	50	694818053	44760316667
④ (△)	200	200	40000	1483	59333333	-578	13379080608	88888889
⑤ (□)	600	200	120000	1650	198000000	-745	66604170301	400000000
계			560200		506977333		160495032754	45476568889

$$y_{t1} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{506977333.33}{560200.00} = 904.993 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 904.99 - 1750.00 = -845.007 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 45476568888.89 + 160495032753.78 = 205971601642.667 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{33}}{y_{t1}} = \frac{205971601642.67}{904.99} = 227594576.037 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{33}}{y_{b1}} = \frac{205971601642.67}{845.01} = 243751486.652 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{33}}{A} = \frac{205971601642.67}{560200.00} = 367675.119 \text{ mm}^2$$

(단위 : mm)

부 호	b	H	A	x	Ax	x'	Ax'²	I_o
① (ㅂ)	640	160	102400	0	0	0	0	3495253333
② (스)	220	90	9900	-173	-1716000	173	297440000	26620000
	220	90	9900	173	1716000	-173	297440000	26620000
③ (ㅁ)	200	1390	278000	0	0	0	0	926666667
④ (스)	200	200	20000	-167	-3333333	167	555555556	44444444
	200	200	20000	167	3333333	-167	555555556	44444444
⑤ (ㅁ)	600	200	120000	0	0	0	0	3600000000
계			560200		0		1705991111	8164048889

$$x_{e1} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{560200.00} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

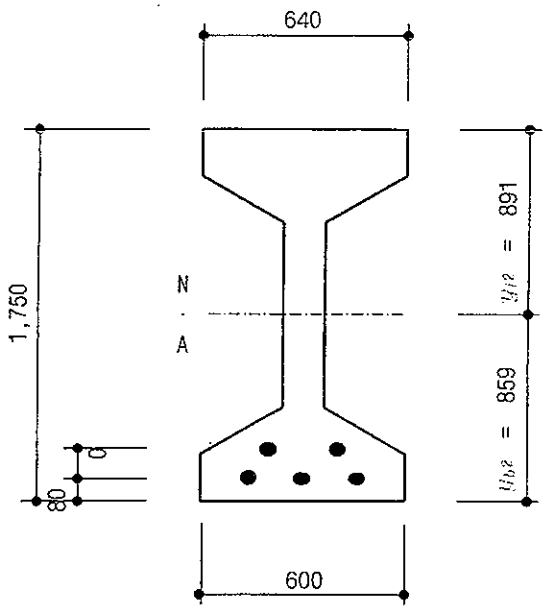
$$= 8164048888.89 + 1705991111.11 = 9870040000.000 \text{ mm}^4$$

- 비틀림 상수

$$K = \Sigma (b \times t^3) / 3$$

$$= (640.0 \times 160.0^{3} + 1,390.0 \times 200.0^{3} + 600.0 \times 200.0^{3}) / 3 = 6180480000.000 \text{ mm}^4$$

7) Beam 중앙부 순단면



경선번호	X좌표	Y좌표
1	0.00	80.00
2	-150.00	80.00
3	150.00	80.00

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm²) (단위:mm)

변 경	수량	A	y	A x y	y'	A x y'	I_o
중립축		560200	905	506977333	-14	114194835	205971601643
1번 SHEATH	1	-3421	1670	-5713395	-779	-2077635245	
2번 SHEATH	1	-3421	1670	-5713395	-779	-2077635245	
3번 SHEATH	1	-3421	1670	-5713395	-779	-2077635245	
4번 SHEATH	0	0	0	0	891	0	
5번 SHEATH	0	0	0	0	891	0	
계	3	549936		489837149		-6118710900	205971601643

$$y_{t2} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{489837149.39}{549936.42} = 890.716 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 890.72 - 1750.00 = -859.284 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 205971601642.67 + -6118710899.68 = 199852890742.986 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t2} = \frac{I_{33}}{y_{t2}} = \frac{199852890742.99}{890.72} = 224373310.108 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{33}}{y_{b2}} = \frac{199852890742.99}{859.28} = 232580711.337 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 859.28 - 80.00 = 779.284 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{33}}{e_{p2}} = \frac{199852890742.99}{779.28} = 256457059.640 \text{ mm}^3$$

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 ㎟)

(단위:㎜)

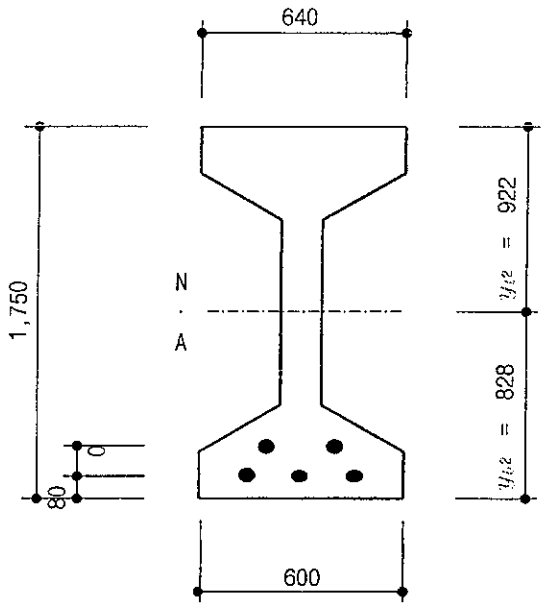
부재명	수량	A	x	Ax	x_o	Ax^2	I_o
철탑단면		560200	0	0	0	0	9870040000
1번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
2번 SHEATH	1	-3421	-150	513179	150	-76976874	
3번 SHEATH	1	-3421	150	-513179	-150	-76976874	
4번 SHEATH	0	0	0	0	0	0	
5번 SHEATH	0	0	0	0	0	0	
계	3	549936		0		-153953748	9870040000

$$x_{e2} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{549936.42} = 0.000 \text{ ㎜}$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$$= 9870040000.00 + -153953747.99 = 9716086252.011 \text{ ㎜}^4$$

8) Beam 중앙부 P.S 강연선 환산단면



※ 강연선 ϕ 12.7 × 12 ea = 98.71 × 12.00 = 1184.52 mm²

n_p = E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

강연선 환산단면적 = 1184.52 × 6.47 = 7669.03 mm²

(단위:mm)

단면	수량	A	y	Ay	y'	Ay²	I_o
중단면		549936	891	489837149	31	538522422	199852890743
강연선	3	23007	1670	38421839	-748	12872253642	
계	3	572944		528258989		13410776063	199852890743

$$y_{t3} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{528258988.76}{572943.51} = 922.009 \text{ mm}$$

$$y_{b3} = 922.01 - 1750.00 = -827.991 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 199852890742.99 + 13410776063.06 = 213263666806.045 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{33}}{y_{t3}} = \frac{213263666806.05}{922.01} = 231303272.853 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{33}}{y_{b3}} = \frac{213263666806.05}{827.99} = 257567570.931 \text{ mm}^3$$

$$e_{p3} = 827.99 - 80.00 = 747.991 \text{ mm}$$

$$Z_{p3} = \frac{I_{33}}{e_{p3}} = \frac{213263666806.05}{747.99} = 285115231.003 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

단면요소	수량	A	x	y	Ax	Ay	I_0
중앙변		549936	0	0	0	0	9716086252
강 연 선	3	23007	0	0	0	0	
계	3	572944		0		0	9716086252

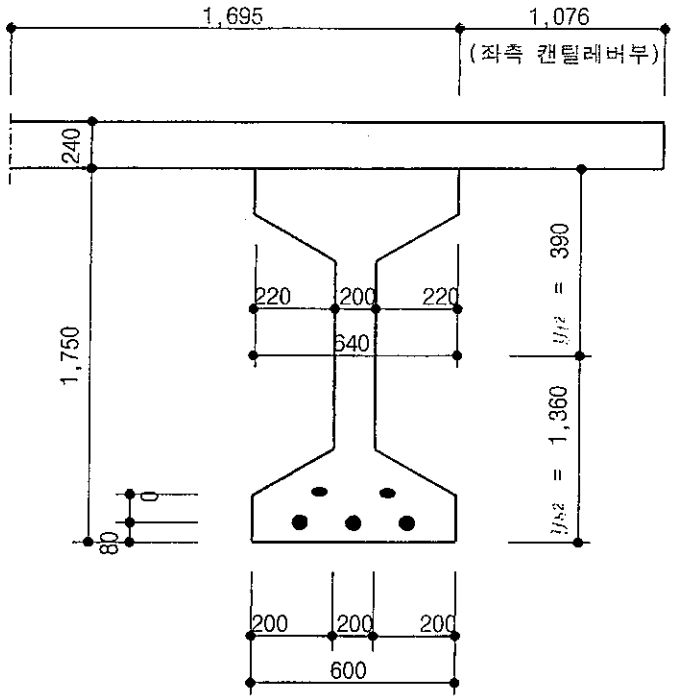
$$x_{e3} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{572943.51} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$$= 9716086252.01 + 0.00 = 9716086252.011 \text{ mm}^4$$

9) Beam 중앙부 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 배치 간격 : 2.75 m
- 캔틸레버 길이 : 1.40 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 1396 + 100 = 1495.54 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6t + b_f$ = 6 × 240 + 1496 = 2935.54 mm

② $l/12 + b_f$ = 24100 / 12 + 1496 = 3503.87 mm } 중 작은값 사용

③ $l/2 + b_f$ = 2550 / 2 + 1496 = 2770.53 mm

환산 유효폭 B = 2771 × 0.90 = 2493.66 mm

A_{slab} = 2494 × 240 = 598479.03 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y_t	A x y	y_t	$(A \times y) \times y_t$	I_o
PS강선 환산단면	572944	1162	665765430	-532	162377314125	213263666806
슬래브 환산	598479	120	71817484	510	155449100722	2872699365
계	1171423		737582914		317826414847	216136366171

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{737582914.38}{1171422.54}$ = 629.647 mm : 바닥판 상단에서 도심 측까지의 거리

y_{t4} = 629.65 - 240.00 = 389.647 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b4} = 629.65 - 1990.00 = -1360.353 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma (I_o + A \times y'^2)$

$= 216136366170.90 + 317826414847.10 = 533962781017.997 \ mm^4$

$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{533962781018.00}{629.65} = 848034878.959 \ mm^3$

$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{533962781018.00}{389.65} = 1370375023.220 \ mm^3$

$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{533962781018.00}{1360.35} = 392517866.123 \ mm^3$

$e_{p4} = 1360.35 - 80.00 = 1280.353 \ mm$

$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{533962781018.00}{1280.35} = 417043472.750 \ mm^3$

(단위:mm)

구 분	A	x	Ax	x'	Ax'^2	I_o
PS강선 환산단면	572944	0	0	0	0	9716086252
슬래브	598479	0	0	0	0	310129510386
계	1171423		0		0	319845596638

$x_{e4} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1171422.54} = 0.000 \ mm$

$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$

$= 319845596637.93 + 0.00 = 319845596637.927 \ mm^4$

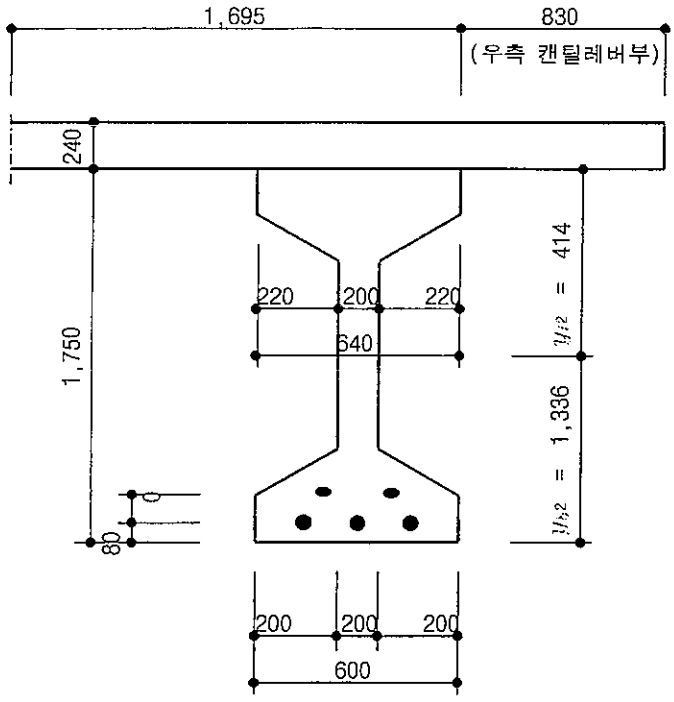
- 비틀림 상수

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= 6180480000.00 + (2,493.7 \times 240.0^{3}) / 3 / 0.900$

$= 18947068416.000 \ mm^4$

(2) 외측 BEAM (G9 : 비대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 배치 간격 : 2.75 m
- 캔틸레버 길이 : 1.15 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 1150 + 100 = 1250.10 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$6t + b_1$	=	6	×	240	+	1250	=	2690.10 mm
②	$l/12 + b_1$	=	24100	/	12	+	1250	=	3258.43 mm
③	$l/2 + b_1$	=	2550	/	2	+	1250	=	2525.08 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2525 × 0.90 = 2272.75 mm

A_{slab} = 2273 × 240 = 545459.45 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	A x y	y'	A x y'^2	Io
PSC빔 환산단면	572944	1162	665765430	-508	147973161279	213263666806
슬래브	545459	120	65455134	534	155429082542	2618205359
계	1118403		731220564		303402243821	215881872165

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{731220564.24}{1118402.96}$ = 653.808 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t4} = 653.81 - 240.00 = 413.808 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b4} = 653.81 - 1990.00 = -1336.192 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= \quad 215881872165.29 \quad + \quad 303402243820.74 \quad = \quad 519284115986.037 \ mm^4$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{519284115986.04}{653.81} = 794245838.766 \ mm^3$$

$$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{519284115986.04}{413.81} = 1254892076.567 \ mm^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{519284115986.04}{1336.19} = 388629803.271 \ mm^3$$

$$e_{p4} = 1336.19 - 80.00 = 1256.192 \ mm$$

$$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{519284115986.04}{1256.19} = 413379506.379 \ mm^3$$

(단위:mm)

부재번호	A	x_o	$A \cdot x$	x'^2	$A \cdot x'^2$	I_o
PC강선 등가환산면적	572944	0	0	0	0	9716086252
슬래브	545459	0	0	0	0	234792208486
합계	1118403		0		0	244508294738

$$x_{e4} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1118402.96} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$= \quad 244508294737.78 \quad + \quad 0.00 \quad = \quad 244508294737.777 \ mm^4$

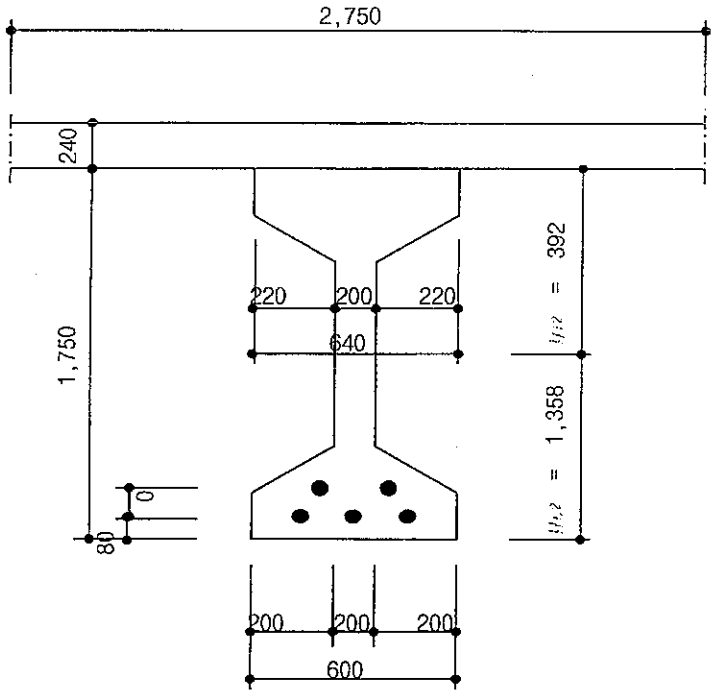
- 비틀림 상수

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$= \quad 6180480000.00 \quad + \quad (\ 2,272.7 \quad x \quad 240.0 \ ^3 \ ) / \ 3 \quad / \quad 0.900$

$= \quad 17816069376.000 \ mm^4$

(3) 내측 BEAM (G2 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2750 + 100 = 2850.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$12t + b_w$	=	12	×	240	+ 200	=	3080.00 mm	} 중 작은값 사용
②	l_n	=	2750				=	2750.00 mm	
③	거더경간/4	=	24100	/	4		=	6025.00 mm	
	환산 유효폭 B	=	2750	×	0.90		=	2475.19 mm	
	A_{slab}	=	2475	×	240		=	594044.87 mm^2	

(단위:mm)

변 수 명	A	y	A x y	y - y_{st}	A x ($y - y_{st}$)^2	I$_o$ + A x ($y - y_{st}$)^2
PS강선 환산단면	572944	1162	665765430	-530	161198153104	213263666806
슬래브	594045	120	71285384	512	155472153876	2851415364
계	1166988		737050814		316670306980	216115082170

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{737050814.35}{1166988.37} = 631.584 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 631.58 - 240.00 = 391.584 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 631.58 - 1990.00 = -1358.416 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma (I_o + A \times y'^2)$

$= 216115082169.74 + 316670306979.85 = 532785389149.594 \ mm^4$

$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{532785389149.59}{631.58} = 843570541.810 \ mm^3$

$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{532785389149.59}{391.58} = 1360591396.204 \ mm^3$

$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{532785389149.59}{1358.42} = 392210681.101 \ mm^3$

$e_{p6} = 1358.42 - 80.00 = 1278.416 \ mm$

$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{532785389149.59}{1278.42} = 416754215.203 \ mm^3$

(단위:mm)

번호	A	x	Ax	x'	Ax'^2	Io
PS강선 환산단면	572944	0	0	0	0	9716086252
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1166988		0		0	313003239216

$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1166988.37} = 0.000 \ mm$

$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$

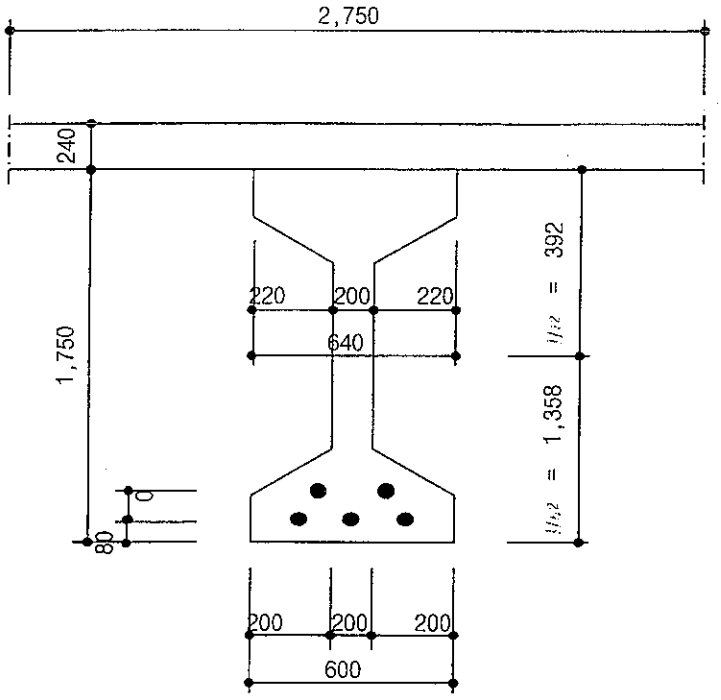
$= 313003239215.76 + 0.00 = 313003239215.755 \ mm^4$

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= 6180480000.00 + (2,475.2 \times 240.0^{3}) / 3 / 0.900$

$= 18852480000.000 \ mm^4$

(4) 내측 BEAM (G3 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2750 + 100 = 2850.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 200 = 3080.00 mm

② l_n = 2750 = 2750.00 mm

③ 거더경간/4 = 24100 / 4 = 6025.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2750 × 0.90 = 2475.19 mm

A_{slab} = 2475 × 240 = 594044.87 mm²

(단위:mm)

구분	A	y	Ay	y'	Ay'^2	I_o
PS강선 환산단면	572944	1162	665765430	-530	161198153104	213263666806
슬래브	594045	120	71285384	512	155472153876	2851415364
계	1166988		737050814		316670306980	216115082170

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{737050814.35}{1166988.37}$ = 631.584 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 631.58 - 240.00 = 391.584 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 631.58 - 1990.00 = -1358.416 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= 216115082169.74 + 316670306979.85 = 532785389149.594 \ mm^4$

$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{532785389149.59}{631.58} = 843570541.810 \ mm^3$

$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{532785389149.59}{391.58} = 1360591396.204 \ mm^3$

$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{532785389149.59}{1358.42} = 392210681.101 \ mm^3$

$e_{p6} = 1358.42 - 80.00 = 1278.416 \ mm$

$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{532785389149.59}{1278.42} = 416754215.203 \ mm^3$

(단위:mm)

번호	A	x	Ax	x'	Ax'^2	I_o
PS강선(정착부	572944	0	0	0	0	9716086252
그라우	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1166988		0		0	313003239216

$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1166988.37} = 0.000 \ mm$

$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$

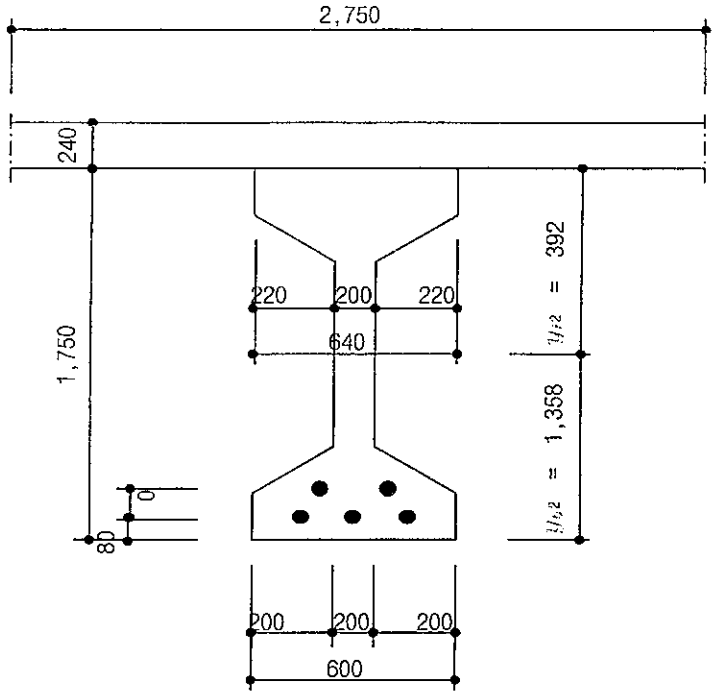
$= 313003239215.76 + 0.00 = 313003239215.755 \ mm^4$

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_r$

$= 6180480000.00 + (2,475.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$

$= 18852480000.000 \ mm^4$

(5) 내측 BEAM (G4 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 2750 + 100 = 2850.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$12t + b_w$	=	12	×	240	+ 200	=	3080.00 mm	} 중 작은값 사용
②	l_n	=	2750				=	2750.00 mm	
③	거더경간/4	=	24100	/	4		=	6025.00 mm	

환산 유효폭 B = 2750 × 0.90 = 2475.19 mm

A_{slab} = 2475 × 240 = 594044.87 mm²

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \times y$	y'	$A \times y'^2$	I_o
PS강재환산단면	572944	1162	665765430	-530	161198153104	213263666806
슬래브	594045	120	71285384	512	155472153876	2851415364
계	1166988		737050814		316670306980	216115082170

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{737050814.35}{1166988.37}$ = 631.584 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 631.58 - 240.00 = 391.584 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 631.58 - 1990.00 = -1358.416 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= 216115082169.74 + 316670306979.85 = 532785389149.594 \ mm^4$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{532785389149.59}{631.58} = 843570541.810 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{532785389149.59}{391.58} = 1360591396.204 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{532785389149.59}{1358.42} = 392210681.101 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1358.42 - 80.00 = 1278.416 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{532785389149.59}{1278.42} = 416754215.203 \ mm^3$$

(단위:mm)

번호	A_i	x_i	$A_i x_i$	x_i^2	$A_i x_i^2$	I_0
PS강선 환산단면	572944	0	0	0	0	9716086252
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1166988		0		0	313003239216

$$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1166988.37} = 0.000 \ mm$$

$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$

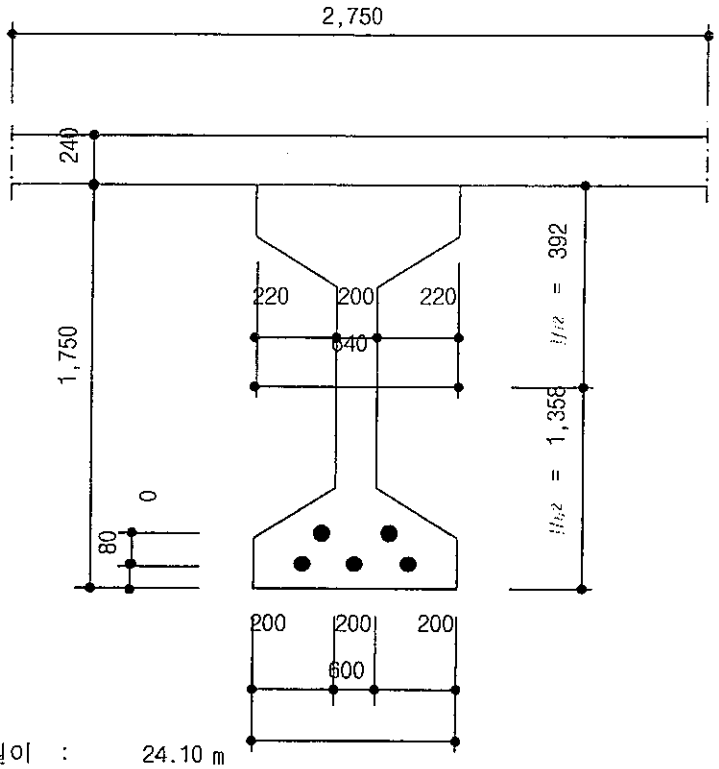
$= 313003239215.76 + 0.00 = 313003239215.755 \ mm^4$

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= 6180480000.00 + (2,475.2 \times 240.0 ^3) / 3 / 0.900$

$= 18852480000.000 \ mm^4$

(6) 내측 BEAM (G5 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f	=	2750	+	100		=	2850.00	mm	
환산계수 n_c	=	27804	/	30891		=	0.90		
- 유효폭 산정									
① $12t + b_w$	=	12	×	240	+ 200	=	3080.00	mm	} 중 작은값 사용
② l_n	=	2750				=	2750.00	mm	
③ 거더경간/4	=	24100	/	4		=	6025.00	mm	
환산 유효폭 B	=	2750	×	0.90		=	2475.19	mm	
A_{slab}	=	2475	×	240		=	594044.87	mm^2	

(단위:mm)

구분	A	y	A y	y'	A y'^2	I_o
PS강선 환산 단면	572944	1162	665765430	-530	161198153104	213263666806
슬래브	594045	120	71285384	512	155472153876	2851415364
계	1166988		737050814		316670306980	216115082170

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{737050814.35}{1166988.37} = 631.584 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 631.58 - 240.00 = 391.584 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 631.58 - 1990.00 = -1358.416 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= 216115082169.74 + 316670306979.85 = 532785389149.594 \ mm^4$

$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{532785389149.59}{631.58} = 843570541.810 \ mm^3$

$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{532785389149.59}{391.58} = 1360591396.204 \ mm^3$

$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{532785389149.59}{1358.42} = 392210681.101 \ mm^3$

$e_{p6} = 1358.42 - 80.00 = 1278.416 \ mm$

$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{532785389149.59}{1278.42} = 416754215.203 \ mm^3$

(단위:mm)

부 위	A	x	A·x	x'	A·x'²	I_o
PS강선 등 환산단면	572944	0	0	0	0	9716086252
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1166988		0		0	313003239216

$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1166988.37} = 0.000 \ mm$

$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$

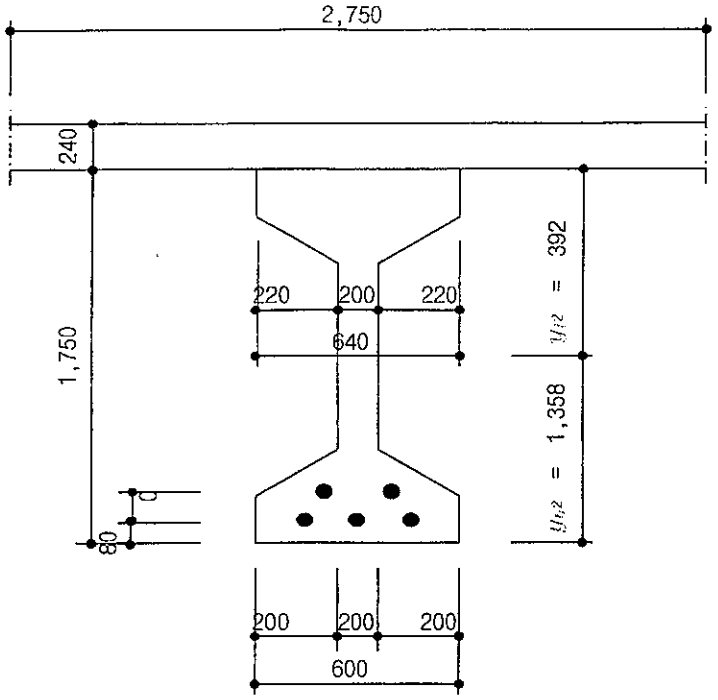
$= 313003239215.76 + 0.00 = 313003239215.755 \ mm^4$

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= 6180480000.00 + (2,475.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$

$= 18852480000.000 \ mm^4$

(7) 내측 BEAM (G6 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2750 + 100 = 2850.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$12t + b_w$	=	12	×	240 + 200	=	3080.00 mm	} 중 작은값 사용
②	l_n	=	2750			=	2750.00 mm	
③	거더경간/4	=	24100	/	4	=	6025.00 mm	
	환산 유효폭 B	=	2750	×	0.90	=	2475.19 mm	
	A_{slab}	=	2475	×	240	=	594044.87 mm^2	

(단위:mm)

부 재 명	A	y	$A \times y$	y'	$A \times y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	572944	1162	665765430	-530	161198153104	213263666806
슬래브	594045	120	71285384	512	155472153876	2851415364
계	1166988		737050814		316670306980	216115082170

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{737050814.35}{1166988.37}$ = 631.584 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 631.58 - 240.00 = 391.584 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 631.58 - 1990.00 = -1358.416 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= 216115082169.74 + 316670306979.85 = 532785389149.594 \ mm^4$

$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{532785389149.59}{631.58} = 843570541.810 \ mm^3$

$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{532785389149.59}{391.58} = 1360591396.204 \ mm^3$

$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{532785389149.59}{1358.42} = 392210681.101 \ mm^3$

$e_{p6} = 1358.42 - 80.00 = 1278.416 \ mm$

$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{532785389149.59}{1278.42} = 416754215.203 \ mm^3$

(단위:mm)

구 분 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_o
PS강재 환산단면	572944	0	0	0	0	9716086252
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
합 계	1166988		0		0	313003239216

$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1166988.37} = 0.000 \ mm$

$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$

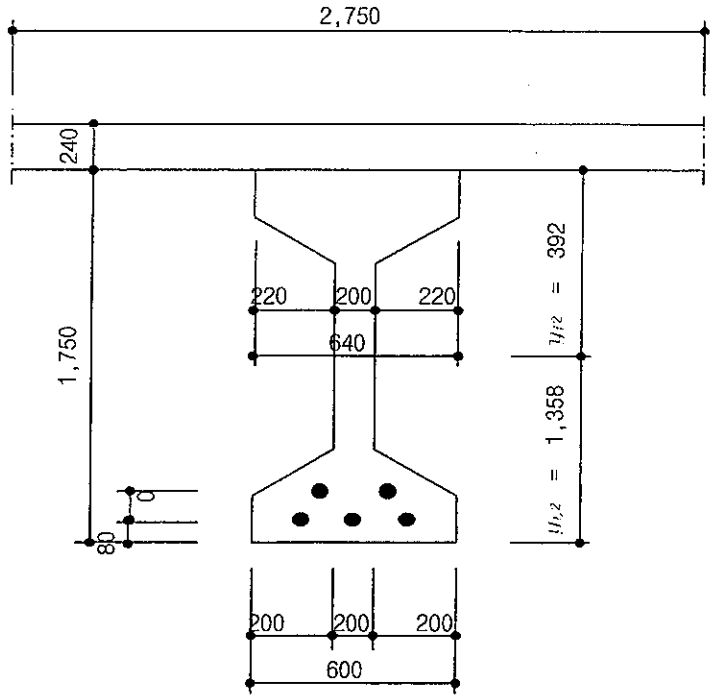
$= 313003239215.76 + 0.00 = 313003239215.755 \ mm^4$

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= 6180480000.00 + (2,475.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$

$= 18852480000.000 \ mm^4$

(8) 내측 BEAM (G7 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 2750 + 100 = 2850.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$12t + b_w$	=	12	×	240	+ 200	=	3080.00 mm	} 중 작은값 사용
②	l_n	=	2750				=	2750.00 mm	
③	거더경간/4	=	24100	/	4		=	6025.00 mm	

환산 유효폭 B = 2750 × 0.90 = 2475.19 mm

A_{slab} = 2475 × 240 = 594044.87 mm²

(단위:mm)

구분 \ 번호	A	y	Ay	y'	Ay'^2	I_o
PS강선 환산단면	572944	1162	665765430	-530	161198153104	213263666806
슬래브	594045	120	71285384	512	155472153876	2851415364
계	1166988		737050814		316670306980	216115082170

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{737050814.35}{1166988.37} = 631.584 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 631.58 − 240.00 = 391.584 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 631.58 − 1990.00 = -1358.416 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= \quad 216115082169.74 \quad + \quad 316670306979.85 \quad = \quad 532785389149.594 \ mm^4$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{532785389149.59}{631.58} = 843570541.810 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{532785389149.59}{391.58} = 1360591396.204 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{532785389149.59}{1358.42} = 392210681.101 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1358.42 - 80.00 = 1278.416 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{532785389149.59}{1278.42} = 416754215.203 \ mm^3$$

(단위 : mm)

부 위	A	x	Ax	x'	Ax'	I_o
PS강선 환산단면	572944	0	0	0	0	9716086252
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1166988		0		0	313003239216

$$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1166988.37} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

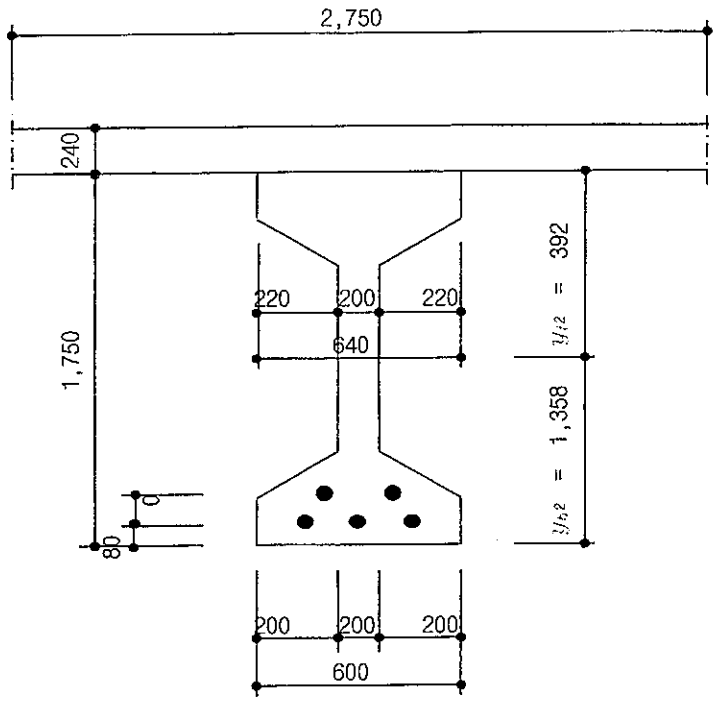
$= \quad 313003239215.76 \quad + \quad 0.00 \quad = \quad 313003239215.755 \ mm^4$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$= \quad 6180480000.00 \quad + \quad (\ 2,475.2 \quad x \quad 240.0 \ ^3 \ ) / \ 3 \quad / \quad 0.900$

$= \quad 18852480000.000 \ mm^4$

(9) 내측 BEAM (G8 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 24.10 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.75 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.75 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2750 + 100 = 2850.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 200 = 3080.00 mm
② l_n = 2750 = 2750.00 mm
③ 거더경간/4 = 24100 / 4 = 6025.00 mm
} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2750 × 0.90 = 2475.19 mm

A_{slab} = 2475 × 240 = 594044.87 mm^2

(단위:mm)

단 면	A	y	A y	y'	A y'^{2}	I
PS강재 및 시스관	572944	1162	665765430	-530	161198153104	213263666806
슬래브	594045	120	71285384	512	155472153876	2851415364
계	1166988		737050814		316670306980	216115082170

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{737050814.35}{1166988.37}$ = 631.584 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 631.58 - 240.00 = 391.584 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 631.58 - 1990.00 = -1358.416 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= 216115082169.74 + 316670306979.85 = 532785389149.594 \ mm^4$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{532785389149.59}{631.58} = 843570541.810 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{532785389149.59}{391.58} = 1360591396.204 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{532785389149.59}{1358.42} = 392210681.101 \ mm^3$$

$e_{p6} = 1358.42 - 80.00 = 1278.416 \ mm$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{532785389149.59}{1278.42} = 416754215.203 \ mm^3$$

(단위:mm)

분 호	A	x	Ax	x'	Ax'^2	I_o
PC강선 환산단면	572944	0	0	0	0	9716086252
슬래브	594045	0	0	0	0	303287152964
계	1166988		0		0	313003239216

$$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1166988.37} = 0.000 \ mm$$

$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$

$= 313003239215.76 + 0.00 = 313003239215.755 \ mm^4$

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= 6180480000.00 + (2,475.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$

$= 18852480000.000 \ mm^4$

10) 단면제원 정리

(단위:mm)

구분	순단면	PS강선제외 환산단면적	합성단면		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G3)	내측 BEAM (G2)
y_t	549936.42	572943.51	1171422.54	1118402.96	1166988.37
y_b			629.65	653.81	631.58
e_p	890.72	922.01	389.65	413.81	391.58
y_s	-859.28	-827.99	-1360.35	-1336.19	-1358.42
I	199852890742.99	213263666806.05	533962781018.00	519284115986.04	532785389149.59
I_2	9716086252.01	9716086252.01	319845596637.93	244508294737.78	313003239215.76
Z_t			848034878.96	794245838.77	843570541.81
Z_b	224373310.11	231303272.85	1370375023.22	1254892076.57	1360591396.20
Z_p	232580711.34	257567570.93	392517866.12	388629803.27	392210681.10
e_s	779.28	747.99	1280.35	1256.19	1278.42
Z_s	256457059.64	285115231.00	417043472.75	413379506.38	416754215.20
K_s	6180480000.00	6180480000.00	18947068416.00	17816069376.00	18852480000.00

(단위:mm)

구분	바닥판 환산				
	내측 BEAM (G3)	내측 BEAM (G4)	내측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G6)	내측 BEAM (G7)
A	1166988.37	1166988.37	1166988.37	1166988.37	1166988.37
y_{st}	631.58	631.58	631.58	631.58	631.58
y_t	391.58	391.58	391.58	391.58	391.58
y_b	-1358.42	-1358.42	-1358.42	-1358.42	-1358.42
I_{33}	532785389149.59	532785389149.59	532785389149.59	532785389149.59	532785389149.59
Z_{st}	313003239215.76	313003239215.76	313003239215.76	313003239215.76	313003239215.76
Z_t	843570541.81	843570541.81	843570541.81	843570541.81	843570541.81
Z_b	1360591396.20	1360591396.20	1360591396.20	1360591396.20	1360591396.20
e_p	392210681.10	392210681.10	392210681.10	392210681.10	392210681.10
Z_p	1278.42	1278.42	1278.42	1278.42	1278.42
I_{22}	416754215.20	416754215.20	416754215.20	416754215.20	416754215.20
K	18852480000.00	18852480000.00	18852480000.00	18852480000.00	18852480000.00

(단위:mm)

구분	바닥판 환산			
	내측 BEAM (G8)			
A	1166988.37			
y_{st}	631.58			
y_t	391.58			
y_b	-1358.42			
I_{33}	532785389149.59			
Z_{st}	313003239215.76			
Z_t	843570541.81			
Z_b	1360591396.20			
e_p	392210681.10			
Z_p	1278.42			
I_{22}	416754215.20			
K	18852480000.00			

A : 단 면 적 (mm^2)

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (mm)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (mm)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (mm)

I_{33} : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

I_{22} : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (mm^3)

e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (mm)

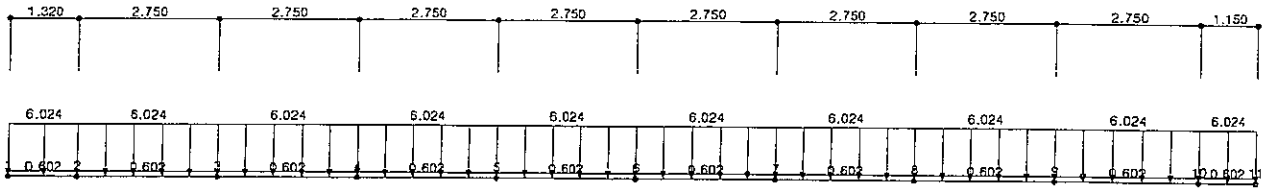
Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (mm^3)

K : 비틀림 상수 (mm^4)

4. 하 중 산 정 (격자해석)

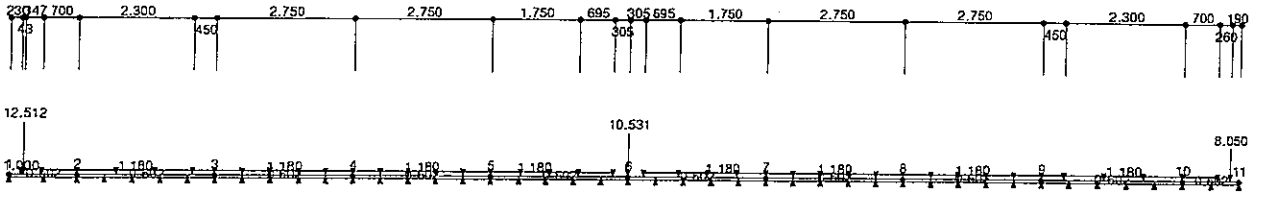
4.1 횡방향 하중분배

1) Beam 단부 총단면



- 슬래브자중 W = 0.240 × 25.000 × 25.000 / 24.900 = 6.024 kN/m²
- 슬래브 거푸집 중량 : 슬래브 중량의 10.0% 정도로 추정하여 추가 적용함
- 거푸집 중량 Ws = 6.024 × 0.100 = 0.602 kN/m²

2) 합성후 고정하중



- LMC Wm = 0.050 × 23.500 = 1.175 kN/m²
- 거푸집 중량 W = -0.602 = -0.602 kN/m²
- 방호벽 자중 P1 = 12.512 kN/m
  P2 = 10.531 kN/m
  P3 = 8.050 kN/m
  방음벽 자중 P1 = 1.000 kN/m

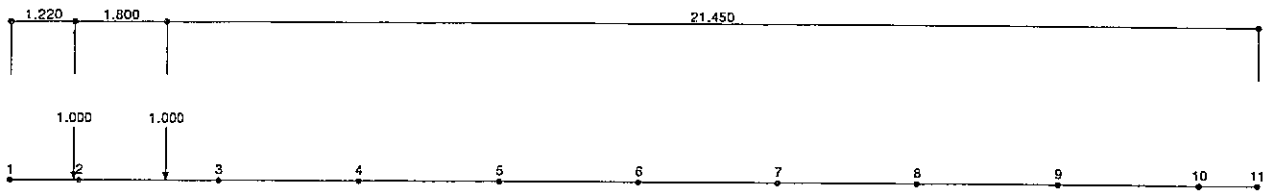
3) 활 하 중

- 연석간 교폭 Wc = 22.790 m

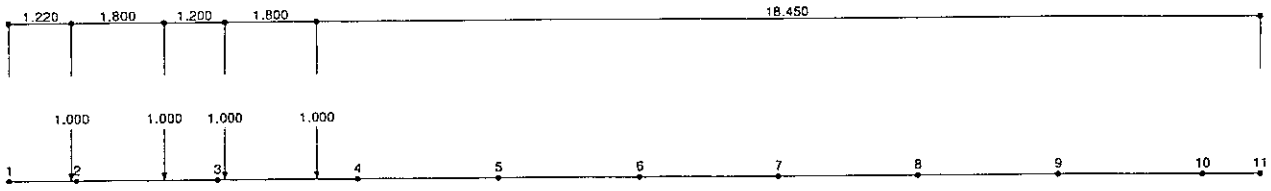
  ∴설계 차로수 N = 6 (☞ 도.설 2.1.3)

  ∴설계 차로폭 W = Wc / N = 22.790 / 6 = 3.798 m > 3.6 m ⇒ W = 3.600 m

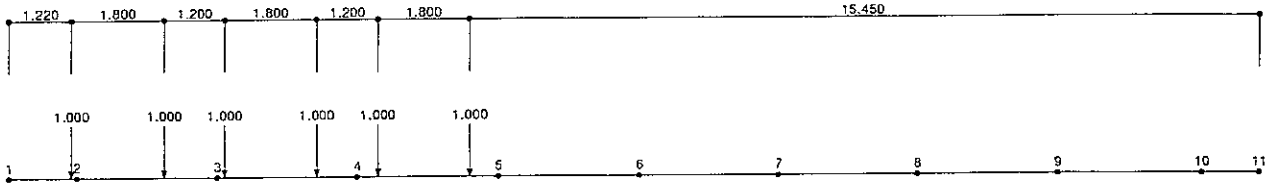
< 활하중 : DB(좌측기준) (1차선) >



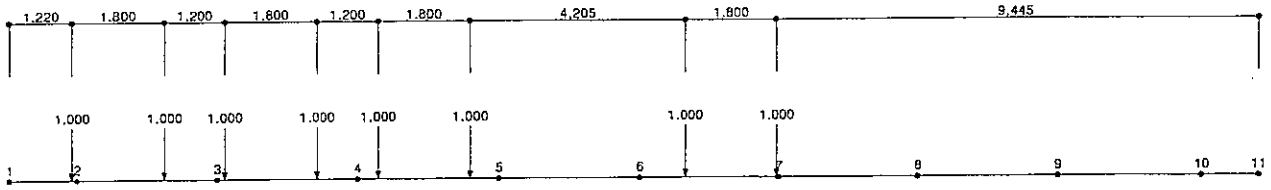
< 활하중 : DB(좌측기준) (2차선) >



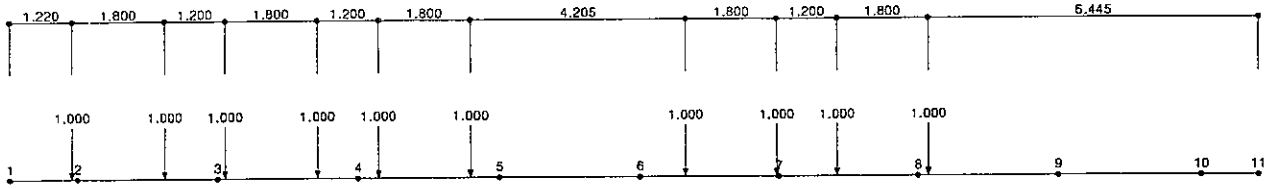
< 활하중 : DB(좌측기준) (3차선) >



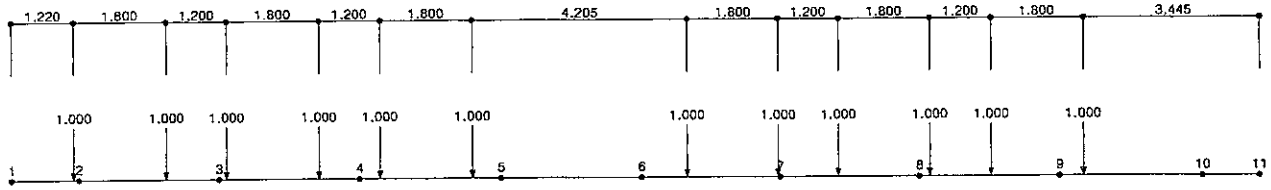
< 활하중 : DB(좌측기준) (4차선) >



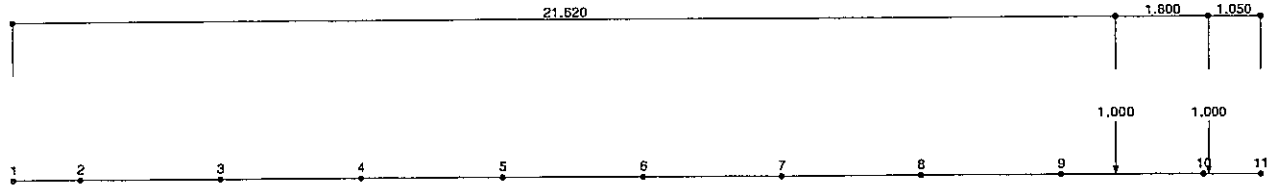
< 활하중 : DB(좌측기준) (5차선) >



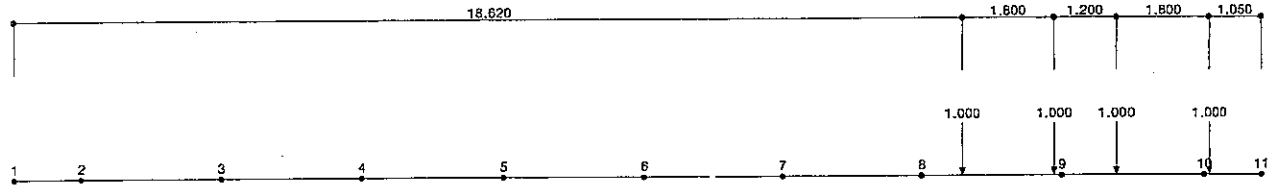
< 활하중 : DB(좌측기준) (6차선) >



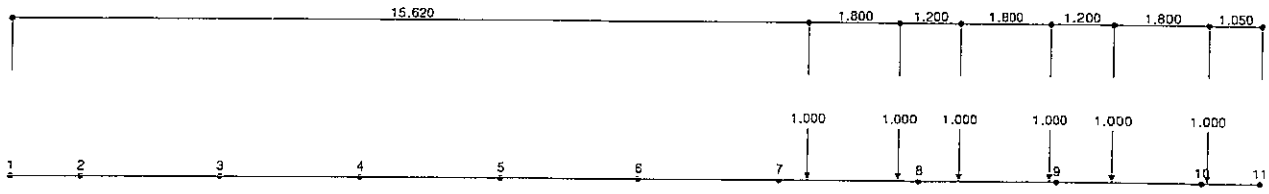
< 활하중 : DB(우측기준) (1차선) >



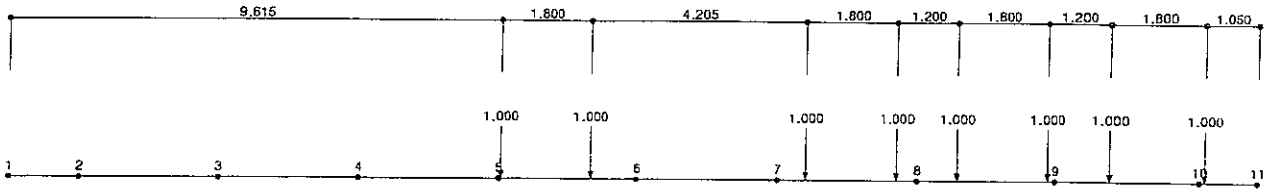
< 활하중 : DB(우측기준) (2차선) >



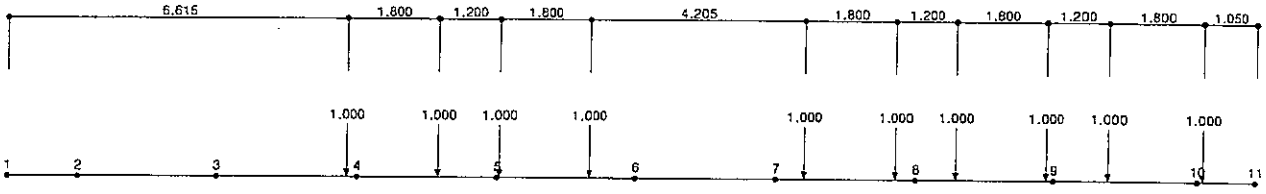
< 활하중 : DB(우측기준) (3차선) >



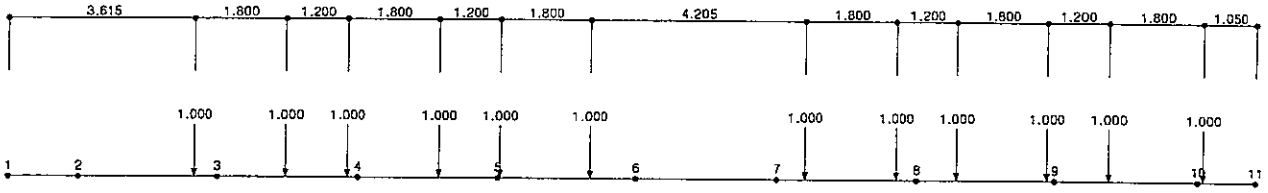
< 활하중 : DB(우측기준) (4차선) >



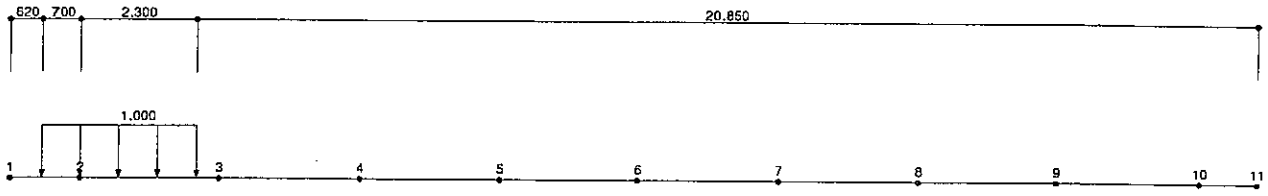
< 활하중 : DB(우측기준) (5차선) >



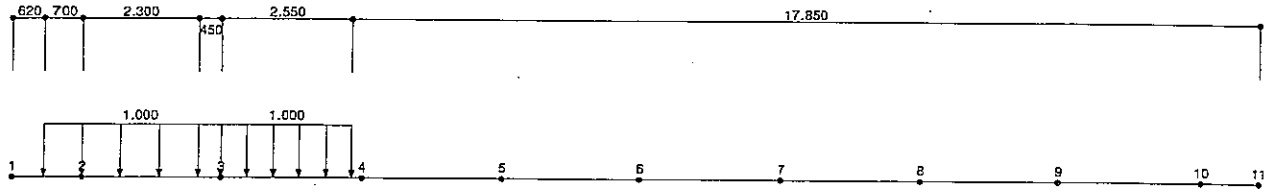
< 활하중 : DB(우측기준) (6차선) >



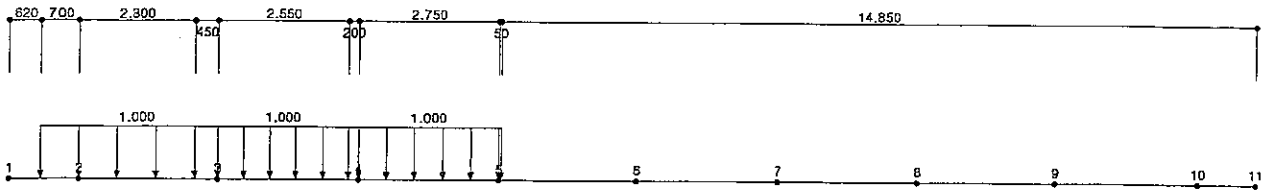
< 활하중 : DL(좌측기준) (1차선) >



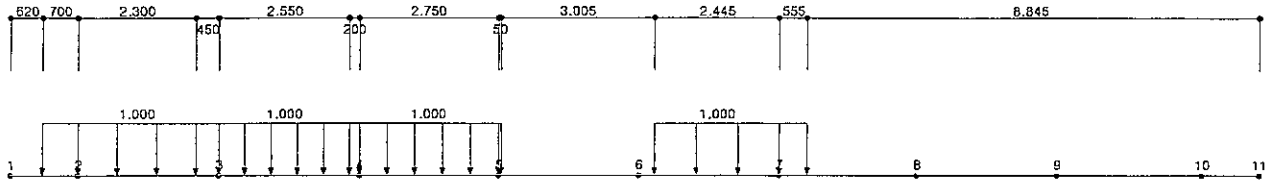
< 활하중 : DL(좌측기준) (2차선) >



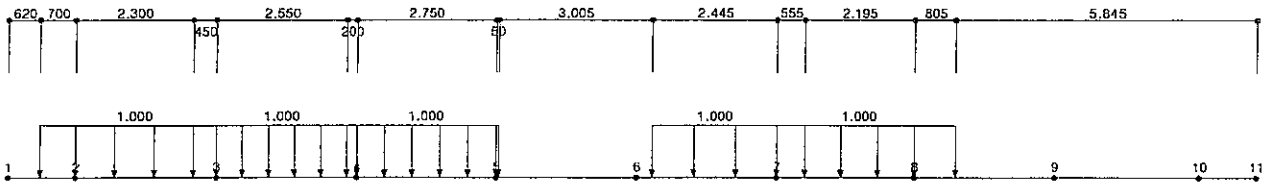
< 활하중 : DL(좌측기준) (3차선) >



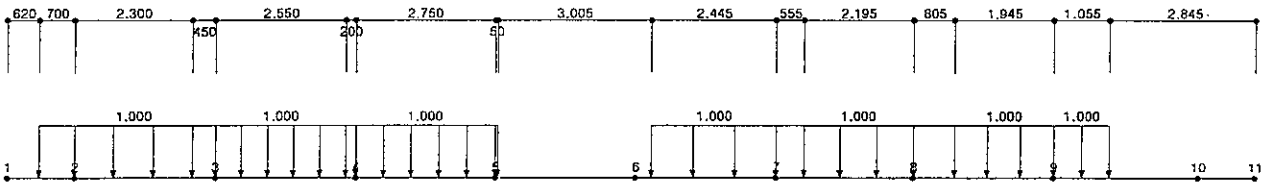
< 활하중 : DL(좌측기준) (4차선) >



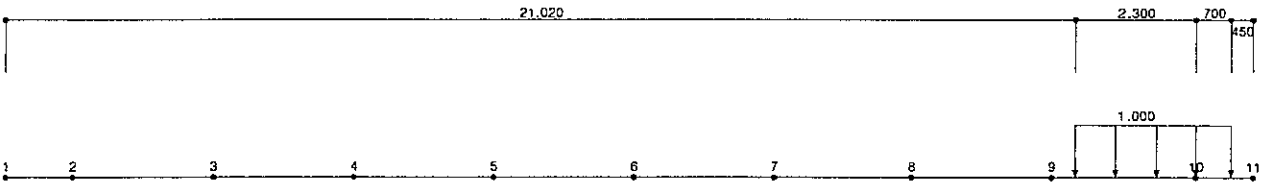
< 활하중 : DL(좌측기준) (5차선) >



< 활하중 : DL(좌측기준) (6차선) >



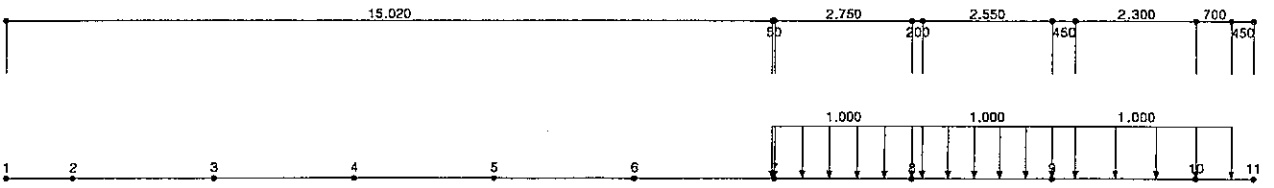
< 활하중 : DL(우측기준) (1차선) >



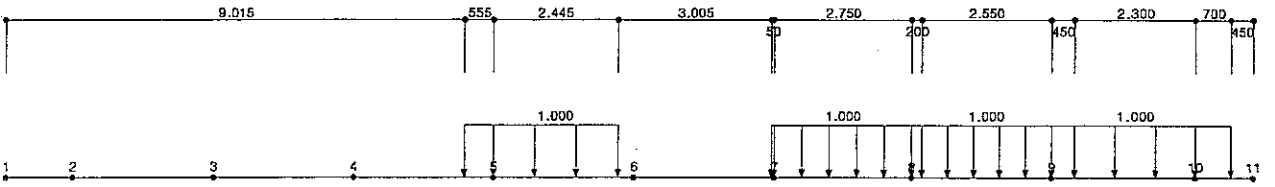
< 활하중 : DL(우측기준) (2차선) >



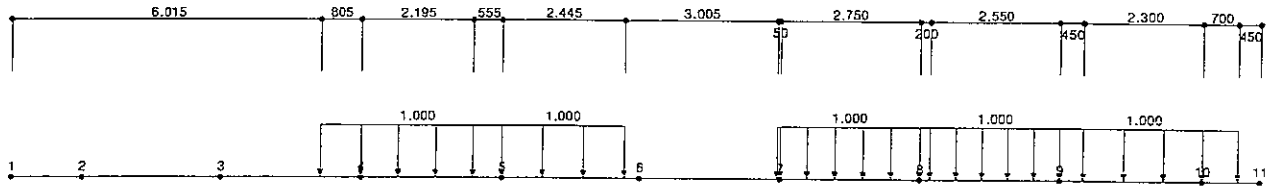
< 활하중 : DL(우측기준) (3차선) >



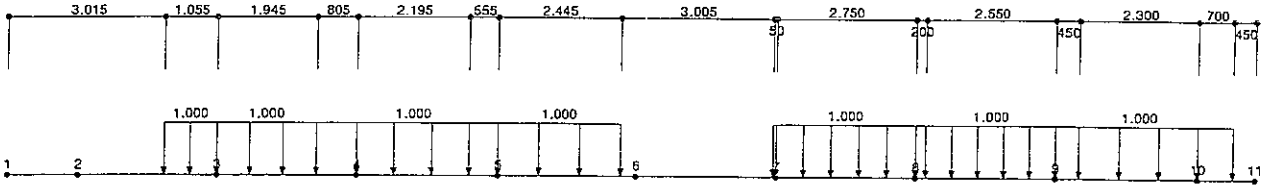
< 활하중 : DL(우측기준) (4차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (5차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (6차선) >



4) 활하중의 크기

- DB-24 (윤하중)

  전륜 하중 Pf = 24.000 kN

  후륜 하중 Pr = 96.000 kN

- DL-24 (차선하중)

  W = 12.700 / 3.000 = 4.233 kN/m

  Pm = 108.000 / 3.000 = 36.000 kN

  Ps = 156.000 / 3.000 = 52.000 kN

5) 충격계수

지간장 (L) = 24.100 m

따라서, 내부 지점 및 지간내에 재하되는 하중에 대한 충격계수는 아래와 같다.

다만, 탱크케도하중과 탱크 트레일러 하중에는 일률적으로 충격계수를 0.15로 적용 한다.

◁ 제1 지간

$$i = \frac{15}{40 + 24.100} = 0.234 \quad < 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.234$$

∴ 계산된 충격계수 중 가장 큰 0.234 를 적용함.

6) 풍 하 중 (☞ 도.설 2.1.11)

다음의 계산은 활하중 비재하시의 값으로 활하중 재하시에는 산정된 값의 1/2을 적용한다.

▪ 좌측 방음벽 (외측 ⇒ 내측 풍하중 작용시)

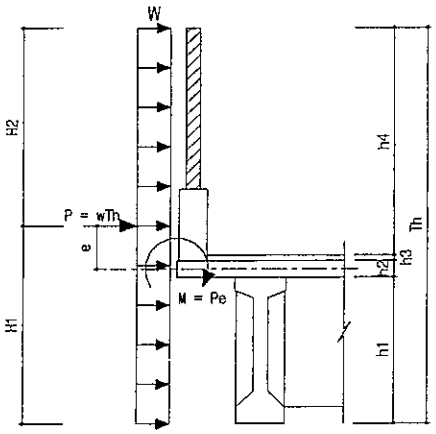
교량 폭원 (B) = 24.470 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이(포장두께 포함)

= 1.750 + 0.240 + 2.000 = 3.990 m

B / D = 24.470 / 3.990 = 6.133

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4 - 0.2 (B / D)] D = 11.066 kN/m ≥ 6.000 kN/m



h1 = 1.750 m

h2 = 0.240 m

h3 = 0.050 m

h4 = 1.950 m

Th = 3.990 m

H1 = 1.995 m

H2 = 1.995 m

e = 0.125 m

w = 2.773 kN/m

P = 11.066 kN

M = 1.383 kN·m

LOAD CASE	G1			G2			G3		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LL WIND	-0.605	0.000	0.000	0.621	0.000	0.000	0.526	0.000	0.000
LOAD CASE	G4			G5			G6		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LL WIND	-2.755	0.000	0.000	-0.015	0.000	-11.066	2.814	0.000	0.000
LOAD CASE	G7			G8			G9		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LL WIND	-0.739	0.000	0.000	0.182	0.000	0.000	-0.030	0.000	0.000

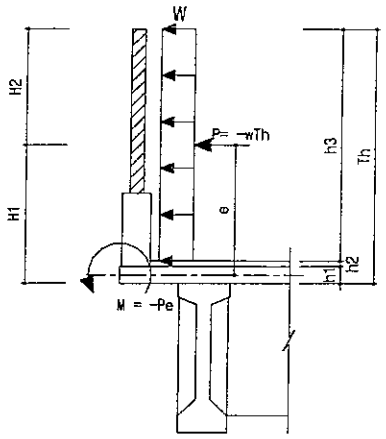
▪ 좌측 방음벽 (내측 ⇒ 외측 풍하중 작용시)

교량 폭원 (B) = 24.470 m

교량 총높이 (D) = 방음벽높이(포장두께 미포함) = 1.950 m

B / D = 24.470 / 1.950 = 12.549

8 ≤ B / D 이므로 P = 2.4 · D = 4.680 kN/m < 6.000 kN/m



h1 = 0.240 m w = 2.679 kN/m

h2 = 0.050 m P = -6.000 kN

h3 = 1.950 m M = -6.000 kN·m

Th = 2.240 m

H1 = 1.120 m

H2 = 1.120 m

e = 1.000 m

LOAD CASE	G1			G2			G3		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LOWIND	-0.605	0.000	0.000	0.621	0.000	0.000	0.526	0.000	0.000
LOAD CASE	G4			G5			G6		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LOWIND	-2.755	0.000	0.000	-0.015	0.000	-11.066	2.814	0.000	0.000
LOAD CASE	G7			G8			G9		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LOWIND	-0.739	0.000	0.000	0.182	0.000	0.000	-0.030	0.000	0.000

4.2 BEAM별 작용 하중

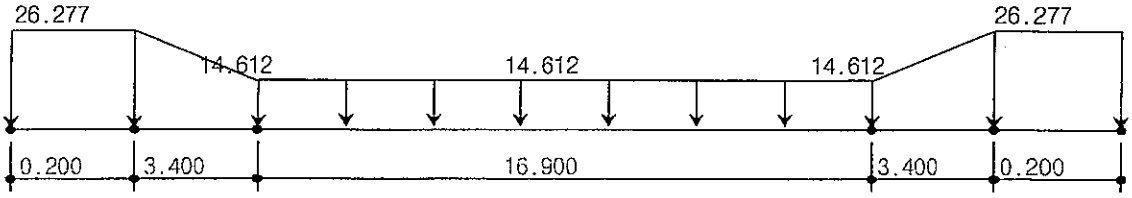
1) 고 정 하 중

- 빔 본체 중량 및 가로보 중량

▪ PSC빔 본체 중량

단부구간 : 1.046 × 23.500 + (7.609 + 33.095) / 24.100 = 26.277 kN/m

일반구간 : 0.550 × 23.500 + (7.609 + 33.095) / 24.100 = 14.612 kN/m

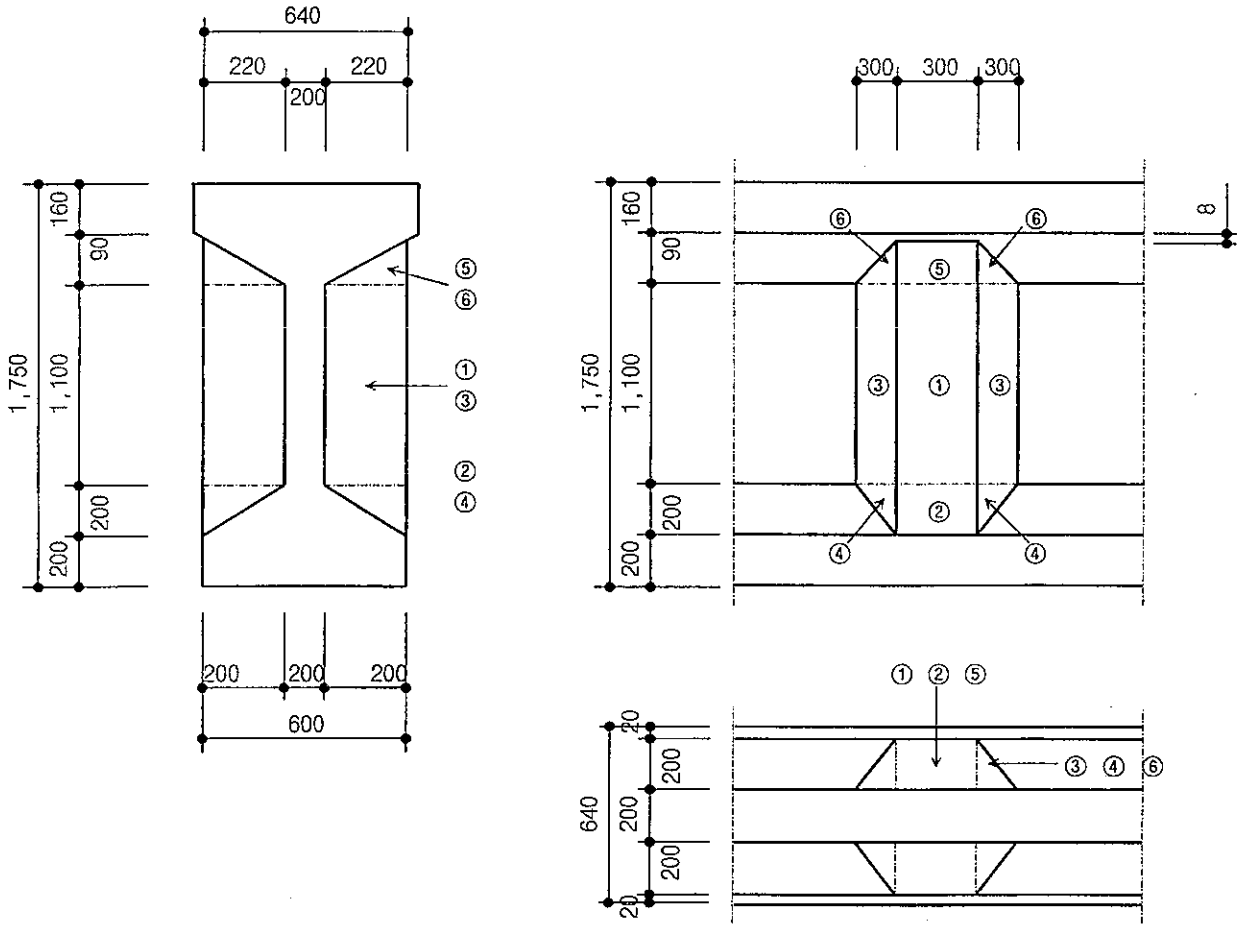


▪ PSC빔 본체 중량 : 396.486 / 24.100 = 16.452 kN/m

▪ 단부 가로보 : 0.400 × 0.700 × 25.000 = 7.000 kN/m

▪ 일반부 가로보 : 0.300 × 1.550 × 25.000 = 11.625 kN/m

- 가로보 부근 P.S.C BEAM 콘크리트 BLOCK 중량



①	0.300	×	1.100	×	0.200	×	2	ea			=	0.132	
②	0.200	×	0.200	/	2	×	0.300	×	2	ea	=	0.012	
③	0.200	×	0.300	/	2	×	1.100	×	4	ea	=	0.132	
④	0.200	×	0.300	/	2	×	0.200	/	3	× 4 ea	=	0.008	
⑤	0.200	×	0.300	×	0.082	/	2	×	2	ea	=	0.005	
⑥	0.200	×	0.300	/	2	×	0.082	/	3	× 4 ea	=	0.003	
											ΣA =	0.292	m^3

▪ 가로보 본체 연결 헌치부

0.292 × 25.000 = 7.305 kN

(단위 :kN/m)

구 분	합성전 고정하중		합성 후 고정하중	구 분	합성전 고정하중		합성 후 고정하중
	슬래브 자중	Beam 자중			슬래브 자중	Beam 자중	
G1	18.592	16.452	20.583	G2	17.295	16.452	-6.307
G3	18.468	16.452	3.676	G4	18.158	16.452	1.014
G5	18.242	16.452	11.627	G6	18.210	16.452	1.253
G7	18.256	16.452	2.710	G8	18.103	16.452	-2.628
G9	16.827	16.452	12.311				

※ 합성후 고정하중은 포장 및 방호벽 하중, 거푸집 하중 공제 등

2) 활 하 중

※ 단위 하중 작용에 의한 횡방향 분배율

<. DB 하중 >

(단위 :kN/m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
DBL-1	1.326	0.791	-0.147	0.039	-0.010
DBL-2	1.257	2.075	0.752	-0.105	0.028
DBL-3	1.279	1.943	1.913	0.959	-0.118
DBL-4	1.280	1.934	1.949	0.822	0.700
DBL-5	1.280	1.936	1.940	0.854	0.579
DBL-6	1.280	1.936	1.942	0.847	0.605
DBR-1	0.000	0.000	-0.001	0.003	-0.010
DBR-2	0.000	-0.001	0.002	-0.007	0.028
DBR-3	0.000	0.002	-0.008	0.031	-0.118
DBR-4	-0.005	0.027	-0.110	1.402	0.700
DBR-5	0.002	-0.015	1.372	2.051	0.579
DBR-6	0.026	1.554	1.858	1.953	0.605

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

구 분	G6	G7	G8	G9
DBL-1	0.003	-0.001	0.000	0.000
DBL-2	-0.007	0.002	-0.001	0.000
DBL-3	0.031	-0.008	0.002	0.000
DBL-4	1.402	-0.110	0.027	-0.005
DBL-5	2.051	1.372	-0.015	0.002
DBL-6	1.953	1.858	1.554	0.026
DBR-1	0.039	-0.147	0.791	1.326
DBR-2	-0.105	0.752	2.075	1.257
DBR-3	0.959	1.913	1.943	1.279
DBR-4	0.822	1.949	1.934	1.280
DBR-5	0.854	1.940	1.936	1.280
DBR-6	0.847	1.942	1.936	1.280

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

< DL 하중 >

(단위 :kN/m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
DLL-1	1.984	1.196	-0.228	0.060	-0.016
DLL-2	1.871	3.138	1.120	-0.163	0.043
DLL-3	1.905	2.929	2.873	1.441	-0.187
DLL-4	1.908	2.915	2.928	1.231	1.034
DLL-5	1.907	2.918	2.916	1.278	0.855
DLL-6	1.907	2.918	2.918	1.268	0.892
DLR-1	0.000	0.000	-0.001	0.004	-0.016
DLR-2	0.000	-0.001	0.003	-0.011	0.043
DLR-3	-0.001	0.003	-0.013	0.049	-0.187
DLR-4	-0.008	0.046	-0.186	2.132	1.034
DLR-5	0.008	-0.044	2.077	3.085	0.855
DLR-6	0.023	2.353	2.776	2.945	0.892

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

구 분	G6	G7	G8	G9
DLL-1	0.004	-0.001	0.000	0.000
DLL-2	-0.011	0.003	-0.001	0.000
DLL-3	0.049	-0.013	0.003	-0.001
DLL-4	2.132	-0.186	0.046	-0.008
DLL-5	3.085	2.077	-0.044	0.008
DLL-6	2.945	2.776	2.353	0.023
DLR-1	0.060	-0.228	1.196	1.984
DLR-2	-0.163	1.120	3.138	1.871
DLR-3	1.441	2.873	2.929	1.905
DLR-4	1.231	2.928	2.915	1.908
DLR-5	1.278	2.916	2.918	1.907
DLR-6	1.268	2.918	2.918	1.907

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

4.3 CASE별 하중 및 재하 방법

1) CASE 1 : 합성전 고정하중

- 바닥판 자중
- 거푸집 중량 포함
- Beam 자중
- 가로보 자중
- 가로보 부근 콘크리트 BLOCK 중량

2) CASE 2 : 합성후 고정하중

- 합성후 단면에 대하여 Beam별 하중 재하
- 거푸집 중량 제외

3) CASE 3 : 활하중 및 풍하중

- DB-24 하중 (표준 트럭하중을 연행하중으로 작용하며, 바퀴 간격은 전륜하중에 경우는 4.2m 후륜하중에 경우에는 4.2~9.0m로 작용함)
- DL-24 하중 (차선하중은 Sap Bridge에서 작용하였으며, Ps 및 Pm 하중은 재하 경간내에서 검토단면에 최대 단면력을 발생시키는 위치에 작용함)

4) CASE 4 : 지점침하

- 합성후 단면에 대하여 각 지점 위치별 10 mm 의 부등침하를 조합하여 적용

5. 격자 해석결과

1) G1 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합성전		합성후				휨 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	210.685	220.924	173.881	371.242	17.510	0.000	985.487
모 멘 트	1236.057	1310.559	721.074	2116.066	53.958	0.001	5410.735

2) G2 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합성전		합성후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	212.282	214.911	96.024	495.461	26.834	0.000	1032.096
모 멘 트	1254.575	1333.198	704.763	1865.542	78.957	0.000	5197.557

3) G3 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합성전		합성후				휨 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	213.657	220.411	45.449	437.023	5.879	0.000	919.479
모 멘 트	1270.953	1313.385	281.841	1597.935	3.579	0.001	4465.905

4) G4 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합성전		합성후				휨 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	214.457	219.103	26.730	383.765	19.246	0.000	853.678
모 멘 트	1280.596	1320.424	250.584	1478.572	32.861	0.001	4346.607

5) G5 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합성전		합성후				휨 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	214.710	219.431	74.746	207.577	1.699	0.000	717.314
모 멘 트	1283.659	1318.055	234.642	1505.409	3.663	0.002	4343.598

6) G6 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합성전		합성후				휨 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	214.458	218.753	27.328	383.870	19.113	0.000	853.966
모 멘 트	1280.600	1312.176	239.747	1479.527	37.594	0.000	4330.847

7) G7 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합성전		합성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전단력	213.657	217.798	36.561	437.535	7.911	0.000	909.507
모 멘 트	1270.951	1297.266	244.371	1603.526	41.915	0.002	4437.074

8) G8 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합성전		합성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전단력	212.281	215.289	54.020	496.699	2.412	0.000	979.494
모 멘 트	1254.559	1278.114	463.262	1881.444	15.688	0.001	4885.223

9) G9 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합성전		합성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	210.683	207.121	105.975	370.028	0.653	0.000	894.133
모멘트	1236.034	1274.045	447.113	2094.464	5.910	0.002	5054.613

6. Beam 검토

6.1 외력에 의한 응력 계산

- 바닥판 및 PSC BEAM $f = \frac{M}{Z}$
- PS 강연선 $f = \frac{n \cdot M}{Z}$ $n = \frac{E_{pss}}{E_{pc}}$ = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

1) G1 응력 계산

구 분	모멘트 (KN-m)	단면계수 (m3)	콘크리트 단면 휨응력 (MPa) 바닥판 상 연	PSC BEAM 상 연	PSC BEAM 하 연	PS강연선 도심위치	PS 강연선 응력 (MPa)
Beam 자중	1236.057	0.2244		5.509			
		0.2326			-5.315		
		0.2565				-4.820	
합성 전 고정하중	1310.559	0.2313		5.666			
		0.2576			-5.088		
		0.2851				-4.597	-29.760
합성 후 고정하중	721.074	0.8480	0.850				
		1.3704		0.526			
		0.3925			-1.837		
		0.4170				-1.729	-11.194
활하중	2143.045	0.8480	2.527				
		1.3704		1.564			
		0.3925			-5.460		
		0.4170				-5.139	-33.270
지점 침하	0.001	0.8480	0.000				
		1.3704		0.000			
		0.3925			0.000		
		0.4170				0.000	0.000
계	5410.735		3.377	13.265	-17.700	-16.284	-74.224

2) G2 응력 계산

구 분	모멘트 (KN-m)	단면계수 (m³)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상연	PSC BEAM 상 연	하 연	PSC 강선 도심위치	
Beam 자중	1254.575	0.2244		5.591			
		0.2326			-5.394		
		0.2565				-4.892	
합성 전 고정하중	1333.198	0.2313		5.764			
		0.2576			-5.176		
		0.2851				-4.676	-30.274
합성 후 고정하중	704.763	0.8436	0.835				
		1.3606		0.518			
		0.3922			-1.797		
		0.4168				-1.691	-10.949
활하중	1905.021	0.8436	2.258				
		1.3606		1.400			
		0.3922			-4.857		
		0.4168				-4.571	-29.595
지점침하	0.000	0.8436	0.000				
		1.3606		0.000			
		0.3922			0.000		
		0.4168				0.000	0.000
계	5197.557		3.094	13.273	-17.224	-15.830	-70.818

3) G3 응력 계산

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m³)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 설 연	P.S.C BEAM 상 연	P.S.C BEAM 하 연	P.S.C 강선 도심위치	
Beam 자중	1270.953	0.2244		5.664			
		0.2326			-5.465		
		0.2565				-4.956	
합성 전 고정하중	1313.385	0.2313		5.678			
		0.2576			-5.099		
		0.2851				-4.607	-29.824
합성 후 고정하중	281.841	0.8436	0.334				
		1.3606		0.207			
		0.3922			-0.719		
		0.4168				-0.676	-4.378
활하중	1599.725	0.8436	1.896				
		1.3606		1.176			
		0.3922			-4.079		
		0.4168				-3.839	-24.852
지점 침하	0.001	0.8436	0.000				
		1.3606		0.000			
		0.3922			0.000		
		0.4168				0.000	0.000
계	4465.905		2.230	12.726	-15.361	-14.077	-59.055

4) G4 응력 계산

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (㎥)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 압축	P.S.C BEAM		P.S.C 강선 도심위치	
			상연	중심	하연		
Beam 자중	1280.596	0.2244		5.707			
		0.2326			-5.506		
		0.2565				-4.993	
합성 전 고정하중	1320.424	0.2313		5.709			
		0.2576			-5.127		
		0.2851				-4.631	-29.984
합성 후 고정하중	250.584	0.8436	0.297				
		1.3606		0.184			
		0.3922			-0.639		
		0.4168				-0.601	-3.893
활하중	1495.003	0.8436	1.772				
		1.3606		1.099			
		0.3922			-3.812		
		0.4168				-3.587	-23.225
지점침하	0.001	0.8436	0.000				
		1.3606		0.000			
		0.3922			0.000		
		0.4168				0.000	0.000
계	4346.607		2.069	12.699	-15.083	-13.813	-57.102

5) G5 응력 계산

구 분	모멘트 (kN-m)	단면계수 (m³)	콘크리트 단부 휨 응력 (MPa)				PS 강현선 응력 (MPa)
			바닥판	P.S.C BEAM		P.S.C 강선	
			상연 응력	상 연	하연 응력	도심위치	
Beam 자 중	1283.659	0.2244		5.721			
		0.2326			-5.519		
		0.2565				-5.005	
합성 후 고정하중	1318.055	0.2313		5.698			
		0.2576			-5.117		
		0.2851				-4.623	-29.930
합성 후 고정하중	234.642	0.8436	0.278				
		1.3606		0.172			
		0.3922			-0.598		
		0.4168				-0.563	-3.645
활 하 중	1507.240	0.8436	1.787				
		1.3606		1.108			
		0.3922			-3.843		
		0.4168				-3.617	-23.415
지점침하	0.002	0.8436	0.000				
		1.3606		0.000			
		0.3922			0.000		
		0.4168				0.000	0.000
계	4343.598		2.065	12.700	-15.078	-13.808	-56.991

6) G6 응력 계산

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			비합성	P.S.C BEAM		P.S.C 강선 도심위치	
			상 연	하 연	하연력		
Beam 자중	1280.600	0.2244		5.707			
		0.2326			-5.506		
		0.2565				-4.993	
합성 전 고정하중	1312.176	0.2313		5.673			
		0.2576			-5.094		
		0.2851				-4.602	-29.797
합성 후 고정하중	239.747	0.8436	0.284				
		1.3606		0.176			
		0.3922			-0.611		
		0.4168				-0.575	-3.725
활하중	1498.324	0.8436	1.776				
		1.3606		1.101			
		0.3922			-3.820		
		0.4168				-3.595	-23.277
지점침하	0.000	0.8436	0.000				
		1.3606		0.000			
		0.3922			0.000		
		0.4168				0.000	0.000
계	4330.847		2.060	12.658	-15.032	-13.766	-56.798

7) G7 응력 계산

구 분	모멘트 (KN-m)	단면계수 (m³)	콘크리트 단면 휨응력 (MPa) 바닥판 상단	P.S.C BEAM 상 연	P.S.C BEAM 하 연	P.S.C 강선 도심위치	PS 강선 응력 (MPa)
Beam 자중	1270.951	0.2244		5.664			
		0.2326			-5.465		
		0.2565				-4.956	
합성 후 고정하중	1297.266	0.2313		5.609			
		0.2576			-5.037		
		0.2851				-4.550	-29.458
합성 후 활하중	244.371	0.8436	0.290				
		1.3606		0.180			
		0.3922			-0.623		
		0.4168				-0.586	-3.796
활하중	1624.484	0.8436	1.926				
		1.3606		1.194			
		0.3922			-4.142		
		0.4168				-3.898	-25.237
지진	0.002	0.8436	0.000				
		1.3606		0.000			
		0.3922			0.000		
		0.4168				0.000	0.000
계	4437.074		2.215	12.647	-15.266	-13.990	-58.491

8) G8 응력 계산

구분	휨 모멘트 (KN·m)	단면계수 (m³)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상연	PSC BEAM 상연	PSC BEAM 하연	PSC 강선 도심위치	
Beam 자중	1254.559	0.2244		5.591			
		0.2326			-5.394		
		0.2565				-4.892	
합성 후 고정하중	1278.114	0.2313		5.526			
		0.2576			-4.962		
		0.2851				-4.483	-29.023
합성 후 활하중	463.262	0.8436	0.549				
		1.3606		0.340			
		0.3922			-1.181		
		0.4168				-1.112	-7.197
프리텐션	1889.288	0.8436	2.240				
		1.3606		1.389			
		0.3922			-4.817		
		0.4168				-4.533	-29.351
잔류응력	0.001	0.8436	0.000				
		1.3606		0.000			
		0.3922			0.000		
		0.4168				0.000	0.000
합계	4885.223		2.789	12.846	-16.355	-15.020	-65.571

9) G9 응력 계산

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			상 연	상 연	하 연	P.S.C 강선 도심위치	
Beam 자중	1236.034	0.2244		5.509			
		0.2326			-5.314		
		0.2565				-4.820	
합성전 고정하중	1274.045	0.2313		5.508			
		0.2576			-4.946		
		0.2851				-4.469	-28.931
합성후 고정하중	447.113	0.7942	0.563				
		1.2549		0.356			
		0.3886			-1.150		
		0.4134				-1.082	-7.003
활하중	2097.419	0.7942	2.641				
		1.2549		1.671			
		0.3886			-5.397		
		0.4134				-5.074	-32.850
지진하중	0.002	0.7942	0.000				
		1.2549		0.000			
		0.3886			0.000		
		0.4134				0.000	0.000
계	5054.613		3.204	13.045	-16.808	-15.444	-68.784

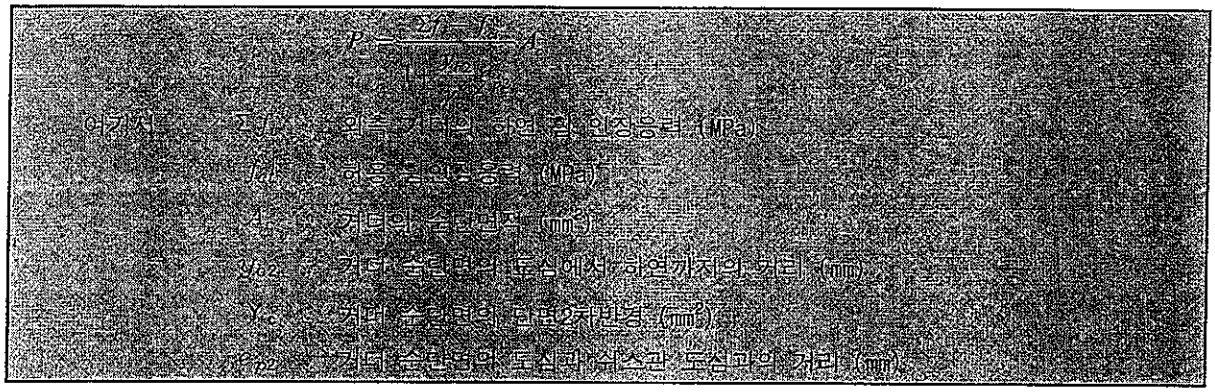
6.2 프리스트레스에 의한 응력 계산

1) 단면내에서의 긴장재 위치 결정

(1) 소요 PS 강연선 개수의 약산

① 유효계수 $\eta = P_e / P_t = 0.8$로 가정 $\therefore P_t = P_e / 0.8$

② PS 강연선의 소요 인장력 (P_t)



P_e = ((17.700 − 1.414) x 549936.417) / (1 + 859.284 / 363410.905 x 779.284) = 3150.623 kN

Y_c = 199852890742.986 / 549936.417 = 363410.905 mm^2

P_t = 3150.623 / 0.80 = 3938.278 kN

③ 강연선 1set의 인장력 (P_t')

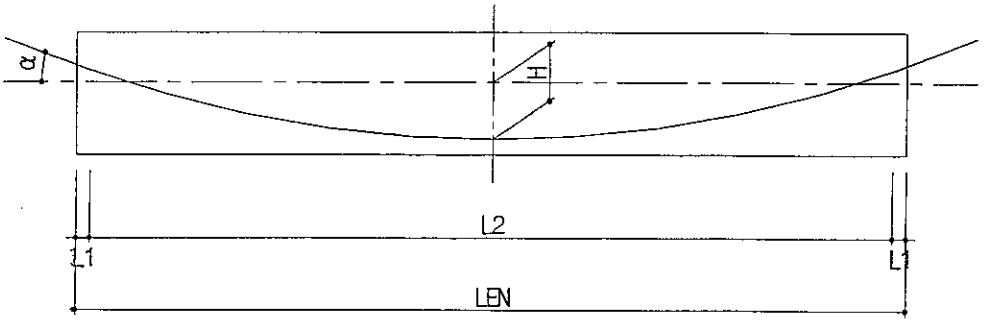
$P_t' = 0.8 \times f_{py} \times A_p$ = 0.8 x 1600.00 x 1184.520 = 1516.186 kN

④ 소요 PS 강연선 set 개수 (n)

$n = P_t / P_t'$ = 3938.278 / 1516.186 = 2.597 ea

∴ PS 강연선 3set 필요

(2) PS 강연선의 배치



L1 = 0.150 m

L2 = 24.600 m

LEN = 24.900 m

(3) PS 강연선을 포물선 형상으로 배치

(단위 : m)

NO	H_{end}	H_{middle}	H	l	a	α (rad)	L
1	1.471	0.080	1.391	24.600	0.0092	0.2224	24.808
2	1.010	0.080	0.930	24.600	0.0061	0.1501	24.693
3	0.505	0.080	0.425	24.600	0.0028	0.0690	24.620
계				73.800		0.4415	74.121
평 균				24.600		0.1472	24.707

(4) 거더 중심으로부터 거리에 따른 거더 하단에서 강연선까지의 높이 산출

y = a · x2 + 0.08 (강연선 ①②③)

(단위 : m)

NO	0.0000	3.0000	6.0000	9.0000	12.3000		
1	0.080	0.163	0.411	0.825	1.471		
2	0.080	0.135	0.301	0.578	1.010		
3	0.080	0.105	0.181	0.308	0.505		

(5) 긴장재의 긴장(Jacking)응력 가정

강연선 번 호	긴장 순서	강연선 단면적 (mm²)	강연선 개당수 (Strand)	긴장력 (N)	긴장응력 (MPa)
1	1	98.71	12	1493000.0	1260.4
2	2	98.71	12	1435000.0	1211.5
3	3	98.71	12	1373000.0	1159.1
평 균				1433666.7	1210.3

f_{pt1} = (0.90 x f_{py}) x 0.90 = 1440.00 x 0.84 = 1210.34 MPa : 가정치

(6) 프리스트레스의 즉시 손실 및 긴장재의 초기응력 결정

① PS 강연선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

χ = L / 2 = 24.707 / 2 = 12.354 m : 정착단에서 거더 중심까지의 강연선 평균길이

곡률 마찰계수 μ = 0.250 (1/rad)

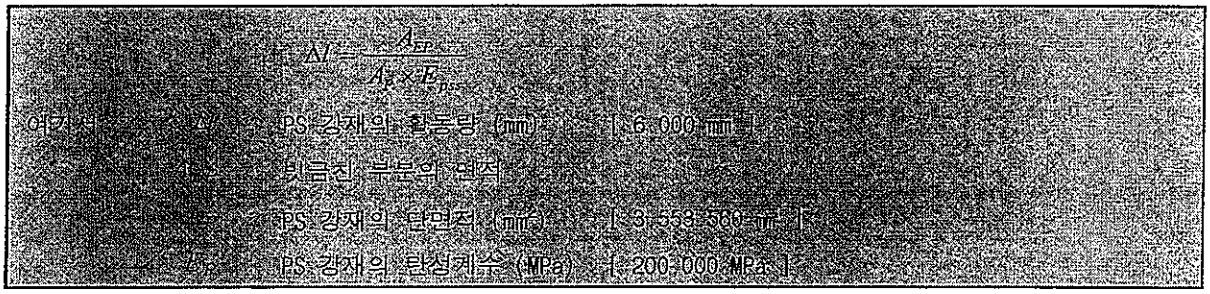
파상 마찰계수 κ = 0.005 (1/m)

$\kappa \times \chi + \mu \times \alpha$ = 0.005 x 12.354 + 0.250 x 0.147 = 0.0986

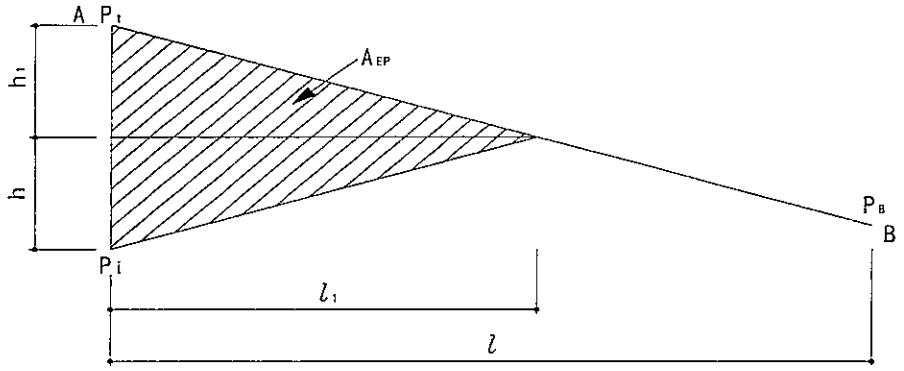
$\therefore \Delta f_{pf} = f_{pt1} (1 - e^{-(k\chi+\mu\alpha)})$ = 1210.336 x (1 - $e^{-0.0986}$) = 113.601 MPa

② 정착장치 활동량에 의한 손실량

▪ PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우



$\therefore A_{EP} = \Delta l \times A_P \times E_P$ = 6.0 x 3553.560 x 200000.000 = 4264.272 kN.m



▪ 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

l = 12.354 m

P_t = 1210.336 x 3553.560 / 10^3 = 4301.000 kN

P_B = (1210.336 - 113.601) x 3553.560 / 10^3 = 3897.312 kN

$\Delta P_B = P_t - P_B$ = 4301.000 - 3897.312 = 403.688 kN

$l_1 : h_1$ = 12.354 : 403.688 $\Rightarrow$ $h_1 = l_1$ x 403.688 / 12.354

$A_{EP} = l_1 \times h_1 \times 2ea / 2$

4264.272 = 403.688 / 12.354 x l_1^2

$\therefore l_1$ = $\sqrt{}$ (4264.272 x 12.354 / 403.688) = 11.423 m

11.423 < 12.354 m

$\therefore$ 정착 장치의 활동에 의한 손실이 중안단면에는 영향을 미치지 않음

③ 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \left(\frac{N-1}{N} f_{cig'} + f_{dog} \right)$$

여기서, E_{pss} : PS 강연선의 탄성계수 (200,000.0 MPa)

E_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도 (29,070.0 MPa)

f_{cir} : 프리스트레스 도입 직후 거더의 긴장재 중심 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트 휨압축응력

$f_{cig'}$: 순단면에서 프리스트레스에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 응력

f_{dog} : 거더 자중에 의한 PS 강연선 도심 위치에서의 응력

$$f_{pt} = f_{pti} - f_{pf} - f_{ps} = 1210.336 - 113.601 = 1096.735 \text{ MPa}$$

$$P_t' = f_{pt} \times A_p \times N = 1096.735 \times 3553.560 = 3897.312 \text{ kN}$$

$$f_{ctg'} = \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \times e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{3897.312}{549936.417} + \frac{3897.312 \times 779.284}{256457059.640} = 18.929 \text{ MPa(압축)}$$

$$f_{dog} = M_d / Z_{p2} = 1283.659 / 256457059.640 = -5.005 \text{ MPa(인장)}$$

(M_d : 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir} = \frac{N-1}{N} f_{cig'} + f_{dog} = \frac{2}{3} \times 18.929 - 5.005 = 7.614 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.50 \times \frac{200000.000}{29070.000} \times 7.614 = 26.193 \text{ MPa}$$

④ PS 강연선의 초기 긴장응력

$$f_{pt} = f_{pti} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pel}$$

$$= 1210.336 - 113.601 - 0 - 26.193 = 1070.542 \text{ MPa}$$

(7) 프리스트레스의 시간적 손실 및 긴장재의 유효응력 결정

① 콘크리트 크리프에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x f_{cir1} - 7 x f_{cds}

(f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS 강연전 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력)

P_t = 1070.542 x 3553.560 = 3804.234 kN

$$f_{cir1} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}}$$

▪ 외측 거더 (G1) (M_d : G1 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{3804.234}{549936.417} + \frac{3804.234 \times 779.284}{256457059.640} - \frac{1236.057}{256457059.640} = 13.658 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.597 + 1.729 (휨 응력 참조) = 6.326 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 13.658 - 7 x 6.326 = 119.612 MPa

▪ 내측 거더 (G2) (M_d : G2 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{3804.234}{549936.417} + \frac{3804.234 \times 779.284}{256457059.640} - \frac{1254.575}{256457059.640} = 13.585 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.676 + 1.691 (휨 응력 참조) = 6.367 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 13.585 - 7 x 6.367 = 118.455 MPa

▪ 내측 거더 (G3) (M_d : G3 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{3804.234}{549936.417} + \frac{3804.234 \times 779.284}{256457059.640} - \frac{1270.953}{256457059.640} = 13.522 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.607 + 0.676 (휨 응력 참조) = 5.283 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 13.522 - 7 x 5.283 = 125.279 MPa

▪ 내측 거더 (G4) (M_d : G4 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{3804.234}{549936.417} + \frac{3804.234 \times 779.284}{256457059.640} - \frac{1280.596}{256457059.640} = 13.484 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.631 + 0.601 (휨 응력 참조) = 5.232 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 13.484 - 7 x 5.232 = 125.180 MPa

▪ 내측 거더 (G5) (M_d : G5 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{3804.234}{549936.417} + \frac{3804.234 \times 779.284}{256457059.640} - \frac{1283.659}{256457059.640} = 13.472 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.623 + 0.563 (휨 응력 참조) = 5.186 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 13.472 - 7 x 5.186 = 125.362 MPa

▪ 내측 거더 (G6) (M_d : G6 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

f_{cir1} = 3804.234 / 549936.417 + 3804.234 x 779.284 / 256457059.640 - 1280.600 / 256457059.640 = 13.484 MPa

f_{cds} = 4.602 + 0.575 (휨 응력 참조) = 5.178 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 13.484 - 7 x 5.178 = 125.564 MPa

▪ 내측 거더 (G7) (M_d : G7 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

f_{cir1} = 3804.234 / 549936.417 + 3804.234 x 779.284 / 256457059.640 - 1270.951 / 256457059.640 = 13.522 MPa

f_{cds} = 4.550 + 0.586 (휨 응력 참조) = 5.136 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 13.522 - 7 x 5.136 = 126.304 MPa

▪ 내측 거더 (G8) (M_d : G8 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

f_{cir1} = 3804.234 / 549936.417 + 3804.234 x 779.284 / 256457059.640 - 1254.559 / 256457059.640 = 13.585 MPa

f_{cds} = 4.483 + 1.112 (휨 응력 참조) = 5.594 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 13.585 - 7 x 5.594 = 123.865 MPa

▪ 외측 거더 (G9) (M_d : G9 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

f_{cir1} = 3804.234 / 549936.417 + 3804.234 x 779.284 / 256457059.640 - 1236.034 / 256457059.640 = 13.658 MPa

f_{cds} = 4.469 + 1.082 (휨 응력 참조) = 5.550 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 13.658 - 7 x 5.550 = 125.041 MPa

② 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{psh}$ = 0.8 x (119 - 1.05 x H_r)

(Hr : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70.00)

= 0.80 x (119.00 - 1.05 x 70.00) = 36.400 MPa

③ PS 강연선의 릴렉세이션에 의한 손실량

▪ 저릴렉세이션 강연선 사용

Δf_{pr} = 35 - 0.07 x Δf_{pt} - 0.1 x Δf_{psh} - 0.05 x (Δf_{pcr} + Δf_{cds})

여기서, Δf_{pr} : 긴장력는 사점의 0.7f_{pu} 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량

Δf_{psh} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{pcr} : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

Δf_{cds} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

▪ 외측 거더 (G1)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 113.601 - 0.1 x 26.193
- 0.05 x (119.612 + 36.400) = 16.628 MPa

▪ 내측 거더 (G2)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 113.601 - 0.1 x 26.193
- 0.05 x (118.455 + 36.400) = 16.686 MPa

▪ 내측 거더 (G3)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 113.601 - 0.1 x 26.193
- 0.05 x (125.279 + 36.400) = 16.345 MPa

▪ 내측 거더 (G4)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 113.601 - 0.1 x 26.193
- 0.05 x (125.180 + 36.400) = 16.350 MPa

▪ 내측 거더 (G5)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 113.601 - 0.1 x 26.193
- 0.05 x (125.362 + 36.400) = 16.341 MPa

▪ 내측 거더 (G6)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 113.601 - 0.1 x 26.193
- 0.05 x (125.564 + 36.400) = 16.330 MPa

▪ 내측 거더 (G7)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 113.601 - 0.1 x 26.193
- 0.05 x (126.304 + 36.400) = 16.293 MPa

▪ 내측 거더 (G8)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 113.601 - 0.1 x 26.193
- 0.05 x (123.865 + 36.400) = 16.415 MPa

▪ 외측 거더 (G9)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 113.601 - 0.1 x 26.193
- 0.05 x (125.041 + 36.400) = 16.357 MPa

④ PS 강연선의 유효응력

$$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$$

▪ 외측 거더 (G1)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1070.542 - 119.612 - 36.400 - 16.628 = 897.902 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pi}} = \frac{897.902}{1070.542} = 0.839$$

▪ 내측 거더 (G2)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1070.542 - 118.455 - 36.400 - 16.686 = 899.001 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pi}} = \frac{899.001}{1070.542} = 0.840$$

▪ 내측 거더 (G3)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1070.542 - 125.279 - 36.400 - 16.345 = 892.518 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pi}} = \frac{892.518}{1070.542} = 0.834$$

▪ 내측 거더 (G4)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1070.542 - 125.180 - 36.400 - 16.350 = 892.612 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pi}} = \frac{892.612}{1070.542} = 0.834$$

▪ 내측 거더 (G5)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1070.542 - 125.362 - 36.400 - 16.341 = 892.439 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pi}} = \frac{892.439}{1070.542} = 0.834$$

▪ 내측 거더 (G6)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1070.542 - 125.564 - 36.400 - 16.330 = 892.247 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{892.247}{1070.542} = 0.833$$

▪ 내측 거더 (G7)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1070.542 - 126.304 - 36.400 - 16.293 = 891.544 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{891.544}{1070.542} = 0.833$$

▪ 내측 거더 (G8)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1070.542 - 123.865 - 36.400 - 16.415 = 893.862 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{893.862}{1070.542} = 0.835$$

▪ 외측 거더 (G9)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1070.542 - 125.041 - 36.400 - 16.357 = 892.744 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{892.744}{1070.542} = 0.834$$

(8) 긴장재의 신축량 계산

$$\Delta l = \frac{P_t + P_{t1}}{A_p \cdot E_{pss}} \times \text{강연선 길이} \qquad P_{t1} = P_t \cdot e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}$$

강연선 번호	긴장 순서	P_t (kN)	P_{t1} (kN)	강연선 길이 (L/2, m)	Δl (m)
1	1	1493.000	1327.315	12.404	0.14767
2	2	1435.000	1299.410	12.347	0.14251
3	3	1373.000	1268.963	12.310	0.13728

(9) 프리스트레스의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

① 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

▪ 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

P_t = f_{pt} x A_p x N = 1070.542 x 3553.560 / 10^3 = 3804.234 kN

$$f_{ct}\ (\text{상연응력}) = \frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}} = \frac{3804.234}{549936.417} - \frac{3804.234 \times 779.284}{224373310.108} = -6.295 \text{ MPa}$$

$$f_{cb}\ (\text{하연응력}) = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{b2}} = \frac{3804.234}{549936.417} + \frac{3804.234 \times 779.284}{232580711.337} = 19.664 \text{ MPa}$$

▪ 거더 자중에 의한 콘크리트 응력

$$f_{ct}\ (\text{상연응력}) = \frac{M_d}{Z_{t2}} = \frac{1283.659}{224373310.108} = 5.721 \text{ MPa}$$

$$f_{cb}\ (\text{하연응력}) = \frac{M_d}{Z_{b2}} = \frac{1283.659}{232580711.337} = -5.519 \text{ MPa}$$

∴ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

f_{ct} (상연응력) = -6.295 + 5.721 = -0.574 MPa

f_{cb} (하연응력) = 19.664 + -5.519 = 14.145 MPa

② 유효 프리스트레스

- 외측 거더 (G1)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.839 x -6.295 = -5.280 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.839 x 19.664 = 16.493 MPa

- 내측 거더 (G2)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.840 x -6.295 = -5.286 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.840 x 19.664 = 16.513 MPa

- 내측 거더 (G3)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.834 x -6.295 = -5.248 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.834 x 19.664 = 16.394 MPa

- 내측 거더 (G4)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.834 x -6.295 = -5.249 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.834 x 19.664 = 16.396 MPa

- 내측 거더 (G5)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.834 x -6.295 = -5.248 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.834 x 19.664 = 16.393 MPa

- 내측 거더 (G6)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.833 x -6.295 = -5.247 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.833 x 19.664 = 16.389 MPa

- 내측 거더 (G7)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.833 x -6.295 = -5.243 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.833 x 19.664 = 16.376 MPa

- 내측 거더 (G8)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.835 x -6.295 = -5.256 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.835 x 19.664 = 16.419 MPa

- 외측 거더 (G9)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.834 x -6.295 = -5.250 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.834 x 19.664 = 16.398 MPa

③ 설계하중 작용시의 휨응력

▪ 외측 거더 (G1) (단위 : MPa)

구 분	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
	프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	종하중 (고정하중+활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.295	5.721	-0.574	-5.280	13.265	7.985
	하연	19.664	-5.519	14.145	16.493	-17.700	-1.207
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.377	3.377
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G2) (단위 : MPa)

구 분	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
	프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	종하중 (고정하중+활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.295	5.721	-0.574	-5.286	13.273	7.987
	하연	19.664	-5.519	14.145	16.513	-17.224	-0.711
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.094	3.094
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G3) (단위 : MPa)

구 분	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
	프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	종하중 (고정하중+활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.295	5.721	-0.574	-5.248	12.726	7.477
	하연	19.664	-5.519	14.145	16.394	-15.361	1.033
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.230	2.230
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G4)

(단위 : MPa)

구 분	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
	프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	고정하중 (포장하중 활하중)	계
PSC 거더 상연	-6.295	5.721	-0.574	-5.249	12.699	7.450
PSC 거더 하연	19.664	-5.519	14.145	16.396	-15.083	1.313
PS 콘크리트 허용응력	(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판					2.069	2.069
바닥판 콘크리트 허용응력				(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G5)

(단위 : MPa)

구 분	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
	프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	고정하중 (포장하중 활하중)	계
PSC 거더 상연	-6.295	5.721	-0.574	-5.248	12.700	7.452
PSC 거더 하연	19.664	-5.519	14.145	16.393	-15.078	1.315
PS 콘크리트 허용응력	(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판					2.065	2.065
바닥판 콘크리트 허용응력				(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G6)

(단위 : MPa)

구 분	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
	프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	고정하중 (포장하중 활하중)	계
PSC 거더 상연	-6.295	5.721	-0.574	-5.247	12.658	7.411
PSC 거더 하연	19.664	-5.519	14.145	16.389	-15.032	1.357
PS 콘크리트 허용응력	(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판					2.060	2.060
바닥판 콘크리트 허용응력				(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G7)

(단위 : MPa)

구 분	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
	프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총 하중 (고정하중 + 활하중)	계
PSC 거더 상연	-6.295	5.721	-0.574	-5.243	12.647	7.404
PSC 거더 하연	19.664	-5.519	14.145	16.376	-15.266	1.110
PS 콘크리트 허용응력	(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
RC 바닥판					2.215	2.215
RC 바닥판 콘크리트 허용응력				(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G8)

(단위 : MPa)

구 분	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
	프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총 하중 (고정하중 + 활하중)	계
PSC 거더 상연	-6.295	5.721	-0.574	-5.256	12.846	7.590
PSC 거더 하연	19.664	-5.519	14.145	16.419	-16.355	0.064
PS 콘크리트 허용응력	(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
RC 바닥판					2.789	2.789
RC 바닥판 콘크리트 허용응력				(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 외측 거더 (G9)

(단위 : MPa)

구 분	프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
	프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총 하중 (고정하중 + 활하중)	계
PSC 거더 상연	-6.295	5.721	-0.574	-5.250	13.045	7.795
PSC 거더 하연	19.664	-5.519	14.145	16.398	-16.808	-0.410
PS 콘크리트 허용응력	(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
RC 바닥판					3.204	3.204
RC 바닥판 콘크리트 허용응력				(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

6.3 2차 응력 계산

1) 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

- 외측 거더 (G1)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 213263666806.045}{27804.000 \times 2872699364.851} = 82.481$$

$$B = 1+m = 1 + 82.481 = 83.481$$

$$C = y_1' - my_2 = 0.922 - 82.481 \times 0.120 = -8.976$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 0.922^2 + 0.372 + 82.481 \times 0.120^2 + 82.481 \times 0.005 = 2.806$$

$$P = \frac{(1070.54 + 897.90)}{2} \times 3553.56 = 3497.491 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.500}{-8.976^2 - 83.481 \times 2.806} \times [3497.491 \times \{83.481 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + -8.976 \times 0.748\} + 1236.057 \times (-8.976 - 83.481 \times 0.922)]$$

$$-\frac{0.792}{-8.976^2 - 83.481 \times 2.806} \times 1310.559 \times (-8.976 - 83.481 \times 0.922) = -700.726 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.500}{82.481 \times 2.806 - -8.976^2} \times [3497.491 \times \{-8.976 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + 2.806 \times 0.748\} + 1236.057 \times (2.806 - -8.976 \times 0.922)]$$

$$-\frac{0.792}{83.481 \times 2.806 - -8.976^2} \times 1310.559 \times (2.806 - -8.976 \times 0.922) = -111.511 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G2)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 213263666806.045}{27804.000 \times 2851415363.698} = 83.096$$

$$B = 1+m = 1 + 83.096 = 84.096$$

$$C = y_1' - my_2 = 0.922 - 83.096 \times 0.120 = -9.050$$

$$F' = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 0.922^2 + 0.372 + 83.096 \times 0.120^2 + 83.096 \times 0.005 = 2.818$$

$$P = \frac{(1070.54 + 899.00)}{2} \times 3553.56 = 3499.443 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.500}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times [3499.443 \times \{84.096 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + -9.050 \times 0.748\} + 1254.575 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922)]$$

$$-\frac{0.792}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times 1333.198 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922) = -714.766 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.500}{83.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times [3499.443 \times \{-9.050 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + 2.818 \times 0.748\} + 1254.575 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922)]$$

$$-\frac{0.792}{84.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times 1333.198 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922) = -113.164 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G3)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 213263666806.045}{27804.000 \times 2851415363.698} = 83.096$

$B = 1 + m = 1 + 83.096 = 84.096$

$C = y_1' - my_2 = 0.922 - 83.096 \times 0.120 = -9.050$

$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

$= 0.922^2 + 0.372 + 83.096 \times 0.120^2 + 83.096 \times 0.005 = 2.818$

$P = \frac{(1070.54 + 892.52)}{2} \times 3553.56 = 3487.925$ kN

$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$

$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$

$N_c = -\frac{0.500}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times [3487.925 \times \{84.096 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + -9.050 \times 0.748\} + 1270.953 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922)]$

$-\frac{0.792}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times 1313.385 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922) = -711.320$ kN

$M_c = -\frac{0.500}{83.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times [3487.925 \times \{-9.050 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + 2.818 \times 0.748\} + 1270.953 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922)]$

$-\frac{0.792}{84.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times 1313.385 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922) = -112.664$ kN.m

▪ 내측 거더 (G4)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 213263666806.045}{27804.000 \times 2851415363.698} = 83.096$$

$$B = 1 + m = 1 + 83.096 = 84.096$$

$$C = y_1' - my_2 = 0.922 - 83.096 \times 0.120 = -9.050$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 0.922^2 + 0.372 + 83.096 \times 0.120^2 + 83.096 \times 0.005 = 2.818$$

$$P = \frac{(1070.54 + 892.61)}{2} \times 3553.56 = 3488.093 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.500}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times [3488.093 \times \{84.096 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + -9.050 \times 0.748\} + 1280.596 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922)]$$

$$-\frac{0.792}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times 1320.424 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922) = -717.113 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.500}{83.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times [3488.093 \times \{-9.050 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + 2.818 \times 0.748\} + 1280.596 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922)]$$

$$-\frac{0.792}{84.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times 1320.424 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922) = -113.418 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G5)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 213263666806.045}{27804.000 \times 2851415363.698} = 83.096$

$B = 1 + m = 1 + 83.096 = 84.096$

$C = y_1' - my_2 = 0.922 - 83.096 \times 0.120 = -9.050$

$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

$= 0.922^2 + 0.372 + 83.096 \times 0.120^2 + 83.096 \times 0.005 = 2.818$

$P = \frac{(1070.54 + 892.44)}{2} \times 3553.56 = 3487.784$ kN

$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$

$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$

$$N_c = -\frac{0.500}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times [3487.784 \times \{84.096 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + -9.050 \times 0.748\} + 1283.659 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922)]$$
$$-\frac{0.792}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times 1318.055 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922) = -716.941 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.500}{83.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times [3487.784 \times \{-9.050 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + 2.818 \times 0.748\} + 1283.659 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922)]$$
$$-\frac{0.792}{84.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times 1318.055 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922) = -113.396 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G6)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 213263666806.045}{27804.000 \times 2851415363.698} = 83.096$$

$$B = 1 + m = 1 + 83.096 = 84.096$$

$$C = y_1' - my_2 = 0.922 - 83.096 \times 0.120 = -9.050$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 0.922^2 + 0.372 + 83.096 \times 0.120^2 + 83.096 \times 0.005 = 2.818$$

$$P = \frac{(1070.54 + 892.25)}{2} \times 3553.56 = 3487.444 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_1}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.500}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times [3487.444 \times \{84.096 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + -9.050 \times 0.748\} + 1280.600 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922)]$$

$$-\frac{0.792}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times 1312.176 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922) = -713.510 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.500}{83.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times [3487.444 \times \{-9.050 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + 2.818 \times 0.748\} + 1280.600 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922)]$$

$$-\frac{0.792}{84.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times 1312.176 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922) = -112.950 \text{ kN.m}$$

• 내측 거더 (G7)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 213263666806.045}{27804.000 \times 2851415363.698} = 83.096$$

$$B = 1 + m = 1 + 83.096 = 84.096$$

$$C = y_1' - my_2 = 0.922 - 83.096 \times 0.120 = -9.050$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 0.922^2 + 0.372 + 83.096 \times 0.120^2 + 83.096 \times 0.005 = 2.818$$

$$P = \frac{(1070.54 + 891.54)}{2} \times 3553.56 = 3486.195 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.500}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times [3486.195 \times \{84.096 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + -9.050 \times 0.748\} + 1270.951 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922)]$$

$$-\frac{0.792}{-9.050^2 - 84.096 \times 2.818} \times 1297.266 \times (-9.050 - 84.096 \times 0.922) = -704.306 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.500}{83.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times [3486.195 \times \{-9.050 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + 2.818 \times 0.748\} + 1270.951 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922)]$$

$$-\frac{0.792}{84.096 \times 2.818 - -9.050^2} \times 1297.266 \times (2.818 - -9.050 \times 0.922) = -111.750 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G8)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

m = $\frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}}$ = $\frac{30891.000 \text{ x } 213263666806.045}{27804.000 \text{ x } 2851415363.698}$ = 83.096

B = $1+m$ = 1 + 83.096 = 84.096

C = $y_1' - my_2$ = 0.922 - 83.096 x 0.120 = -9.050

F = $y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

= 0.922^2 + 0.372 + 83.096 x 0.120^2 + 83.096 x 0.005 = 2.818

P = $\frac{(1070.54 + 893.86)}{2}$ x 3553.56 = 3490.312 kN

K = $\frac{\phi^{\infty}}{1+\phi^{\infty}}$ = $\frac{3.80}{1+3.80}$ = 0.792

K' = $\frac{\phi_t}{1+\phi^{\infty}}$ = $\frac{2.40}{1+3.80}$ = 0.500

N_c = $-\frac{0.500}{-9.050^2 - 84.096 \text{ x } 2.818}$ x [3490.312 x { 84.096 x (0.922 x 0.748 - 0.372) + -9.050 x 0.748 } + 1254.559 x (-9.050 - 84.096 x 0.922)]

$-\frac{0.792}{-9.050^2 - 84.096 \text{ x } 2.818}$ x 1278.114 x (-9.050 - 84.096 x 0.922) = -690.998 kN

M_c = $-\frac{0.500}{83.096 \text{ x } 2.818 - -9.050^2}$ x [3490.312 x { -9.050 x (0.922 x 0.748 - 0.372) + 2.818 x 0.748 } + 1254.559 x (2.818 - -9.050 x 0.922)]

$-\frac{0.792}{84.096 \text{ x } 2.818 - -9.050^2}$ x 1278.114 x (2.818 - -9.050 x 0.922) = -110.047 kN.m

▪ 외측 거더 (G9)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 213263666806.045}{27804.000 \times 2618205359.249} = 90.498$

$B = 1 + m = 1 + 90.498 = 91.498$

$C = y_1' - my_2 = 0.922 - 90.498 \times 0.120 = -9.938$

$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

$= 0.922^2 + 0.372 + 90.498 \times 0.120^2 + 90.498 \times 0.005 = 2.960$

$P = \frac{(1070.54 + 892.74)}{2} \times 3553.56 = 3488.326$ kN

$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$

$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$

$N_c = -\frac{0.500}{-9.938^2 - 91.498 \times 2.960} \times [3488.326 \times \{91.498 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + -9.938 \times 0.748\} + 1236.034 \times (-9.938 - 91.498 \times 0.922)]$

$-\frac{0.792}{-9.938^2 - 91.498 \times 2.960} \times 1274.045 \times (-9.938 - 91.498 \times 0.922) = -672.413$ kN

$M_c = -\frac{0.500}{90.498 \times 2.960 - -9.938^2} \times [3488.326 \times \{-9.938 \times (0.922 \times 0.748 - 0.372) + 2.960 \times 0.748\} + 1236.034 \times (2.960 - -9.938 \times 0.922)]$

$-\frac{0.792}{91.498 \times 2.960 - -9.938^2} \times 1274.045 \times (2.960 - -9.938 \times 0.922) = -105.663$ kN.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1+\phi^{\infty}}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{C}{C^2 - BF} \frac{1}{1+\phi^{\infty}}$$

▪ 외측 거더 (G1)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times 83.481}{83.481 \times 2.806 - (-8.976)^2} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 149.110 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times (-8.976)}{(-8.976)^2 - 83.481 \times 2.806} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 16.032 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G2)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times 84.096}{84.096 \times 2.818 - (-9.050)^2} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 148.863 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times (-9.050)}{(-9.050)^2 - 84.096 \times 2.818} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 16.019 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G3)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times 84.096}{84.096 \times 2.818 - (-9.050)^2} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 148.863 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times (-9.050)}{(-9.050)^2 - 84.096 \times 2.818} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 16.019 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G4)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times 84.096}{84.096 \times 2.818 - (-9.050)^2} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 148.863 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times (-9.050)}{(-9.050)^2 - 84.096 \times 2.818} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 16.019 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G5)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times 84.096}{84.096 \times 2.818 - (-9.050)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 148.863 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times (-9.050)}{(-9.050)^2 - 84.096 \times 2.818} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 16.019 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G6)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times 84.096}{84.096 \times 2.818 - (-9.050)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 148.863 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times (-9.050)}{(-9.050)^2 - 84.096 \times 2.818} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 16.019 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G7)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times 84.096}{84.096 \times 2.818 - (-9.050)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 148.863 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times (-9.050)}{(-9.050)^2 - 84.096 \times 2.818} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 16.019 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G8)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times 84.096}{84.096 \times 2.818 - (-9.050)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 148.863 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times (-9.050)}{(-9.050)^2 - 84.096 \times 2.818} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 16.019 \text{ kN.m}$$

▪ 외측 거더 (G9)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times 91.498}{91.498 \times 2.960 - (-9.938)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 145.968 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.213 \times (-9.938)}{(-9.938)^2 - 91.498 \times 2.960} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 15.854 \text{ kN.m}$$

2) PSC 거더 및 바닥판의 상·하연 응력계산

(1) 크리프에 의한 응력계산

$$f_{c2}' = -\frac{N_c}{A_{c2}} - \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$f_{c2} = -\frac{N_c}{A_{c2}} + \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$f_{c1}' = \frac{N_c}{A_{c1}} + \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$f_{c1} = \frac{N_c}{A_{c1}} - \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

- 외측 거더 (G1)

$$f_{c2}' = -\frac{-700726.273}{598479.034} - \frac{-111511178.989 - -700726.273 \times 120.000}{2872699364.851} \times 120.000$$

$$= 2.316 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-700726.273}{598479.034} + \frac{-111511178.989 - -700726.273 \times 120.000}{2872699364.851} \times 120.000$$

$$= 0.025 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-700726.273}{572943.506} + \frac{-111511178.989 + -700726.273 \times 922.009}{213263666806.045} \times 922.009$$

$$= -4.498 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-700726.273}{572943.506} - \frac{-111511178.989 + -700726.273 \times 922.009}{213263666806.045} \times -827.991$$

$$= -4.164 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G2)

$$f_{c2}' = -\frac{-714765.972}{594044.867} - \frac{-113163867.726 - -714765.972 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 2.356 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-714765.972}{594044.867} + \frac{-113163867.726 - -714765.972 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 0.050 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-714765.972}{572943.506} + \frac{-113163867.726 + -714765.972 \times 922.009}{213263666806.045} \times 922.009$$

$$= -4.586 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-714765.972}{572943.506} - \frac{-113163867.726 + -714765.972 \times 922.009}{213263666806.045} \times -827.991$$

$$= -4.246 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G3)

$$f_{c2}' = -\frac{-711320.237}{594044.867} - \frac{-112664146.233 - -711320.237 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 2.347 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-711320.237}{594044.867} + \frac{-112664146.233 - -711320.237 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 0.048 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-711320.237}{572943.506} + \frac{-112664146.233 + -711320.237 \times 922.009}{213263666806.045} \times 922.009$$

$$= -4.564 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-711320.237}{572943.506} - \frac{-112664146.233 + -711320.237 \times 922.009}{213263666806.045} \times -827.991$$

$$= -4.225 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G4)

$$f_{c2}' = -\frac{-717113.263}{594044.867} - \frac{-113418285.303 - -717113.263 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 2.359 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-717113.263}{594044.867} + \frac{-113418285.303 - -717113.263 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 0.056 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-717113.263}{572943.506} + \frac{-113418285.303 + -717113.263 \times 922.009}{213263666806.045} \times 922.009$$

$$= -4.600 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-717113.263}{572943.506} - \frac{-113418285.303 + -717113.263 \times 922.009}{213263666806.045} \times -827.991$$

$$= -4.259 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G5)

$$f_{c2}' = -\frac{-716941.008}{594044.867} - \frac{-113396342.457 - -716941.008 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 2.358 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-716941.008}{594044.867} + \frac{-113396342.457 - -716941.008 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 0.055 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-716941.008}{572943.506} + \frac{-113396342.457 + -716941.008 \times 922.009}{213263666806.045} \times 922.009$$

$$= -4.599 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-716941.008}{572943.506} - \frac{-113396342.457 + -716941.008 \times 922.009}{213263666806.045} \times -827.991$$

$$= -4.258 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G6)

$$f_{c2}' = -\frac{-713510.062}{594044.867} - \frac{-112950073.061 - -713510.062 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 2.351 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-713510.062}{594044.867} + \frac{-112950073.061 - -713510.062 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 0.051 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-713510.062}{572943.506} + \frac{-112950073.061 + -713510.062 \times 922.009}{213263666806.045} \times 922.009$$

$$= -4.578 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-713510.062}{572943.506} - \frac{-112950073.061 + -713510.062 \times 922.009}{213263666806.045} \times -827.991$$

$$= -4.238 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G7)

$$f_{c2}' = -\frac{-704305.515}{594044.867} - \frac{-111749925.245 - -704305.515 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 2.332 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-704305.515}{594044.867} + \frac{-111749925.245 - -704305.515 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 0.040 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-704305.515}{572943.506} + \frac{-111749925.245 + -704305.515 \times 922.009}{213263666806.045} \times 922.009$$

$$= -4.520 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-704305.515}{572943.506} - \frac{-111749925.245 + -704305.515 \times 922.009}{213263666806.045} \times -827.991$$

$$= -4.184 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G8)

$$f_{c2}' = -\frac{-690998.473}{594044.867} - \frac{-110047415.741 - -690998.473 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 2.305 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-690998.473}{594044.867} + \frac{-110047415.741 - -690998.473 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= 0.022 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-690998.473}{572943.506} + \frac{-110047415.741 + -690998.473 \times 922.009}{213263666806.045} \times 922.009$$

$$= -4.436 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-690998.473}{572943.506} - \frac{-110047415.741 + -690998.473 \times 922.009}{213263666806.045} \times -827.991$$

$$= -4.107 \text{ MPa}$$

▪ 외측 거더 (G9)

$$f_{c2}' = -\frac{-672412.545}{545459.450} - \frac{-105663425.517 - -672412.545 \times 120.000}{2618205359.249} \times 120.000$$

$$= 2.377 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-672412.545}{545459.450} + \frac{-105663425.517 - -672412.545 \times 120.000}{2618205359.249} \times 120.000$$

$$= 0.088 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-672412.545}{572943.506} + \frac{-105663425.517 + -672412.545 \times 922.009}{213263666806.045} \times 922.009$$

$$= -4.311 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-672412.545}{572943.506} - \frac{-105663425.517 + -672412.545 \times 922.009}{213263666806.045} \times -827.991$$

$$= -3.991 \text{ MPa}$$

(2) 건조수축에 의한 응력계산

$$f_{s2}' = -\frac{N_s}{A_{c2}} - \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$f_{s2} = -\frac{N_s}{A_{c2}} + \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$f_{s1}' = \frac{N_s}{A_{c1}} + \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$f_{s1} = \frac{N_s}{A_{c1}} - \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

▪ 외측 거더 (G1)

$$f_{s2}' = -\frac{149109.639}{598479.034} - \frac{16031961.132 - 149109.639 \times 120.000}{2872699364.851} \times 120.000$$

$$= -0.171 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{149109.64}{598479.03} + \frac{16031961.13 - 149109.64 \times 120.00}{2872699364.85} \times 120.000$$

$$= -0.327 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{149109.64}{572943.51} + \frac{16031961.13 + 149109.64 \times 922.01}{213263666806.05} \times 922.009$$

$$= 0.924 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{149109.64}{572943.51} - \frac{16031961.13 + 149109.64 \times 922.01}{213263666806.05} \times -827.991$$

$$= 0.856 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G2)

$$f_{s2}' = -\frac{148862.970}{594044.867} - \frac{16019043.082 - 148862.970 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= -0.173 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{148862.97}{594044.87} + \frac{16019043.08 - 148862.97 \times 120.00}{2851415363.70} \times 120.000$$

$$= -0.328 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{148862.97}{572943.51} + \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times 922.009$$

$$= 0.922 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{148862.97}{572943.51} - \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times -827.991$$

$$= 0.855 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G3)

$$f_{s2}' = -\frac{148862.970}{594044.867} - \frac{16019043.082 - 148862.970 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= -0.173 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{148862.97}{594044.87} + \frac{16019043.08 - 148862.97 \times 120.00}{2851415363.70} \times 120.000$$

$$= -0.328 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{148862.97}{572943.51} + \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times 922.009$$

$$= 0.922 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{148862.97}{572943.51} - \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times -827.991$$

$$= 0.855 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G4)

$$f_{s2}' = -\frac{148862.970}{594044.867} - \frac{16019043.082 - 148862.970 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= -0.173 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{148862.97}{594044.87} + \frac{16019043.08 - 148862.97 \times 120.00}{2851415363.70} \times 120.000$$

$$= -0.328 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{148862.97}{572943.51} + \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times 922.009$$

$$= 0.922 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{148862.97}{572943.51} - \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times -827.991$$

$$= 0.855 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G5)

$$f_{s2}' = -\frac{148862.970}{594044.867} - \frac{16019043.082 - 148862.970 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= -0.173 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{148862.97}{594044.87} + \frac{16019043.08 - 148862.97 \times 120.00}{2851415363.70} \times 120.000$$

$$= -0.328 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{148862.97}{572943.51} + \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times 922.009$$

$$= 0.922 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{148862.97}{572943.51} - \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times -827.991$$

$$= 0.855 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G6)

$$f_{s2}' = -\frac{148862.970}{594044.867} - \frac{16019043.082 - 148862.970 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= -0.173 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{148862.97}{594044.87} + \frac{16019043.08 - 148862.97 \times 120.00}{2851415363.70} \times 120.000$$

$$= -0.328 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{148862.97}{572943.51} + \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times 922.009$$

$$= 0.922 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{148862.97}{572943.51} - \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times -827.991$$

$$= 0.855 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G7)

$$f_{s2}' = -\frac{148862.970}{594044.867} - \frac{16019043.082 - 148862.970 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= -0.173 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{148862.97}{594044.87} + \frac{16019043.08 - 148862.97 \times 120.00}{2851415363.70} \times 120.000$$

$$= -0.328 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{148862.97}{572943.51} + \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times 922.009$$

$$= 0.922 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{148862.97}{572943.51} - \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times -827.991$$

$$= 0.855 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G8)

$$f_{s2}' = -\frac{148862.970}{594044.867} - \frac{16019043.082 - 148862.970 \times 120.000}{2851415363.698} \times 120.000$$

$$= -0.173 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{148862.97}{594044.87} + \frac{16019043.08 - 148862.97 \times 120.00}{2851415363.70} \times 120.000$$

$$= -0.328 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{148862.97}{572943.51} + \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times 922.009$$

$$= 0.922 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{148862.97}{572943.51} - \frac{16019043.08 + 148862.97 \times 922.01}{213263666806.05} \times -827.991$$

$$= 0.855 \text{ MPa}$$

▪ 외측 거더 (G9)

$$f_{s2}' = -\frac{145967.924}{545459.450} - \frac{15853816.614 - 145967.924 \times 120.000}{2618205359.249} \times 120.000$$

$$= -0.191 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{145967.92}{545459.45} + \frac{15853816.61 - 145967.92 \times 120.00}{2618205359.25} \times 120.000$$

$$= -0.344 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{145967.92}{572943.51} + \frac{15853816.61 + 145967.92 \times 922.01}{213263666806.05} \times 922.009$$

$$= 0.905 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{145967.92}{572943.51} - \frac{15853816.61 + 145967.92 \times 922.01}{213263666806.05} \times -827.991$$

$$= 0.839 \text{ MPa}$$

6.4 휨 극한 안전성 검토

1) 외력에 의한 극한 모멘트 계산

- 하 중 조 합

$CASE\ 1$ = 1.3x(Σ고정하중) + 2.15(Σ활하중)

$CASE\ 2$ = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ풍하중)

$CASE\ 3$ = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 0.65(Σ풍하중)

$CASE\ 4$ = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 1.3(Σ지점침하)

$CASE\ 5$ = 1.25x(Σ고정하중) + 1.25(Σ활하중) + 0.625(Σ풍하중) + 1.25(Σ지점침하)

(1) 외측 거더 (G1)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활하중		풍하중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	3267.7	2.150	2116.1					8797.539
CASE 2	1.300	3267.7			1.300	54.0			4318.142
CASE 3	1.300	3267.7	1.300	2116.1	0.650	54.0			7033.955
CASE 4	1.300	3267.7	1.300	2116.1			1.300	0.0	6998.884
CASE 5	1.250	3267.7	1.250	2116.1	0.625	54.0	1.250	0.0	6763.419

(2) 내측 거더 (G2)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활하중		풍하중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	3292.5	2.150	1865.5					8291.212
CASE 2	1.300	3292.5			1.300	79.0			4382.941
CASE 3	1.300	3292.5	1.300	1865.5	0.650	79.0			6756.824
CASE 4	1.300	3292.5	1.300	1865.5			1.300	0.0	6705.502
CASE 5	1.250	3292.5	1.250	1865.5	0.625	79.0	1.250	0.0	6496.946

(3) 내측 거더 (G3)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활하중		풍하중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	2866.2	2.150	1597.9					7161.593
CASE 2	1.300	2866.2			1.300	3.6			3730.686
CASE 3	1.300	2866.2	1.300	1597.9	0.650	3.6			5805.675
CASE 4	1.300	2866.2	1.300	1597.9			1.300	0.0	5803.349
CASE 5	1.250	2866.2	1.250	1597.9	0.625	3.6	1.250	0.0	5582.381

(4) 내측 거더 (G4)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	2851.6	2.150	1478.6					6886.015
CASE 2	1.300	2851.6			1.300	32.9			3749.805
CASE 3	1.300	2851.6	1.300	1478.6	0.650	32.9			5650.588
CASE 4	1.300	2851.6	1.300	1478.6			1.300	0.0	5629.230
CASE 5	1.250	2851.6	1.250	1478.6	0.625	32.9	1.250	0.0	5433.259

(5) 내측 거더 (G5)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	2836.4	2.150	1505.4					6923.893
CASE 2	1.300	2836.4			1.300	3.7			3692.025
CASE 3	1.300	2836.4	1.300	1505.4	0.650	3.7			5646.676
CASE 4	1.300	2836.4	1.300	1505.4			1.300	0.0	5644.297
CASE 5	1.250	2836.4	1.250	1505.4	0.625	3.7	1.250	0.0	5429.498

(6) 내측 거더 (G6)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	2832.5	2.150	1479.5					6863.263
CASE 2	1.300	2832.5			1.300	37.6			3731.152
CASE 3	1.300	2832.5	1.300	1479.5	0.650	37.6			5630.101
CASE 4	1.300	2832.5	1.300	1479.5			1.300	0.0	5605.666
CASE 5	1.250	2832.5	1.250	1479.5	0.625	37.6	1.250	0.0	5413.559

(7) 내측 거더 (G7)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	2812.6	2.150	1603.5					7103.946
CASE 2	1.300	2812.6			1.300	41.9			3710.855
CASE 3	1.300	2812.6	1.300	1603.5	0.650	41.9			5768.194
CASE 4	1.300	2812.6	1.300	1603.5			1.300	0.0	5740.951
CASE 5	1.250	2812.6	1.250	1603.5	0.625	41.9	1.250	0.0	5546.343

(8) 내측 거더 (G8)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		충 격 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	2995.9	2.150	1881.4					7939.819
CASE 2	1.300	2995.9			1.300	15.7			3915.109
CASE 3	1.300	2995.9	1.300	1881.4	0.650	15.7			6350.789
CASE 4	1.300	2995.9	1.300	1881.4			1.300	0.0	6340.593
CASE 5	1.250	2995.9	1.250	1881.4	0.625	15.7	1.250	0.0	6106.529

(9) 외측 거더 (G9)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		충 격 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	2957.2	2.150	2094.5					8347.448
CASE 2	1.300	2957.2			1.300	5.9			3852.033
CASE 3	1.300	2957.2	1.300	2094.5	0.650	5.9			6570.995
CASE 4	1.300	2957.2	1.300	2094.5			1.300	0.0	6567.155
CASE 5	1.250	2957.2	1.250	2094.5	0.625	5.9	1.250	0.0	6318.266

2) 설계단면의 휨 저항강도 계산

▪ 관 련 제 원

f_{pu} = 1900.0 MPa : PSC 강선 극한 강도

E_{pss} = 200000.0

f_{ck} = 27.0

b_1 = 200.0 mm : PSC Beam 복부 두께

d = 1750.0 + 240.0 - 80.0 = 1910.000 mm

A_p = 3.0 x 1184.520 = 3553.560 mm^2

f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.000 (가정치) = 1767.000 MPa

(1) 외측 거더 (G1)

B = 2770.527 mm

f_{pe} = 897.902 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{897.902}{1900.000} = 0.473 < 0.500$

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{3553.560 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2770.527} = 0.116$ m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.116 = 0.099$ m

$a = 0.099$ m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{897.902}{200000.000} = 0.004$

$\varepsilon_p = 1.910 - 0.116 / 0.116 \times 0.003 + 0.004 = 0.051$

$\varepsilon_p = 0.051 > 0.015$

∴ $f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0$ MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

$= 0.85 \times \{ 0.0036 \times 1767000.000 \times (1.910 - 0.099 / 2) \} = 9930.646$ kN.m

$\Phi M_n = 9930.646$ kN.m > $M_u = 8797.539$ kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더 (G2)

B = 2750.000 mm

f_{pe} = 899.001 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{899.001}{1900.000} = 0.473 < 0.500$

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{3553.560 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2750.000} = 0.117$ m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.117 = 0.099$ m

$a = 0.099$ m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{ps}} = \frac{899.001}{200000.000} = 0.004$

$\varepsilon_p = 1.910 - 0.117 / 0.117 \times 0.003 + 0.004 = 0.050$

$\varepsilon_p = 0.050 > 0.015$

∴ $f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0$ MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

$= 0.85 \times \{ 0.0036 \times 1767000.000 \times (1.910 - 0.099 / 2) \} = 9928.679$ kN.m

$\Phi M_n = 9928.679$ kN.m > $M_u = 8291.212$ kN.m ∴ O.K

(3) 내측 거더 (G3)

B = 2750.000 mm

f_{pe} = 892.518 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{892.518}{1900.000} =$ 0.470 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{3553.560 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2750.000} =$ 0.117 m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.117 =$ 0.099 m

a = 0.099 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{892.518}{200000.000} =$ 0.004

$\varepsilon_p = 1.910 - 0.117 / 0.117 \times 0.003 + 0.004 =$ 0.050

ε_p = 0.050 > 0.015

∴ $f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 =$ 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

$= 0.85 \times \{ 0.0036 \times 1767000.000 \times (1.910 - 0.099 / 2) \} =$ 9928.679 kN.m

ΦM_n = 9928.679 kN.m > M_u = 7161.593 kN.m ∴ O.K

(4) 내측 거더 (G4)

B = 2750.000 mm

f_{pe} = 892.612 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{892.612}{1900.000} = 0.470 < 0.500$

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{3553.560 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2750.000} = 0.117$ m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.117 = 0.099$ m

$a = 0.099$ m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{892.612}{200000.000} = 0.004$

$\varepsilon_p = 1.910 - 0.117 / 0.117 \times 0.003 + 0.004 = 0.050$

$\varepsilon_p = 0.050 > 0.015$

∴ $f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0$ MPa 로 사용함.

• 극한 저항모멘트

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

$= 0.85 \times \{ 0.0036 \times 1767000.000 \times (1.910 - 0.099 / 2) \} = 9928.679$ kN.m

$\Phi M_n = 9928.679$ kN.m > $M_u = 6886.015$ kN.m ∴ O.K

(5) 내측 거더 (G5)

B = 2750.000 mm

f_{pe} = 892.439 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{892.439}{1900.000} =$ 0.470 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{3553.560 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2750.000} =$ 0.117 m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.117 =$ 0.099 m

a = 0.099 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{892.439}{200000.000} =$ 0.004

$\varepsilon_p = 1.910 - 0.117 / 0.117 \times 0.003 + 0.004 =$ 0.050

ε_p = 0.050 > 0.015

∴ $f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 =$ 1767.0 MPa 로 사용함.

• 극한 저항모멘트

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

= 0.85 x { 0.0036 x 1767000.000 x (1.910 - 0.099 / 2)} = 9928.679 kN.m

ΦM_n = 9928.679 kN.m > M_u = 6923.893 kN.m ∴ O.K

(6) 내측 거더 (G6)

B = 2750.000 mm

f_{pe} = 892.247 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{892.247}{1900.000} =$ 0.470 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{3553.560 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2750.000} =$ 0.117 m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.117 =$ 0.099 m

a = 0.099 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{892.247}{200000.000} =$ 0.004

ε_p = 1.910 - 0.117 / 0.117 x 0.003 + 0.004 = 0.050

ε_p = 0.050 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

= 0.85 x { 0.0036 x 1767000.000 x (1.910 - 0.099 / 2)} = 9928.679 kN.m

ΦM_n = 9928.679 kN.m > M_u = 6863.263 kN.m ∴ O.K

(7) 내측 거더 (G7)

B = 2750.000 mm

f_{pe} = 891.544 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{891.544}{1900.000} =$ 0.469 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{3553.560 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2750.000} =$ 0.117 m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.117 =$ 0.099 m

a = 0.099 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{ps}} = \frac{891.544}{200000.000} =$ 0.004

ε_p = 1.910 - 0.117 / 0.117 x 0.003 + 0.004 = 0.050

ε_p = 0.050 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

= 0.85 x { 0.0036 x 1767000.000 x (1.910 - 0.099 / 2)} = 9928.679 kN.m

ΦM_n = 9928.679 kN.m > M_u = 7103.946 kN.m ∴ O.K

(8) 내측 거더 (G8)

B = 2750.000 mm

f_{pe} = 893.862 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{893.862}{1900.000} = 0.470 < 0.500$

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{3553.560 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2750.000} = 0.117$ m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.117 = 0.099$ m

a = 0.099 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{893.862}{200000.000} = 0.004$

$\varepsilon_p = 1.910 - 0.117 / 0.117 \times 0.003 + 0.004 = 0.050$

ε_p = 0.050 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

= 0.85 x { 0.0036 x 1767000.000 x (1.910 - 0.099 / 2)} = 9928.679 kN.m

ΦM_n = 9928.679 kN.m > M_u = 7939.819 kN.m ∴ O.K

(9) 외측 거더 (G9)

B = 2525.085 mm

f_{pe} = 892.744 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}}$ = $\frac{892.744}{1900.000}$ = 0.470 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{3553.560 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2525.085}$ = 0.127 m

$a = 0.85 \cdot x$ = 0.85 x 0.127 = 0.108 m

a = 0.108 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{892.744}{200000.000}$ = 0.004

ε_p = 1.910 - 0.127 / 0.127 x 0.003 + 0.004 = 0.046

ε_p = 0.046 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

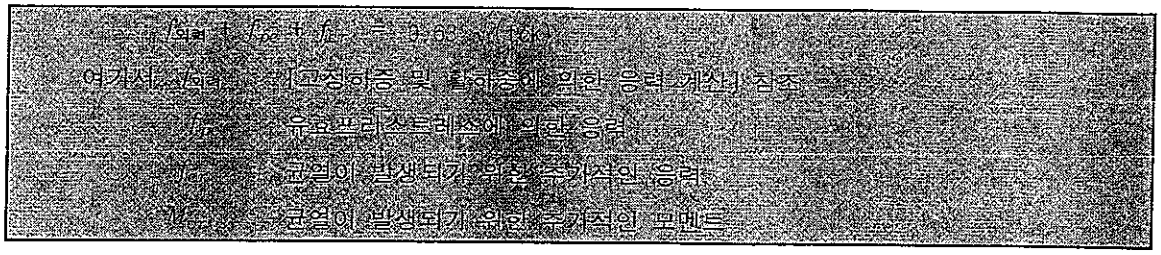
ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - a/2)}

= 0.85 x { 0.0036 x 1767000.000 x (1.910 -

0.108 / 2)} = 9905.030 kN.m

ΦM_n = 9905.030 kN.m > M_u = 8347.448 kN.m ∴ O.K

3) 균열모멘트 계산



(1) 외측 거더 (G1)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -17.700 + 16.493 - M_{cr}' / 392517866.123

= -0.63 √ 40.000 = -3.984

M_{cr}' = (-1.207 + 3.984) x 392517866.123 = 1090.366 kN.m

M_{cr} = 5410.735 + 1090.366 = 6501.101 kN.m

ΦM_n = 9,930.65 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 7,801.32 kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더 (G2)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -17.224 + 16.513 - M_{cr}' / 392210681.101

= -0.63 √ 40.000 = -3.984

M_{cr}' = (-0.711 + 3.984) x 392210681.101 = 1283.822 kN.m

M_{cr} = 5197.557 + 1283.822 = 6481.379 kN.m

ΦM_n = 9,928.68 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 7,777.66 kN.m ∴ O.K

(3) 내측 거더 (G3)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -15.361 + 16.394 - M_{cr}' / 392210681.101

= -0.63 √ 40.000 = -3.984

M_{cr}' = (1.033 + 3.984) x 392210681.101 = 1967.889 kN.m

M_{cr} = 4465.905 + 1967.889 = 6433.794 kN.m

ΦM_n = 9,928.68 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 7,720.55 kN.m ∴ O.K

(4) 내측 거더 (G4)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -15.083 + 16.396 - M_{cr}' / 392210681.101

= -0.63 √ 40.000 = -3.984

M_{cr}' = (1.313 + 3.984) x 392210681.101 = 2077.566 kN.m

M_{cr} = 4346.607 + 2077.566 = 6424.174 kN.m

ΦM_n = 9,928.68 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 7,709.01 kN.m ∴ O.K

(5) 내측 거더 (G5)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -15.078 + 16.393 - M_{cr}' / 392210681.101

= -0.63 √ 40.000 = -3.984

M_{cr}' = (1.315 + 3.984) x 392210681.101 = 2078.462 kN.m

M_{cr} = 4343.598 + 2078.462 = 6422.060 kN.m

ΦM_n = 9,928.68 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 7,706.47 kN.m ∴ O.K

(6) 내측 거더 (G6)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -15.032 + 16.389 - M_{cr}' / 392210681.101

= -0.63 √ 40.000 = -3.984

M_{cr}' = (1.357 + 3.984) x 392210681.101 = 2095.005 kN.m

M_{cr} = 4330.847 + 2095.005 = 6425.852 kN.m

ΦM_n = 9,928.68 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 7,711.02 kN.m ∴ O.K

(7) 내측 거더 (G7)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -15.266 + 16.376 - M_{cr}' / 392210681.101

= -0.63 √ 40.000 = -3.984

M_{cr}' = (1.110 + 3.984) x 392210681.101 = 1998.131 kN.m

M_{cr} = 4437.074 + 1998.131 = 6435.205 kN.m

ΦM_n = 9,928.68 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 7,722.25 kN.m ∴ O.K

(8) 내측 거더 (G8)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -16.355 + 16.419 - M_{cr}' / 392210681.101

= -0.63 √ 40.000 = -3.984

M_{cr}' = (0.064 + 3.984) x 392210681.101 = 1587.939 kN.m

M_{cr} = 4885.223 + 1587.939 = 6473.162 kN.m

ΦM_n = 9,928.68 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 7,767.79 kN.m ∴ O.K

(9) 외측 거더 (G9)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -16.808 + 16.398 - M_{cr}' / 388629803.271

= -0.63 √ 40.000 = -3.984

M_{cr}' = (-0.410 + 3.984) x 388629803.271 = 1389.093 kN.m

M_{cr} = 5054.613 + 1389.093 = 6443.706 kN.m

ΦM_n = 9,905.03 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 7,732.45 kN.m ∴ O.K

6.5 전단설계 및 전단 연결재 산정

1) 외력에 의한 극한 전단력 계산

- 하 중 조 합

$CASE\ 1$ = 1.3x(Σ고정하중) + 2.15(Σ활하중)

$CASE\ 2$ = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ풍하중)

$CASE\ 3$ = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 0.65(Σ풍하중)

$CASE\ 4$ = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 1.3(Σ지점침하)

$CASE\ 5$ = 1.25x(Σ고정하중) + 1.25(Σ활하중) + + 0.625(Σ풍하중) + 1.25(Σ지점침하)

(1) 외측 거더 (G1)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	605.5	2.150	371.2					1585.307
CASE 2	1.300	605.5			1.300	17.5			809.900
CASE 3	1.300	605.5	1.300	371.2	0.650	17.5			1281.133
CASE 4	1.300	605.5	1.300	371.2			1.300	0.0	1269.752
CASE 5	1.250	605.5	1.250	371.2	0.625	17.5	1.250	0.0	1231.859

(2) 내측 거더 (G2)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	523.2	2.150	495.5					1745.424
CASE 2	1.300	523.2			1.300	26.8			715.067
CASE 3	1.300	523.2	1.300	495.5	0.650	26.8			1341.724
CASE 4	1.300	523.2	1.300	495.5			1.300	0.0	1324.282
CASE 5	1.250	523.2	1.250	495.5	0.625	26.8	1.250	0.0	1290.119

(3) 내측 거더 (G3)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	479.5	2.150	437.0					1562.970
CASE 2	1.300	479.5			1.300	5.9			631.014
CASE 3	1.300	479.5	1.300	437.0	0.650	5.9			1195.322
CASE 4	1.300	479.5	1.300	437.0			1.300	0.0	1191.501
CASE 5	1.250	479.5	1.250	437.0	0.625	5.9	1.250	0.0	1149.348

(4) 내측 거더 (G4)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	460.3	2.150	383.8					1423.472
CASE 2	1.300	460.3			1.300	19.2			623.397
CASE 3	1.300	460.3	1.300	383.8	0.650	19.2			1109.782
CASE 4	1.300	460.3	1.300	383.8			1.300	0.0	1097.272
CASE 5	1.250	460.3	1.250	383.8	0.625	19.2	1.250	0.0	1067.098

(5) 내측 거더 (G5)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	508.9	2.150	207.6					1107.845
CASE 2	1.300	508.9			1.300	1.7			663.763
CASE 3	1.300	508.9	1.300	207.6	0.650	1.7			932.509
CASE 4	1.300	508.9	1.300	207.6			1.300	0.0	931.404
CASE 5	1.250	508.9	1.250	207.6	0.625	1.7	1.250	0.0	896.643

(6) 내측 거더 (G6)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	460.5	2.150	383.9					1424.023
CASE 2	1.300	460.5			1.300	19.1			623.549
CASE 3	1.300	460.5	1.300	383.9	0.650	19.1			1110.156
CASE 4	1.300	460.5	1.300	383.9			1.300	0.0	1097.733
CASE 5	1.250	460.5	1.250	383.9	0.625	19.1	1.250	0.0	1067.458

(7) 내측 거더 (G7)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	468.0	2.150	437.5					1549.122
CASE 2	1.300	468.0			1.300	7.9			618.705
CASE 3	1.300	468.0	1.300	437.5	0.650	7.9			1182.359
CASE 4	1.300	468.0	1.300	437.5			1.300	0.0	1177.217
CASE 5	1.250	468.0	1.250	437.5	0.625	7.9	1.250	0.0	1136.883

(8) 내측 거더 (G8)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	481.6	2.150	496.7					1693.969
CASE 2	1.300	481.6			1.300	2.4			629.202
CASE 3	1.300	481.6	1.300	496.7	0.650	2.4			1273.343
CASE 4	1.300	481.6	1.300	496.7			1.300	0.0	1271.775
CASE 5	1.250	481.6	1.250	496.7	0.625	2.4	1.250	0.0	1224.368

(9) 외측 거더 (G9)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	523.8	2.150	370.0					1476.473
CASE 2	1.300	523.8			1.300	0.7			681.761
CASE 3	1.300	523.8	1.300	370.0	0.650	0.7			1162.373
CASE 4	1.300	523.8	1.300	370.0			1.300	0.0	1161.949
CASE 5	1.250	523.8	1.250	370.0	0.625	0.7	1.250	0.0	1117.667

2) 휨 전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

- $V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$ $\qquad M_{CT} = Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do})$

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 1.750 - (1.471 + 1.010 + 0.505 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 0.755 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m $\quad \therefore d$ = 1.400 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

구 분	합성전		합성후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-123.456	-153.992	-99.782	-300.668	-7.647	0.000	
모 멘 트	563.700	673.076	483.211	1075.292	43.920	0.000	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	253.8	2.150	300.7					976.342
CASE 2	1.300	253.8			1.300	7.6			339.847
CASE 3	1.300	253.8	1.300	300.7	0.650	7.6			725.745
CASE 4	1.300	253.8	1.300	300.7			1.300	0.0	720.774
CASE 5	1.250	253.8	1.250	300.7	0.625	7.6	1.250	0.0	697.831

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1156.3	2.150	1075.3					3815.052
CASE 2	1.300	1156.3			1.300	43.9			1560.269
CASE 3	1.300	1156.3	1.300	1075.3	0.650	43.9			2929.601
CASE 4	1.300	1156.3	1.300	1075.3			1.300	0.0	2901.053
CASE 5	1.250	1156.3	1.250	1075.3	0.625	43.9	1.250	0.0	2816.924

f_{ck} = 40.000

b_w = 200.000 mm : 거더 복부 두께

d = 1.750 - (0.227 + 0.178 + 0.125 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 1.573 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.573 m 적용함.

d = 1.573 m

V_{do} = 123.456 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 976.342 kN

M_{max} = 3815.052 kN

M_{cr} = 0.258 x (0.5 x √ 40.000 + 13635.96 - 2188.55) = 2949.297 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.839 \times 3804.234}{572943.506} + \frac{3190.748 \times (827.991 - 176.803)}{257567570.931} = 13.636 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.200 x 1.573 + 123.456

+ (976.342 x 2949.297) / 3815.052 = 977.733 kN

V_{ci} = 977.733 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 278.594 kN

∴ V_{ci} = 977.733 kN 적용함.

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 1.750 - (1.471 + 1.010 + 0.505 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 0.755 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.400 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

구 분	활 성 전		활 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	충격량	지점침하	
전 단 력	-123.454	-152.647	-42.737	-349.335	1.134	0.000	
모 멘 트	563.697	660.784	118.575	1246.151	-0.231	0.000	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		충 격 량		지점침하		합 계
	하중계수	단면력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	195.4	2.150	349.3					1005.071
CASE 2	1.300	195.4			1.300	-1.1			252.525
CASE 3	1.300	195.4	1.300	349.3	0.650	-1.1			707.398
CASE 4	1.300	195.4	1.300	349.3			1.300	0.0	708.136
CASE 5	1.250	195.4	1.250	349.3	0.625	-1.1	1.250	0.0	680.191

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		충 격 량		지점침하		합 계
	하중계수	단면력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단면력	
CASE 1	1.300	779.4	2.150	1246.2					3692.393
CASE 2	1.300	779.4			1.300	-0.2			1012.868
CASE 3	1.300	779.4	1.300	1246.2	0.650	-0.2			2633.015
CASE 4	1.300	779.4	1.300	1246.2			1.300	0.0	2633.165
CASE 5	1.250	779.4	1.250	1246.2	0.625	-0.2	1.250	0.0	2531.745

f_{ck} = 40.000

b_w = 200.000 mm : 거더 복부 두께

d = 1.750 - (0.227 + 0.178 + 0.125 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 1.573 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.573 m 적용함.

d = 1.573 m

V_{do} = 123.454 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 1005.071 kN

M_{max} = 3692.393 kN

M_{cr} = 0.258 x (0.5 x √ 40.000 + 13652.65 - 2188.54) = 2953.598 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.840 \times 3804.234}{572943.506} + \frac{3194.653 \times (827.991 - 176.803)}{257567570.931} = 13.653 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.200 x 1.573 + 123.454

+ (1005.071 x 2953.598) / 3692.393 = 1026.922 kN

V_{ci} = 1026.922 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 278.594 kN

∴ V_{ci} = 1026.922 kN 적용함.

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 1.750 - (1.471 + 1.010 + 0.505 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 0.755 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.400 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-123.454	-153.924	-32.202	-312.386	-0.065	0.000	
모 멘 트	563.696	672.045	140.972	1114.501	3.579	0.000	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	186.1	2.150	312.4					913.594
CASE 2	1.300	186.1			1.300	0.1			242.049
CASE 3	1.300	186.1	1.300	312.4	0.650	0.1			648.108
CASE 4	1.300	186.1	1.300	312.4			1.300	0.0	648.066
CASE 5	1.250	186.1	1.250	312.4	0.625	0.1	1.250	0.0	623.181

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	813.0	2.150	1114.5					3453.099
CASE 2	1.300	813.0			1.300	3.6			1061.575
CASE 3	1.300	813.0	1.300	1114.5	0.650	3.6			2508.100
CASE 4	1.300	813.0	1.300	1114.5			1.300	0.0	2505.773
CASE 5	1.250	813.0	1.250	1114.5	0.625	3.6	1.250	0.0	2411.635

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 1.750 - (1.471 + 1.010 + 0.505 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 0.755 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.400 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

구 분	합성전		합성 후				비 고
	Beam 자중	슬래브하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-123.454	-153.733	-23.068	-277.760	-0.327	0.000	
모 멘 트	563.696	669.634	91.801	991.178	9.231	0.000	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		조 합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE-1	1.300	176.8	2.150	277.8					827.026
CASE-2	1.300	176.8			1.300	0.3			230.267
CASE-3	1.300	176.8	1.300	277.8	0.650	0.3			591.143
CASE-4	1.300	176.8	1.300	277.8			1.300	0.0	590.930
CASE-5	1.250	176.8	1.250	277.8	0.625	0.3	1.250	0.0	568.406

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		조 합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE-1	1.300	761.4	2.150	991.2					3120.899
CASE-2	1.300	761.4			1.300	9.2			1001.867
CASE-3	1.300	761.4	1.300	991.2	0.650	9.2			2284.398
CASE-4	1.300	761.4	1.300	991.2			1.300	0.0	2278.398
CASE-5	1.250	761.4	1.250	991.2	0.625	9.2	1.250	0.0	2196.537

f_{ck} = 40.000

b_w = 200.000 mm : 거더 복부 두께

d = 1.750 - (0.227 + 0.178 + 0.125 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 1.573 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.573 m 적용함.

d = 1.573 m

V_{do} = 123.454 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 827.026 kN

M_{max} = 3120.899 kN

M_{cr} = 0.258 x (0.5 x √ 40.000 + 13555.63 - 2188.54) = 2928.610 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.834 \times 3804.234}{572943.506} + \frac{3171.951 \times (827.991 - 176.803)}{257567570.931} = 13.556 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.200 x 1.573 + 123.454

+ (827.026 x 2928.610) / 3120.899 = 999.022 kN

V_{ci} = 999.022 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 278.594 kN

∴ V_{ci} = 999.022 kN 적용함.

(5) 내측 거더 (G5)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 1.750 - (1.471 + 1.010 + 0.505 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 0.755 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.400 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam자중	고정하중	고정하중	활 하 중	충하중	지점침하	
전 단 력	-123.455	-153.759	-32.687	-174.727	-0.262	0.000	
휨 모 멘 트	563.698	670.053	191.107	628.454	0.869	0.000	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		충 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	186.6	2.150	174.7					618.302
CASE 2	1.300	186.6			1.300	0.3			242.980
CASE 3	1.300	186.6	1.300	174.7	0.650	0.3			469.955
CASE 4	1.300	186.6	1.300	174.7			1.300	0.0	469.784
CASE 5	1.250	186.6	1.250	174.7	0.625	0.3	1.250	0.0	451.880

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		충 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	861.2	2.150	628.5					2470.685
CASE 2	1.300	861.2			1.300	0.9			1120.638
CASE 3	1.300	861.2	1.300	628.5	0.650	0.9			1937.064
CASE 4	1.300	861.2	1.300	628.5			1.300	0.0	1936.499
CASE 5	1.250	861.2	1.250	628.5	0.625	0.9	1.250	0.0	1862.562

f_{ck} = 40.000

b_w = 200.000 mm : 거더 복부 두께

d = 1.750 - (0.227 + 0.178 + 0.125 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 1.573 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.573 m 적용함.

d = 1.573 m

V_{do} = 123.455 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 618.302 kN

M_{max} = 2470.685 kN

M_{cr} = 0.258 x (0.5 x √ 40.000 + 13553.00 - 2188.54) = 2927.930 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.834 \times 3804.234}{572943.506} + \frac{3171.335 \times (827.991 - 176.803)}{257567570.931} = 13.553 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.200 x 1.573 + 123.455

+ (618.302 x 2927.930) / 2470.685 = 955.683 kN

V_{ci} = 955.683 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 278.594 kN

∴ V_{ci} = 955.683 kN 적용함.

(6) 내측 거더 (G6)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 1.750 - (1.471 + 1.010 + 0.505 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 0.755 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.400 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

구 분	합성전		합성후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-123.455	-153.196	-22.821	-277.841	-4.662	0.000	
모 멘 트	563.697	667.785	91.622	991.512	34.006	0.000	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	176.0	2.150	277.8					826.181
CASE 2	1.300	176.0			1.300	4.7			234.883
CASE 3	1.300	176.0	1.300	277.8	0.650	4.7			593.046
CASE 4	1.300	176.0	1.300	277.8			1.300	0.0	590.016
CASE 5	1.250	176.0	1.250	277.8	0.625	4.7	1.250	0.0	570.237

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	759.4	2.150	991.5					3118.980
CASE 2	1.300	759.4			1.300	34.0			1031.437
CASE 3	1.300	759.4	1.300	991.5	0.650	34.0			2298.299
CASE 4	1.300	759.4	1.300	991.5			1.300	0.0	2276.195
CASE 5	1.250	759.4	1.250	991.5	0.625	34.0	1.250	0.0	2209.903

f_{ck} = 40.000

b_w = 200.000 mm : 거더 복부 두께

d = 1.750 - (0.227 + 0.178 + 0.125 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 1.573 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.573 m 적용함.

d = 1.573 m

V_{do} = 123.455 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 826.181 kN

M_{max} = 3118.980 kN

M_{cr} = 0.258 x (0.5 x √ 40.000 + 13550.09 - 2188.54) = 2927.182 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.833 \times 3804.234}{572943.506} + \frac{3170.654 \times (827.991 - 176.803)}{257567570.931} = 13.550 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.200 x 1.573 + 123.455

+ (826.181 x 2927.182) / 3118.980 = 998.328 kN

V_{ci} = 998.328 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 278.594 kN

∴ V_{ci} = 998.328 kN 적용함.

(7) 내측 거더 (G7)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 1.750 - (1.471 + 1.010 + 0.505 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 0.755 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.400 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

구 분	합성전		합성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전단력	-123.454	-152.076	-26.805	-312.920	-1.670	0.000	
모멘트	563.695	663.983	114.619	1116.224	1.432	0.001	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	178.9	2.150	312.9					905.323
CASE 2	1.300	178.9			1.300	1.7			234.715
CASE 3	1.300	178.9	1.300	312.9	0.650	1.7			640.426
CASE 4	1.300	178.9	1.300	312.9			1.300	0.0	639.341
CASE 5	1.250	178.9	1.250	312.9	0.625	1.7	1.250	0.0	615.794

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	778.6	2.150	1116.2					3412.063
CASE 2	1.300	778.6			1.300	1.4			1014.044
CASE 3	1.300	778.6	1.300	1116.2	0.650	1.4			2464.204
CASE 4	1.300	778.6	1.300	1116.2			1.300	0.0	2463.274
CASE 5	1.250	778.6	1.250	1116.2	0.625	1.4	1.250	0.0	2369.428

f_{ck} = 40.000

b_w = 200.000 mm : 거더 복부 두께

d = 1.750 - (0.227 + 0.178 + 0.125 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 1.573 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.573 m 적용함.

d = 1.573 m

V_{do} = 123.454 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 905.323 kN

M_{max} = 3412.063 kN

M_{cr} = 0.258 x (0.5 x √ 40.000 + 13539.42 - 2188.53) = 2924.434 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.833 \times 3804.234}{572943.506} + \frac{3168.156 \times (827.991 - 176.803)}{257567570.931} = 13.539 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.200 x 1.573 + 123.454

+ (905.323 x 2924.434) / 3412.063 = 998.892 kN

V_{ci} = 998.892 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 278.594 kN

∴ V_{ci} = 998.892 kN 적용함.

(8) 내측 거더 (G8)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 1.750 - (1.471 + 1.010 + 0.505 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 0.755 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.400 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전단력	-123.453	-150.118	-31.814	-350.811	-1.756	0.000	
모멘트	563.692	655.911	100.508	1251.322	7.348	0.000	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	181.9	2.150	350.8					990.756
CASE 2	1.300	181.9			1.300	1.8			238.794
CASE 3	1.300	181.9	1.300	350.8	0.650	1.8			693.708
CASE 4	1.300	181.9	1.300	350.8			1.300	0.0	692.566
CASE 5	1.250	181.9	1.250	350.8	0.625	1.8	1.250	0.0	667.027

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	756.4	2.150	1251.3					3673.686
CASE 2	1.300	756.4			1.300	7.3			992.897
CASE 3	1.300	756.4	1.300	1251.3	0.650	7.3			2614.838
CASE 4	1.300	756.4	1.300	1251.3			1.300	0.0	2610.062
CASE 5	1.250	756.4	1.250	1251.3	0.625	7.3	1.250	0.0	2514.268

f_{ck} = 40.000

b_w = 200.000 mm : 거더 복부 두께

d = 1.750 - (0.227 + 0.178 + 0.125 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 1.573 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.573 m 적용함.

d = 1.573 m

V_{do} = 123.453 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 990.756 kN

M_{max} = 3673.686 kN

$$M_{cr} = 0.258 \times (0.5 \times \sqrt{40.000} + 13574.61 - 2188.52) = 2933.502 \text{ kN.m}$$

$$f_{pe} = \frac{0.835 \times 3804.234}{572943.506} + \frac{3176.391 \times (827.991 - 176.803)}{257567570.931} = 13.575 \text{ MPa}$$

$$V_{ci} = 0.050 \times \sqrt{40.000} \times 0.200 \times 1.573 + 123.453 + (990.756 \times 2933.502) / 3673.686 = 1014.087 \text{ kN}$$

V_{ci} = 1014.087 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 278.594 kN

∴ V_{ci} = 1014.087 kN 적용함.

(9) 외측 거더 (G9)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 1.750 - (1.471 + 1.010 + 0.505 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 0.755 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.400 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전단력	-123.454	-146.543	-61.643	-299.111	-0.399	0.000	
모멘트	563.695	636.503	296.401	1069.144	1.466	0.000	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	208.2	2.150	299.1					913.732
CASE 2	1.300	208.2			1.300	0.4			271.162
CASE 3	1.300	208.2	1.300	299.1	0.650	0.4			659.747
CASE 4	1.300	208.2	1.300	299.1			1.300	0.0	659.487
CASE 5	1.250	208.2	1.250	299.1	0.625	0.4	1.250	0.0	634.372

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	932.9	2.150	1069.1					3511.434
CASE 2	1.300	932.9			1.300	1.5			1214.681
CASE 3	1.300	932.9	1.300	1069.1	0.650	1.5			2603.615
CASE 4	1.300	932.9	1.300	1069.1			1.300	0.0	2602.662
CASE 5	1.250	932.9	1.250	1069.1	0.625	1.5	1.250	0.0	2503.476

f_{ck} = 40.000

b_w = 200.000 mm : 거더 복부 두께

d = 1.750 - (0.227 + 0.178 + 0.125 + 0.000 + 0.000) / 3

d = 1.573 m < $0.8 \cdot h$ = 1.400 m ∴ d = 1.573 m 적용함.

d = 1.573 m

V_{do} = 123.454 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 913.732 kN

M_{max} = 3511.434 kN

M_{cr} = 0.258 x (0.5 x √ 40.000 + 13557.63 - 2188.53) = 2929.126 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.834 \times 3804.234}{572943.506} + \frac{3172.419 \times (827.991 - 176.803)}{257567570.931} = 13.558 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.200 x 1.573 + 123.454

+ (913.732 x 2929.126) / 3511.434 = 985.157 kN

V_{ci} = 985.157 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 278.594 kN

∴ V_{ci} = 985.157 kN 적용함.

3) 복부전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

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

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 600.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1400.000 mm

$P_e = f_{pe} \times A_p$ = 0.839 x 1070.542 x 3553.560 = 3190.748 kN

$f_{pc} = P_e \times A_c$ = 3190747.755 / 572943.506 = 5.569 MPa

$V_p = P_e \times \sin\alpha$ = 3190747.755 x sin 0.1472 = 467.894 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.569) x 600.000 x

1400.000 + 467.894 = 3411.955 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부) b_w = 200.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_n	H	A_c	a=?	α=Rad	L	비 고
1	0.736	0.656	16.900	0.0092	0.1542	16.968	
2	0.519	0.439	16.900	0.0061	0.1035	16.930	
3	0.281	0.201	16.900	0.0028	0.0474	16.906	
4	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
5	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
계			50.700		0.3051	50.804	
평 균			16.900		0.1017	16.935	

$P_e = f_{pe} \times A_p$ = 0.839 x 1070.542 x 3553.560 = 3190.748 kN

$f_{pc} = P_e \times A_c$ = 3190747.755 / 572943.506 = 5.569 MPa

$V_p = P_e \times \sin\alpha$ = 3190747.755 x sin 0.1017 = 323.945 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.569) x 200.000 x

1400.000 + 323.945 = 1305.299 kN

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 600.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1400.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.840 x 1070.542 x 3553.560 = 3194.653 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3194652.784 / 572943.506 = 5.576 MPa

V_p = P_e x sinα = 3194652.784 x sin 0.1472 = 468.467 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.576) x 600.000 x

1400.000 + 468.467 = 3414.245 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부) b_w = 200.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_1	H_2	A_c	a	α (rad)	L	비 고
1	0.736	0.656	16.900	0.0092	0.1542	16.968	
2	0.519	0.439	16.900	0.0061	0.1035	16.930	
3	0.281	0.201	16.900	0.0028	0.0474	16.906	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
계			50.700		0.3051	50.804	
평 균			16.900		0.1017	16.935	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.840 x 1070.542 x 3553.560 = 3194.653 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3194652.784 / 572943.506 = 5.576 MPa

V_p = P_e x sinα = 3194652.784 x sin 0.1017 = 324.342 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.576) x 200.000 x

1400.000 + 324.342 = 1306.268 kN

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 600.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1400.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.834 x 1070.542 x 3553.560 = 3171.617 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3171616.834 / 572943.506 = 5.536 MPa

V_p = P_e x sinα = 3171616.834 x sin 0.1472 = 465.089 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.536) x 600.000 x

1400.000 + 465.089 = 3400.735 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부) b_w = 200.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_1	H	V_p	f_{pc} (MPa)	α (rad)	V_{cw}	비 고
1	0.736	0.656	16.900	0.0092	0.1542	16.968	
2	0.519	0.439	16.900	0.0061	0.1035	16.930	
3	0.281	0.201	16.900	0.0028	0.0474	16.906	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
계			50.700		0.3051	50.804	
평 균			16.900		0.1017	16.935	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.834 x 1070.542 x 3553.560 = 3171.617 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3171616.834 / 572943.506 = 5.536 MPa

V_p = P_e x sinα = 3171616.834 x sin 0.1017 = 322.003 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.536) x 200.000 x

1400.000 + 322.003 = 1300.552 kN

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 600.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1400.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.834 x 1070.542 x 3553.560 = 3171.951 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3171951.098 / 572943.506 = 5.536 MPa

V_p = P_e x sinα = 3171951.098 x sin 0.1472 = 465.138 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.536) x 600.000 x

1400.000 + 465.138 = 3400.931 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부) b_w = 200.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_1	H_2	ΣL	a	α (Grad)	L	비 고
1	0.736	0.656	16.900	0.0092	0.1542	16.968	
2	0.519	0.439	16.900	0.0061	0.1035	16.930	
3	0.281	0.201	16.900	0.0028	0.0474	16.906	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
계			50.700		0.3051	50.804	
평 균			16.900		0.1017	16.935	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.834 x 1070.542 x 3553.560 = 3171.951 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3171951.098 / 572943.506 = 5.536 MPa

V_p = P_e x sinα = 3171951.098 x sin 0.1017 = 322.037 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.536) x 200.000 x

1400.000 + 322.037 = 1300.635 kN

(5) 내측 거더 (G5)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 600.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1400.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.834 x 1070.542 x 3553.560 = 3171.335 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3171334.655 / 572943.506 = 5.535 MPa

V_p = P_e x sinα = 3171334.655 x sin 0.1472 = 465.047 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.535) x 600.000 x 1400.000 + 465.047 = 3400.569 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부) b_w = 200.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H1	H	l'	a	α (rad)	l	비 고
1	0.736	0.656	16.900	0.0092	0.1542	16.968	
2	0.519	0.439	16.900	0.0061	0.1035	16.930	
3	0.281	0.201	16.900	0.0028	0.0474	16.906	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
계			50.700		0.3051	50.804	
평 균			16.900		0.1017	16.935	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.834 x 1070.542 x 3553.560 = 3171.335 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3171334.655 / 572943.506 = 5.535 MPa

V_p = P_e x sinα = 3171334.655 x sin 0.1017 = 321.974 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.535) x 200.000 x 1400.000 + 321.974 = 1300.482 kN

(6) 내측 거더 (G6)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 600.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1400.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.833 x 1070.542 x 3553.560 = 3170.654 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3170653.655 / 572943.506 = 5.534 MPa

V_p = P_e x sinα = 3170653.655 x sin 0.1472 = 464.947 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.534) x 600.000 x

1400.000 + 464.947 = 3400.170 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부) b_w = 200.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	Hc	H	L	a	θ (rad)	L	비 고
1	0.736	0.656	16.900	0.0092	0.1542	16.968	
2	0.519	0.439	16.900	0.0061	0.1035	16.930	
3	0.281	0.201	16.900	0.0028	0.0474	16.906	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
계			50.700		0.3051	50.804	
평 균			16.900		0.1017	16.935	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.833 x 1070.542 x 3553.560 = 3170.654 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3170653.655 / 572943.506 = 5.534 MPa

V_p = P_e x sinα = 3170653.655 x sin 0.1017 = 321.905 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.534) x 200.000 x

1400.000 + 321.905 = 1300.313 kN

(7) 내측 거더 (G7)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 600.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1400.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.833 x 1070.542 x 3553.560 = 3168.156 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3168155.885 / 572943.506 = 5.530 MPa

V_p = P_e x sinα = 3168155.885 x sin 0.1472 = 464.581 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.530) x 600.000 x 1400.000 + 464.581 = 3398.705 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부) b_w = 200.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H	B	A	a	α(rad)	L	비 고
1	0.736	0.656	16.900	0.0092	0.1542	16.968	
2	0.519	0.439	16.900	0.0061	0.1035	16.930	
3	0.281	0.201	16.900	0.0028	0.0474	16.906	
4	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
5	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
계			50.700		0.3051	50.804	
평 균			16.900		0.1017	16.935	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.833 x 1070.542 x 3553.560 = 3168.156 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3168155.885 / 572943.506 = 5.530 MPa

V_p = P_e x sinα = 3168155.885 x sin 0.1017 = 321.652 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.530) x 200.000 x 1400.000 + 321.652 = 1299.693 kN

(8) 내측 거더 (G8)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 600.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1400.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.835 x 1070.542 x 3553.560 = 3176.391 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3176390.896 / 572943.506 = 5.544 MPa

V_p = P_e x sinα = 3176390.896 x sin 0.1472 = 465.789 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.544) x 600.000 x

1400.000 + 465.789 = 3403.535 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부) b_w = 200.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_c	H	V_i	a	α (rad)	L	비 고
1	0.736	0.656	16.900	0.0092	0.1542	16.968	
2	0.519	0.439	16.900	0.0061	0.1035	16.930	
3	0.281	0.201	16.900	0.0028	0.0474	16.906	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	
누 계			50.700		0.3051	50.804	
평 균			16.900		0.1017	16.935	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.835 x 1070.542 x 3553.560 = 3176.391 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3176390.896 / 572943.506 = 5.544 MPa

V_p = P_e x sinα = 3176390.896 x sin 0.1017 = 322.488 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.544) x 200.000 x

1400.000 + 322.488 = 1301.736 kN

(9) 외측 거더 (G9)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 600.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1400.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.834 x 1070.542 x 3553.560 = 3172.419 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3172418.708 / 572943.506 = 5.537 MPa

V_p = P_e x sinα = 3172418.708 x sin 0.1472 = 465.206 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.537) x 600.000 x
1400.000 + 465.206 = 3401.205 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부) b_w = 200.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_c	H_s	H_1	H_2	a	α (rad)	L	H_1 m
1	0.736	0.656	16.900		0.0092	0.1542	16.968	
2	0.519	0.439	16.900		0.0061	0.1035	16.930	
3	0.281	0.201	16.900		0.0028	0.0474	16.906	
0	0.000	0.000	0.000		0.0000	0.0000	0.000	
0	0.000	0.000	0.000		0.0000	0.0000	0.000	
계			50.700			0.3051	50.804	
평 균			16.900			0.1017	16.935	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.834 x 1070.542 x 3553.560 = 3172.419 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 3172418.708 / 572943.506 = 5.537 MPa

V_p = P_e x sinα = 3172418.708 x sin 0.1017 = 322.084 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 5.537) x 200.000 x
1400.000 + 322.084 = 1300.751 kN

4) 콘크리트의 공칭전단강도 결정

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = \infty, Vcw = 3,412.0] = 3411.955$ kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = 977.7, Vcw = 1,305.3] = 977.733$ kN

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = \infty, Vcw = 3,414.2] = 3414.245$ kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = 1,026.9, Vcw = 1,306.3] = 1026.922$ kN

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = \infty, Vcw = 3,400.7] = 3400.735$ kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = 997.7, Vcw = 1,300.6] = 997.684$ kN

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = \infty, Vcw = 3,400.9] = 3400.931$ kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = 999.0, Vcw = 1,300.6] = 999.022$ kN

(5) 내측 거더 (G5)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = \infty, Vcw = 3,400.6] = 3400.569$ kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = 955.7, Vcw = 1,300.5] = 955.683$ kN

(6) 내측 거더 (G6)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = \infty, Vcw = 3,400.2] = 3400.170 \ kN$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = 998.3, Vcw = 1,300.3] = 998.328 \ kN$

(7) 내측 거더 (G7)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = \infty, Vcw = 3,398.7] = 3398.705 \ kN$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = 998.9, Vcw = 1,299.7] = 998.892 \ kN$

(8) 내측 거더 (G8)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = \infty, Vcw = 3,403.5] = 3403.535 \ kN$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = 1,014.1, Vcw = 1,301.7] = 1014.087 \ kN$

(9) 외측 거더 (G9)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = \infty, Vcw = 3,401.2] = 3401.205 \ kN$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$\therefore \quad V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[Vci = 985.2, Vcw = 1,300.8] = 985.157 \ kN$

5) 전단철근이 부담하여야 할 전단강도 (도.설 P332)

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 3411.955 = 2729.564 kN > V_u = 1585.307 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 2729.564 = 1364.782 kN < V_u = 1585.307 kN

∴ $1/2\Phi V_c < V_u$ 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 977.733 = 782.186 kN < V_u = 1136.835 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1136.835 - 782.186 = 354.648 kN

V_s = 443.310 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1180.584 kN

= 443.310 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 590.292 kN

∴ V_s = 443.310 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 3414.245 = 2731.396 kN > V_u = 1745.424 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 2731.396 = 1365.698 kN < V_u = 1745.424 kN

∴ $1/2\Phi V_c < V_u$ 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1026.922 = 821.538 kN < V_u = 1165.561 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1165.561 - 821.538 = 344.023 kN

V_s = 430.029 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1180.584 kN

= 430.029 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 590.292 kN

∴ V_s = 430.029 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 3400.735 = 2720.588 kN > V_u = 1562.970 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 2720.588 = 1360.294 kN < V_u = 1562.970 kN

∴ $1/2\Phi V_c < V_u$ 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 997.684 = 798.147 kN < V_u = 1074.085 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1074.085 - 798.147 = 275.938 kN

V_s = 344.922 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1180.584 kN

= 344.922 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 590.292 kN

∴ V_s = 344.922 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 3400.931 = 2720.745 kN > V_u = 1423.472 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 2720.745 = 1360.372 kN < V_u = 1423.472 kN

∴ $1/2\Phi V_c < V_u$ 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 999.022 = 799.218 kN < V_u = 987.516 kN

ΦV_s = $V_u - \Phi V_c$ = 987.516 - 799.218 = 188.299 kN

V_s = 235.373 kN < $2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 1180.584 kN

= 235.373 kN < $1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 590.292 kN

∴ V_s = 235.373 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(5) 내측 거더 (G5)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 3400.569 = 2720.456 kN > V_u = 1107.845 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 2720.456 = 1360.228 kN > V_u = 1107.845 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 955.683 = 764.546 kN < V_u = 778.794 kN

ΦV_s = $V_u - \Phi V_c$ = 778.794 - 764.546 = 14.247 kN

V_s = 17.809 kN < $2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 1180.584 kN

= 17.809 kN < $1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 590.292 kN

∴ V_s = 17.809 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(6) 내측 거더 (G6)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 3400.170 = 2720.136 kN > V_u = 1424.023 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 2720.136 = 1360.068 kN < V_u = 1424.023 kN

∴ $1/2\Phi V_c < V_u$ 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 998.328 = 798.663 kN < V_u = 986.672 kN

ΦV_s = $V_u - \Phi V_c$ = 986.672 - 798.663 = 188.010 kN

V_s = 235.012 kN < $2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 1180.584 kN

= 235.012 kN < $1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 590.292 kN

∴ V_s = 235.012 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(7) 내측 거더 (G7)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 3398.705 = 2718.964 kN > V_u = 1549.122 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 2718.964 = 1359.482 kN < V_u = 1549.122 kN

∴ $1/2\Phi V_c < V_u$ 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 998.892 = 799.114 kN < V_u = 1065.813 kN

ΦV_s = $V_u - \Phi V_c$ = 1065.813 - 799.114 = 266.700 kN

V_s = 333.375 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1180.584 kN

= 333.375 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 590.292 kN

∴ V_s = 333.375 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(8) 내측 거더 (G8)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 3403.535 = 2722.828 kN > V_u = 1693.969 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 2722.828 = 1361.414 kN < V_u = 1693.969 kN

∴ $1/2\Phi V_c < V_u$ 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1014.087 = 811.269 kN < V_u = 1151.245 kN

ΦV_s = $V_u - \Phi V_c$ = 1151.245 - 811.269 = 339.976 kN

V_s = 424.970 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1180.584 kN

= 424.970 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 590.292 kN

∴ V_s = 424.970 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(9) 외측 거더 (G9)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 3401.205 = 2720.964 kN > V_u = 1476.473 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 2720.964 = 1360.482 kN < V_u = 1476.473 kN

∴ $1/2\Phi V_c < V_u$ 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 985.157 = 788.126 kN < V_u = 1074.222 kN

ΦV_s = $V_u - \Phi V_c$ = 1074.222 - 788.126 = 286.096 kN

V_s = 357.620 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1180.584 kN

= 357.620 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 590.292 kN

∴ V_s = 357.620 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

6) 스터럽의 배치간격 결정

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.2 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$ or $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_w}$

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

$$0.8 = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 600.00} = 567.43 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 656.25 mm

∴ s = 567.43 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{443310.19} = 376.31 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 376.31 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 600.00} = 567.43 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 656.25 mm

∴ s = 567.43 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{430029.16} = 387.94 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 387.94 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 600.00} = 567.43 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 656.25 mm

∴ s = 567.43 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{344921.99} = 483.66 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 483.66 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 600.00} = 567.43 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 656.25 mm

∴ s = 567.43 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{235373.42} = 708.76 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 708.76 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(5) 내측 거더 (G5)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 600.00} = 567.43 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 656.25 mm

∴ s = 567.43 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{17809.12} = 9367.33 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 9367.33 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(6) 내측 거더 (G6)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 600.00} = 567.43 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 656.25 mm

∴ s = 567.43 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{235011.90} = 709.85 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 709.85 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(7) 내측 거더 (G7)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 600.00} = 567.43 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 656.25 mm

∴ s = 567.43 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{333374.52} = 500.41 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 500.41 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(8) 내측 거더 (G8)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 600.00} = 567.43 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 656.25 mm

∴ s = 567.43 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{424969.73} = 392.56 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 392.56 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(9) 외측 거더 (G9)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 600.00} = 567.43 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 656.25 mm

∴ s = 567.43 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.000 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1400.00}{357619.65} = 466.48 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1312.50 mm

∴ s = 466.48 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

7) 전단연결재의 설계

(1) 외측 거더 (G1)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{173881.133}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.273 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{379996.828}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.597 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(700.726 - 149.110) \times 10^3}{640.000 \times 2770.527} = 0.311 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2770.5 = 924.381 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{924380.79}{640.00 \times 2770.53} = 0.521 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.273 + 2.15 \times 0.597$

$= 1.638 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.273 + 1.30 \times 0.597 + 1.30 \times (0.311 + 0.521)$

$= 2.213 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 640.00} = 531.964$ mm

(2) 내측 거더 (G2)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{dl} = \frac{96024.262}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.151 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{l} = \frac{109441.508}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.172 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(714.766 - 148.863) \times 10^3}{640.000 \times 2750.000} = 0.322 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2750.0 = 917.532 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{917532.00}{640.00 \times 2750.00} = 0.521 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = $1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

= $1.30 \times 0.151 + 2.15 \times 0.172$

= 0.566 MPa < 3.500 MPa

case2 = $1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

= $1.30 \times 0.151 + 1.30 \times 0.172 + 1.30 \times (0.322 + 0.521)$

= 1.515 MPa < 3.500 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 640.00} = 531.964$ mm

(3) 내측 거더 (G3)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{45449.078}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.071 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{48388.434}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.076 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(711.320 - 148.863) \times 10^3}{640.000 \times 2750.000} = 0.320 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$= 1.00E-05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2750.0 = 917.532$ kN

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{917532.00}{640.00 \times 2750.00} = 0.521 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.071 + 2.15 \times 0.076$

$= 0.256$ MPa $<$ 3.500 MPa

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.071 + 1.30 \times 0.076 + 1.30 \times (0.320 + 0.521)$

$= 1.285$ MPa $<$ 3.500 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 640.00} = 531.964$ mm

(4) 내측 거더 (G4)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{26730.389}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.042 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{36353.387}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.057 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(717.113 - 148.863) \times 10^3}{640.000 \times 2750.000} = 0.323 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2750.0 = 917.532 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{917532.00}{640.00 \times 2750.00} = 0.521 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.042 + 2.15 \times 0.057$

$= 0.177 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.042 + 1.30 \times 0.057 + 1.30 \times$

$(0.323 + 0.521)$

$= 1.226 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 640.00} = 531.964$ mm

(5) 내측 거더 (G5)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{74746.340}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.117 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{75595.923}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.119 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{cts} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(716.941 - 148.863) \times 10^3}{640.000 \times 2750.000} = 0.323 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2750.0 = 917.532 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{917532.00}{640.00 \times 2750.00} = 0.521 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.117 + 2.15 \times 0.119$

$= 0.408 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{cts} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.117 + 1.30 \times 0.119 + 1.30 \times (0.323 + 0.521)$

$= 1.404 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 640.00} = 531.964$ mm

(6) 내측 거더 (G6)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{27328.184}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.043 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{36884.800}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.058 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(713.510 - 148.863) \times 10^3}{640.000 \times 2750.000} = 0.321 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2750.0 = 917.532$ kN

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{917532.00}{640.00 \times 2750.00} = 0.521 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.043 + 2.15 \times 0.058$

$= 0.180$ MPa $<$ 3.500 MPa

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_l)$

$= 1.30 \times 0.043 + 1.30 \times 0.058 + 1.30 \times (0.321 + 0.521)$

$= 1.226$ MPa $<$ 3.500 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 640.00} = 531.964$ mm

(7) 내측 거더 (G7)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{36560.664}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.057 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{40515.973}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.064 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(704.306 - 148.863) \times 10^3}{640.000 \times 2750.000} = 0.316 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2750.0 = 917.532$ kN

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{917532.00}{640.00 \times 2750.00} = 0.521 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.057 + 2.15 \times 0.064$

$= 0.212$ MPa $<$ 3.500 MPa

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.057 + 1.30 \times 0.064 + 1.30 \times (0.316 + 0.521)$

$= 1.245$ MPa $<$ 3.500 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 640.00} = 531.964$ mm

(8) 내측 거더 (G8)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{54019.744}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.085 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{55225.707}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.087 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(690.998 - 148.863) \times 10^3}{640.000 \times 2750.000} = 0.308 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2750.0 = 917.532$ kN

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{917532.00}{640.00 \times 2750.00} = 0.521 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.085 + 2.15 \times 0.087$

$= 0.297$ MPa $<$ 3.500 MPa

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.085 + 1.30 \times 0.087 + 1.30 \times (0.308 + 0.521)$

$= 1.301$ MPa $<$ 3.500 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 640.00} = 531.964$ mm

(9) 외측 거더 (G9)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{105975.134}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.166 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{106301.387}{640.000 \times (1990.000 - 995.333)} = 0.167 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(672.413 - 145.968) \times 10^3}{640.000 \times 2525.085} = 0.326 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2525.1 = 842.489 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{842489.39}{640.00 \times 2525.08} = 0.521 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_t$

$= 1.30 \times 0.166 + 2.15 \times 0.167$

$= 0.575 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.166 + 1.30 \times 0.167 + 1.30 \times (0.326 + 0.521)$

$= 1.535 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 640.00} = 531.964$ mm

6.6 처짐 계산

1) 고정하중 및 활하중에 의한 처짐 계산

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E_c \times I}$$

여기서, L : 전체 지간 = 24100.000 mm

E_c : 거더의 탄성계수 = 30891.000 MPa

I : 단면 2차 모멘트 (순단면 PS강현시 : 합성단면 , 비합성 : 환산단면)

[처짐 (δ)] (단위 :mm)

구 분	합성전		합성후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍 하 중	지점침하	
G1	10.596	12.739	3.328	7.491	0.222	10.166	44.431
G2	10.596	12.725	1.858	6.758	0.028	10.166	42.117
G3	10.596	12.739	1.104	5.695	0.000	10.166	40.300
G4	10.596	12.753	0.911	5.303	0.014	10.166	39.736
G5	10.596	12.745	0.955	5.058	0.011	10.166	39.525
G6	10.596	12.696	0.889	5.307	0.101	10.166	39.705
G7	10.596	12.590	0.940	5.718	0.094	10.166	40.057
G8	10.596	12.419	1.322	6.820	0.059	10.166	41.352
G9	10.596	12.202	2.118	7.614	0.017	10.166	42.705

2) 프리스트레스에 의한 처짐 계산

P_i = 1070.542 x 3553.560 = 3804.234 kN

$$\delta_p = -\frac{P_i \cdot e_1 \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{5 \cdot P_i \cdot e_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$= -\frac{3804234.086 \times (859.284 - 995.333) \times 24100.000^2}{8 \times 30891.000 \times 199852890742.986} -$$

$$\frac{5 \times 3804234.086 \times (995.333 - 80.000) \times 24100.000^2}{48 \times 30891.000 \times 199852890742.986}$$

= -28.038 mm

3) 활하중 처짐 검토

- 허용처짐

δ_a = L / 800 = 24100.000 / 800.000 = 30.125 mm

(1) 외측 거더 (G1)

δ = 7.491 mm < 30.125 mm ∴ O.K

(2) 내측 거더 (G2)

δ = 6.758 mm < 30.125 mm ∴ O.K

(3) 내측 거더 (G3)

δ = 5.695 mm < 30.125 mm ∴ O.K

(4) 내측 거더 (G4)

δ = 5.303 mm < 30.125 mm ∴ O.K

(5) 내측 거더 (G5)

δ = 5.058 mm < 30.125 mm ∴ O.K

(6) 내측 거더 (G6)

δ = 5.307 mm < 30.125 mm ∴ O.K

(7) 내측 거더 (G7)

δ = 5.718 mm < 30.125 mm ∴ O.K

(8) 내측 거더 (G8)

δ = 6.820 mm < 30.125 mm ∴ O.K

(9) 외측 거더 (G9)

δ = 7.614 mm < 30.125 mm ∴ O.K

4) 프리스트레스 도입시

(1) 외측 거더 (G1)

δ_{s1} = 10.596 − 28.038 = -17.44 mm (상 향)

(2) 내측 거더 (G2)

δ_{s1} = 10.596 − 28.038 = -17.44 mm (상 향)

(3) 내측 거더 (G3)

δ_{s1} = 10.596 − 28.038 = -17.44 mm (상 향)

(4) 내측 거더 (G4)

δ_{s1} = 10.596 − 28.038 = -17.44 mm (상 향)

(5) 내측 거더 (G5)

δ_{s1} = 10.596 − 28.038 = -17.44 mm (상 향)

(6) 내측 거더 (G6)

δ_{s1} = 10.596 − 28.038 = -17.44 mm (상 향)

(7) 내측 거더 (G7)

δ_{s1} = 10.596 − 28.038 = -17.44 mm (상 향)

(8) 내측 거더 (G8)

δ_{s1} = 10.596 − 28.038 = -17.44 mm (상 향)

(9) 외측 거더 (G9)

δ_{s1} = 10.596 − 28.038 = -17.44 mm (상 향)

5) 바닥판 타설 후 (크리프, 건조수축의 영향 포함)

(1) 외측 거더 (G1)

δ_{s2} = 10.596 − 28.038 + 12.739 + (3.800 − 2.400) x
(10.596 − 28.038) = -29.12 mm (상 향)

(2) 내측 거더 (G2)

δ_{s2} = 10.596 − 28.038 + 12.725 + (3.800 − 2.400) x
(10.596 − 28.038) = -29.14 mm (상 향)

(3) 내측 거더 (G3)

δ_{s2} = 10.596 − 28.038 + 12.739 + (3.800 − 2.400) x
(10.596 − 28.038) = -29.12 mm (상 향)

(4) 내측 거더 (G4)

δ_{s2} = 10.596 − 28.038 + 12.753 + (3.800 − 2.400) x
(10.596 − 28.038) = -29.11 mm (상 향)

(5) 내측 거더 (G5)

δ_{s2} = 10.596 − 28.038 + 12.745 + (3.800 − 2.400) x
(10.596 − 28.038) = -29.12 mm (상 향)

(6) 내측 거더 (G6)

δ_{s2} = 10.596 − 28.038 + 12.696 + (3.800 − 2.400) x
(10.596 − 28.038) = -29.17 mm (상 향)

(7) 내측 거더 (G7)

δ_{s2} = 10.596 − 28.038 + 12.590 + (3.800 − 2.400) x
(10.596 − 28.038) = -29.27 mm (상 향)

(8) 내측 거더 (G8)

δ_{s2} = 10.596 − 28.038 + 12.419 + (3.800 − 2.400) x
(10.596 − 28.038) = -29.44 mm (상 향)

(9) 외측 거더 (G9)

δ_{s2} = 10.596 − 28.038 + 12.202 + (3.800 − 2.400) x
(10.596 − 28.038) = -29.66 mm (상 향)

6) 사용하중 작용시 (최종)

(1) 외측 거더 (G1)

δ_{s3} = 10.596 - 0.839 x 28.038 + 12.739 + 3.328 +
(3.800 - 2.400) x (10.596 - 28.038)
+ 2.400 x (10.596 - 0.839 x 28.038 + 12.739
+ 3.328) + 7.491 + 0.111 + 10.166 = 4.05 mm (하 향)

(2) 내측 거더 (G2)

δ_{s3} = 10.596 - 0.840 x 28.038 + 12.725 + 1.858 +
(3.800 - 2.400) x (10.596 - 28.038)
+ 2.400 x (10.596 - 0.840 x 28.038 + 12.725
+ 1.858) + 6.758 + 0.028 + 10.166 = -1.91 mm (상 향)

(3) 내측 거더 (G3)

δ_{s3} = 10.596 - 0.834 x 28.038 + 12.739 + 1.104 +
(3.800 - 2.400) x (10.596 - 28.038)
+ 2.400 x (10.596 - 0.834 x 28.038 + 12.739
+ 1.104) + 5.695 + 0.000 + 10.166 = -4.94 mm (상 향)

(4) 내측 거더 (G4)

δ_{s3} = 10.596 - 0.834 x 28.038 + 12.753 + 0.911 +
(3.800 - 2.400) x (10.596 - 28.038)
+ 2.400 x (10.596 - 0.834 x 28.038 + 12.753
+ 0.911) + 5.303 + 0.014 + 10.166 = -5.94 mm (상 향)

(5) 내측 거더 (G5)

δ_{s3} = 10.596 - 0.834 x 28.038 + 12.745 + 0.955 +
(3.800 - 2.400) x (10.596 - 28.038)
+ 2.400 x (10.596 - 0.834 x 28.038 + 12.745
+ 0.955) + 5.058 + 0.011 + 10.166 = -6.05 mm (상 향)

(6) 내측 거더 (G6)

δ_{s3} = 10.596 - 0.833 x 28.038 + 12.696 + 0.889 +
(3.800 - 2.400) x (10.596 - 28.038)
+ 2.400 x (10.596 - 0.833 x 28.038 + 12.696
+ 0.889) + 5.307 + 0.101 + 10.166 = -6.08 mm (상 향)

(7) 내측 거더 (G7)

δ_{s3} = 10.596 − 0.833 x 28.038 + 12.590 + 0.940 +
(3.800 − 2.400) x (10.596 − 28.038)
+ 2.400 x (10.596 − 0.833 x 28.038 + 12.590
+ 0.940) + 5.718 + 0.094 + 10.166 = -5.80 mm (상 향)

(8) 내측 거더 (G8)

δ_{s3} = 10.596 − 0.835 x 28.038 + 12.419 + 1.322 +
(3.800 − 2.400) x (10.596 − 28.038)
+ 2.400 x (10.596 − 0.835 x 28.038 + 12.419
+ 1.322) + 6.820 + 0.059 + 10.166 = -4.22 mm (상 향)

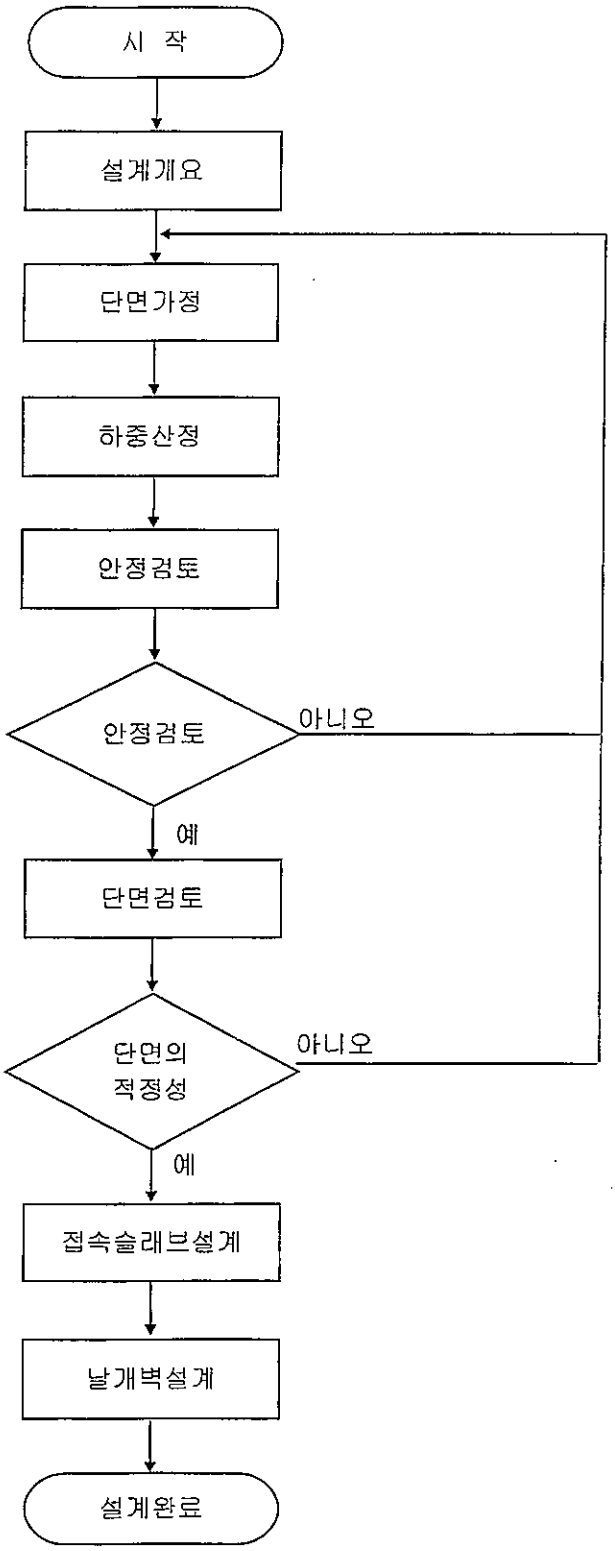
(9) 외측 거더 (G9)

δ_{s3} = 10.596 − 0.834 x 28.038 + 12.202 + 2.118 +
(3.800 − 2.400) x (10.596 − 28.038)
+ 2.400 x (10.596 − 0.834 x 28.038 + 12.202
+ 2.118) + 7.614 + 0.017 + 10.166 = -1.40 mm (상 향)

시점 교대

A1 구조계산서

▣ 설계단계 흐름도


시 작
설계개요
단면가정
하중산정
안정검토
안정검토
아니오
예
단면검토
단면의
적정성
아니오
예
접속슬래브설계
날개벽설계
설계완료

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 철 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정
- 5) 기초 중앙 작용력 산정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

▣ 결과 요약

■ 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	4108.455	1378.851	O.K
	활동에 대한 안정	681.462	359.905	O.K
	지지력에 대한 안정	785	456.658	O.K
지진시	전도에 대한 안정	4400.782	2844.03	O.K
	활동에 대한 안정	664.662	467.66	O.K
	지지력에 대한 안정	1177.5	789.407	O.K

■ 단면 휨 설계

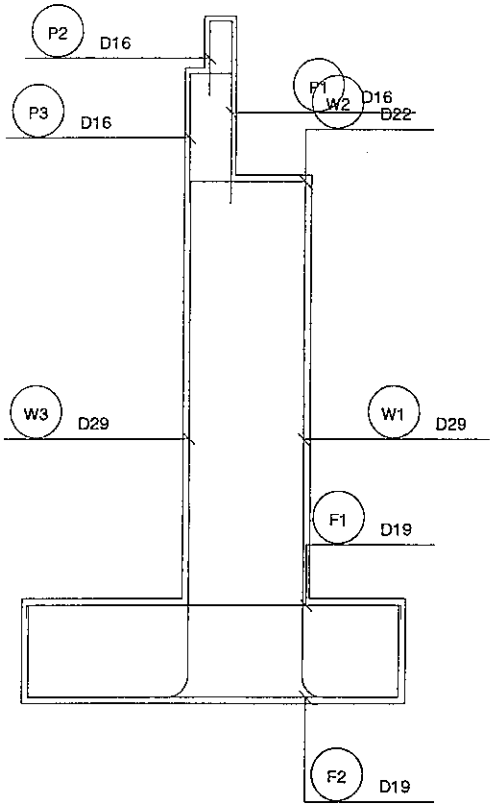
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1600	100	1729.08	2292	655.768	866.84	1.322	O.K
후면저판		1600	100	2022.45	2292	765.919	866.84	1.132	O.K
벽체 H=9.435		2000	100	3557.3	5139.2	1699.785	2440.421	1.436	O.K
흉벽		800	80	686.942	1588.8	125.238	286.971	2.291	O.K
좌측날개벽	A(T=450 mm)	450	80	1940.75	2292	176.047	206.4	1.172	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1814.37	3096.8	165.014	274.202	1.662	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2394.31	3096.8	215.154	274.202	1.274	O.K
우측날개벽	A(T=620 mm)	620	80	1575.69	2292	212.317	305.759	1.44	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	1350.99	3096.8	182.609	408.448	2.237	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	1819.67	3096.8	244.36	408.448	1.671	O.K

■ 사용성 검토

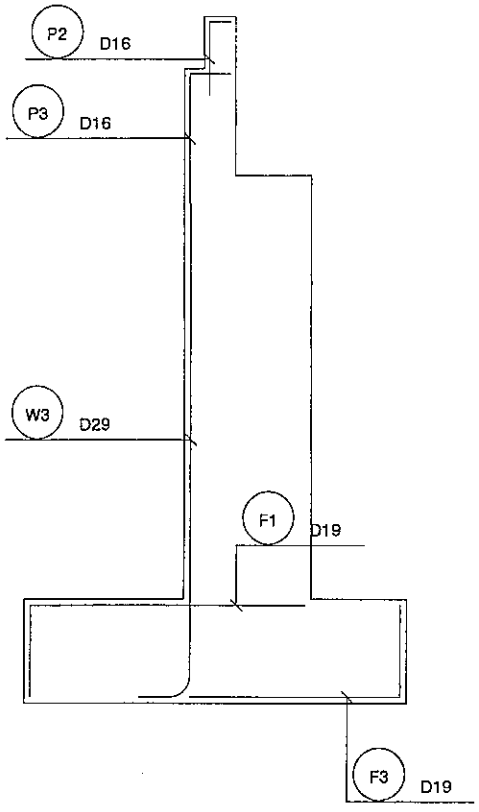
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		109.3	150	125	494.245	O.K
후면저판		129.405	150	125	382.302	O.K
벽체 H=9.435		86.793	150	125	693.578	O.K
흉벽		68.052	150	125	925.764	O.K
좌측날개벽	A(T=450 mm)	133.424	150	125	413.975	O.K
	B(T=450 mm)	93.734	150	125	667.639	O.K
	C(T=450 mm)	122.217	150	125	471.848	O.K
우측날개벽	A(T=620 mm)	108.732	150	125	548.008	O.K
	B(T=620 mm)	69.973	150	125	900.348	O.K
	C(T=620 mm)	93.635	150	125	668.532	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

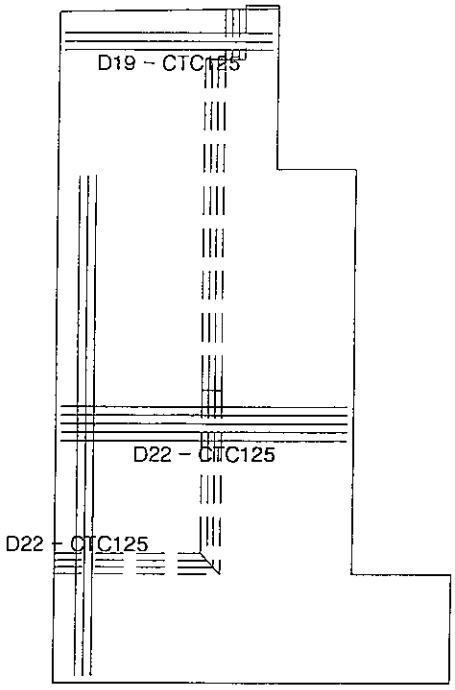


- ② Cycle (CTC = 250)

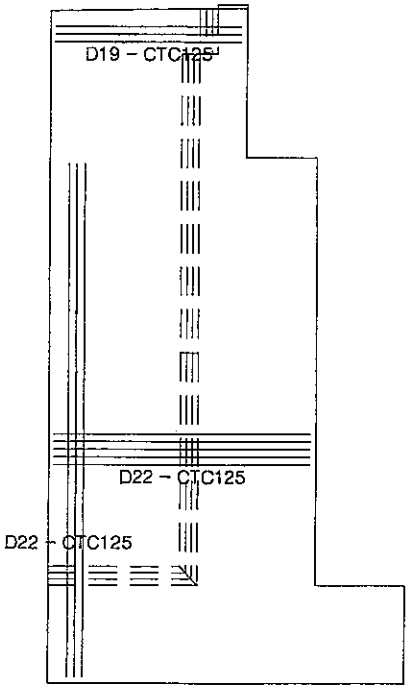


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식	: 역T형 교대	
(2) 상 부 형 식	: PSC BEAM교	
(3) 교 량 등 급	: 1 등교	
(4) 교 대 총 폭	: B = 24.470 M	
(5) 교 대 총높이	: H = 11.035 M	
(6) 기 초 형 식	: MASS 기초	
(7) SKEW	: 90.000 °	

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량	: γc = 25.000 kN/m³	[도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량	: $\gamma s1$ = 20.000 kN/m³ (토사)	[도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량	: $\gamma s2$ = 20.000 kN/m³	
(4) 과 재 하 중	: ql = 10.000 kN/m	
(5) 상부 고정하중 반력	: Rd = 192.120 kN/m	
(6) 상부 활하중 반력	: Rl = 101.946 kN/m	
(7) 교량받침 마찰계수	: fs = 0.150	

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각	: $\Phi 1$ = 35.000 °	
(2) 기초지반의 N치	: N = 50.000	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: $\Phi 2$ = 42.386 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}	
(4) 기초지반의 점착력	: C = 0.000 kN/m²	
(5) 기초지반의 최대 허용지지력	: Qa = 600.00 kN/m²	
(6) 기초지반의 마찰계수	: μ = 0.600 ; $\tan\Phi b$ = 0.60, Cb = 0 : 암과 콘크리트	
(7) 지반 가속도 계수	: A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수	

- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도	: fck = 24.000 MPa	
- 탄성계수	: Ec = 26986.000 MPa	[도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300)	: fy = 300.000 MPa	
- 탄성계수	: Es = 200000.000 MPa	[도로교 설계기준 2.3.3]

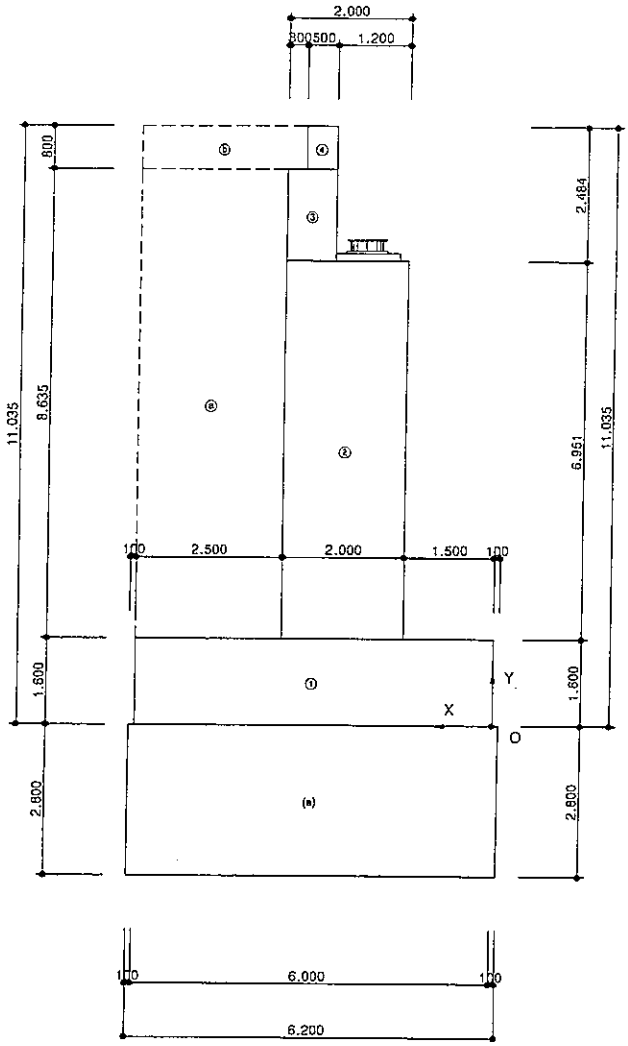
5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토	: 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계	: 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준	: 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준	: 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람	: 국토해양부 (2008)
(4) 도로설계 요령	: 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
고정하중	630.545	501.920	493.098	506.977	529.036
활하중	76.192	275.662	347.051	339.091	228.004
구 분	6	7	8	9	계
고정하중	505.814	491.395	493.629	548.752	4701.166
활하중	240.644	347.569	351.181	289.218	2494.612

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
교축방향	116.525	92.755	91.125	93.689	97.766
직각방향	116.525	92.755	91.125	93.689	97.766
구 분	6	7	8	9	계
교축방향	93.474	90.810	91.223	101.409	868.775
직각방향	93.474	90.810	91.223	101.409	868.775

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	6.000 × 1.600	= 9.600	25.000	240.000	18.480
	②	2.000 × 6.951	= 13.901	25.000	347.533	26.760
	③	0.800 × 1.684	= 1.347	25.000	33.687	2.594
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 25.249		631.220	48.604
뒷채움재	ⓐ	2.500 × 8.635	= 21.587	20.000	431.750	33.245
	ⓑ	2.800 × 0.800	= 2.240	20.000	44.800	3.450
	소계		= 23.828		476.550	36.694
총 계					1107.770	85.298

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	3.000	0.800	720.000	14.784
	②	2.500	5.075	868.833	135.816
	③	3.100	9.393	104.429	24.364
	④	2.950	10.635	29.500	8.189
	소 계			1722.762	183.153
뒷채움재	ⓐ	4.750	5.918	2050.813	196.726
	ⓑ	4.600	10.635	206.080	36.686
	소 계			2256.892	233.412
총 계				3979.654	416.565

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1722.762 / 631.220 = 2.729 m
  Y = 183.153 / 48.604 = 3.768 m
- 뒷채움재 : X = 2256.892 / 476.550 = 4.736 m
  Y = 233.412 / 36.694 = 6.361 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

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

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

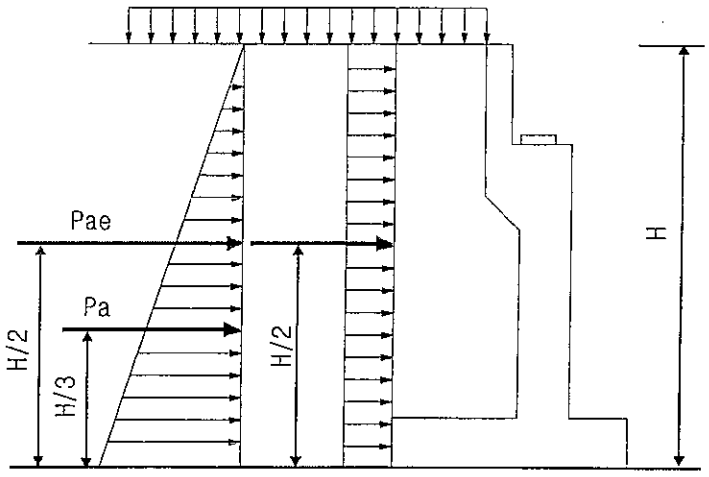
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 11.035 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 11.035² x cos(0.000)

= 330.000 kN

y = H / 3 = 3.678 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 11.035 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 11.035² x cos(0.000)

= 382.362 kN

y = H / 2 = 5.518 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 9.435 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 9.435² x cos(11.667 + 0.000)

= 218.822 kN

y = H / 3 = 3.145 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 9.435 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 9.435² x cos(0.000 + 0.000)

= 279.520 kN

y = H / 2 = 4.718 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 4701.166 ÷ 24.470 = 192.120 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2494.612 ÷ 24.470 = 101.946 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

③ 고정단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

Ff = ∑H ÷ (24.470 / sin90.0)

= 35.504 kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 868.775 kN 임. 『지진하중 집계표』 참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 2.800 = 28.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 11.035 m)

Pa1 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.271 ∧ 10.000 x 11.035 x cos0.000

= 29.905 kN

y = H / 2 = 5.518 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 9.435 m)

Pa2 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.251 x 10.000 x 9.435 x cos11.667

= 23.193 kN

y = H / 2 = 4.718 m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	631.220	-	2.729	3.768	1722.762	-
2. 교대구체(지진시)	631.220	48.604	2.729	3.768	1722.762	183.153
3. 뒷채움재(평상시)	476.550	-	4.736	6.361	2256.892	-
4. 뒷채움재(지진시)	476.550	36.694	4.736	6.361	2256.892	233.410
5. 배면토압(평상시)	-	330.000	-	3.678	-	1213.850
6. 배면토압(지진시)	-	382.362	-	5.518	-	2109.682
7. 뒷채움 상재하중	28.000	29.905	4.600	5.518	128.800	165.001
8. 상부 고정하중반력	192.120	-	2.192	-	421.127	-
9. 상부 활하중반력	101.946	-	2.192	-	223.466	-
10. 상부관성력	-	35.504	-	8.951	-	317.784

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1135.770	359.905	4108.454	1378.851
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1107.770	330.000	3979.654	1213.850
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1107.770	467.660	3979.654	2526.245
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)	1429.836	359.905	4753.047	1378.851
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	1299.890	330.000	4400.781	1213.850
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)	1299.890	503.164	4400.781	2844.029

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

③ Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(m²)	거리(m)	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
(a)	6.200	2.800	17.360	3.100	407.960	31.413	1264.676
계	-	-	17.360	-	407.960	31.413	1264.676

* 수평력(H)는 V x Kh(=0.077)로 산정한다.
* 작용거리는 앞굽쪽연단을 기준으로 산정한다.
  e = 6.200/2 - 1264.676/407.960 = 0.000 m
  x = 3 x (6.200/2 - 0.000) = 9.300 m
* 저면반력의 작용폭(x = 9.300m)이 B(= 6.200m)보다 큰 경우 : 사다리꼴 분포
  Qmax = (407.960/6.200) x (1 + 6 x 0.000/6.200) = 65.800 kN
  Qmin = (407.960/6.200) x (1 - 6 x 0.000/6.200) = 65.800 kN

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 특풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비 고
COMB 1	4108.454	1378.851	1135.770	2.980	0.597	1.000	O.K
COMB 2	3979.654	1213.850	1107.770	3.279	0.503	1.000	O.K
COMB 3	3979.654	2526.245	1107.770	1.575	1.688	2.000	O.K
COMB 4	4753.047	1378.851	1429.836	3.447	0.640	1.000	O.K
COMB 5	4400.781	1213.850	1299.890	3.625	0.548	1.000	O.K
COMB 6	4400.781	2844.029	1299.890	1.547	1.802	2.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

- 직접기초바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	(m)	허용안전율
COMB 1	1135.770	681.462	359.905	1.893	1.500	O.K
COMB 2	1107.770	664.662	330.000	2.014	1.500	O.K
COMB 3	1107.770	664.662	467.660	1.421	1.200	O.K
COMB 4	1429.836	857.902	359.905	2.384	1.500	O.K
COMB 5	1299.890	779.934	330.000	2.363	1.500	O.K
COMB 6	1299.890	779.934	503.164	1.550	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

4) 지지력에 대한 안정

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한[
  [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(KN)	M(kN m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	1135.770	2729.603	0.597	368.046	76.344	785.000	O.K
COMB 2	1107.770	2765.804	0.503	343.346	91.711	785.000	O.K
COMB 3	1107.770	1453.409	1.688	628.686	0.000	1177.500	O.K
COMB 4	1429.836	3374.196	0.640	456.658	85.754	785.000	O.K
COMB 5	1299.890	3186.931	0.548	401.238	97.859	785.000	O.K
COMB 6	1299.890	1556.752	1.802	789.407	0.000	1177.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

지지력에 대한 안정은 "Qmax + MASS에 의한 반력(= 65.800 kN)"의 값으로 검토한다.

: 『MASS기초의 반력산정』 참조

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

지반의 허용연직지지력 산정은 『지반조사보고서』를 참조.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(6.000 x 24.470) / 0.3)^-¾) = 208.053 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3*α*Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 24.470 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.600 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

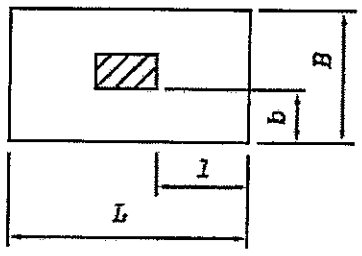
β = ⁴√[(3 x 208.053) / (26986000.000 x 1.600³)] = 0.049 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 2.500) = 2.500

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.000, 뒷굽기준으로 검토

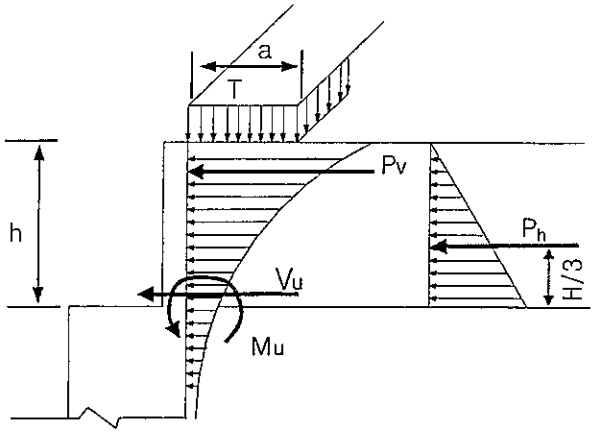


$\beta\lambda$ = 0.049 x 2.500 = 0.122 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.484 - 0.36) = 61.106 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.484^2 x cos11.667 = 15.171 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.484 x 15.171 = 12.564 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 15.171 = 74.691 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 61.106 + 1.70 x 12.564 = 125.238 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.684 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.594 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.594 + 0.770 = 3.364 kN

Mw = 2.594 x 1.684/2 + 0.770 x (1.684 + 0.800/2) = 3.789 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 2.484^2 x cos0.000 = 19.380 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.484 x 19.380 = 24.073 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.364 + 1.00 x 19.380 = 22.744 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 3.789 + 1.00 x 24.073 = 27.862 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	74.691	125.238	
지진시	22.744	27.862	
설계단면력	74.691	125.238	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.435 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	30.124	3.989	-	1.000	30.124	120.171
2. 배면토압(평상시)	218.822	3.145	1.700	-	371.997	1169.932
3. 배면토압(지진시)	279.520	4.718	-	1.000	279.520	1318.636
4. 뒷채움 상재하중	23.193	4.718	1.700	-	39.428	186.002
5. 상부관성력	35.504	7.351	-	1.000	35.504	260.978

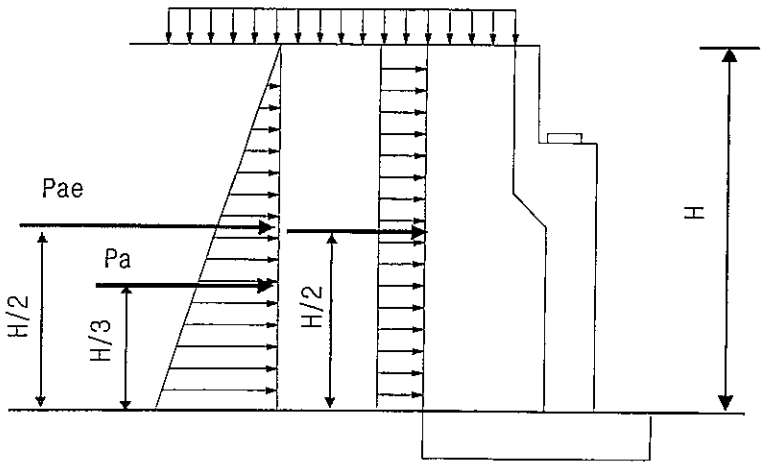
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 날개위치(H = 1.600 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 30.124 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.600) ~ H④ x (y④ - 1.600)] = 120.171 kN.m

y = Mo / Ho = 120.171 / 30.124 = 3.989



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 9.435 m)	411.425	1355.934	
지진시(H = 9.435 m)	345.148	1699.785	
설계단면력	411.426	1699.785	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	631.220	-	2.729	3.768	1722.762	-
2. 교대구체(지진시)	631.220	48.604	2.729	3.768	1722.762	183.153
3. 뒷채움재(평상시)	476.550	-	4.736	6.361	2256.892	-
4. 뒷채움재(지진시)	476.550	36.694	4.736	6.361	2256.892	233.410
5. 배면토압(평상시)	-	330.000	-	3.678	-	1213.850
6. 배면토압(지진시)	-	382.362	-	5.518	-	2109.682
7. 토압의 연직분력	48.783	-	5.167	-	252.046	-
8. 뒷채움 상재하중	28.000	29.905	4.600	5.518	128.800	165.001
9. 상부 고정하중반력	192.120	-	2.192	-	421.127	-
10. 상부 활하중반력	101.946	-	2.192	-	223.466	-
11. 상부관성력	-	35.504	-	8.951	-	317.784

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	1583.232	611.839	5878.948	2344.047
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1523.032	561.000	5602.028	2063.545
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1107.770	467.660	3979.654	2526.245
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)	2052.172	611.839	6906.865	2344.047
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1772.788	561.000	6146.494	2063.545
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+11)	1299.890	503.164	4400.781	2844.029

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	1583.232	3534.902	0.767	466.338	61.406	365.105	230.128
COMB 2	1523.032	3538.483	0.677	425.608	82.070	339.723	225.211
COMB 3	1107.770	1453.409	1.688	562.886	0.000	348.373	62.357
COMB 4	2052.172	4562.818	0.777	607.645	76.412	474.837	297.759
COMB 5	1772.788	4085.948	0.695	500.867	90.062	398.166	261.231
COMB 6	1299.890	1556.752	1.802	723.607	0.000	421.500	18.692

註) B : 기초의 폭원 (6.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

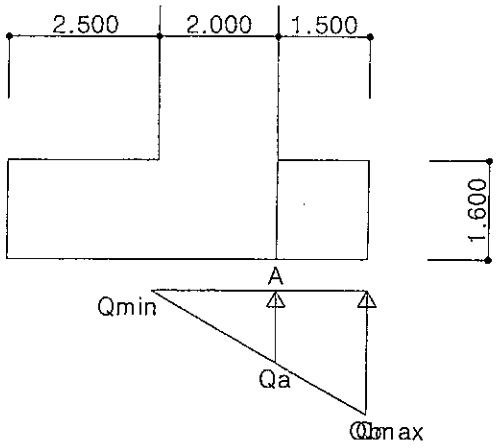
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 0.000 x 25.000 = 0.000 kN

Ma = 1.600 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 45.000 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.000 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.000

Ma = Qa x 1.500² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.500² x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	466.338	365.105	466.338	0.000	486.668	0.000	428.168
COMB 2	425.608	339.723	425.608	0.000	446.602	0.000	388.102
COMB 3	562.886	348.373	562.886	0.000	552.804	0.000	507.804
COMB 4	607.645	474.837	607.645	0.000	633.798	0.000	575.298
COMB 5	500.867	398.166	500.867	0.000	524.963	0.000	466.463
COMB 6	723.607	421.500	723.607	0.000	700.768	0.000	655.768

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

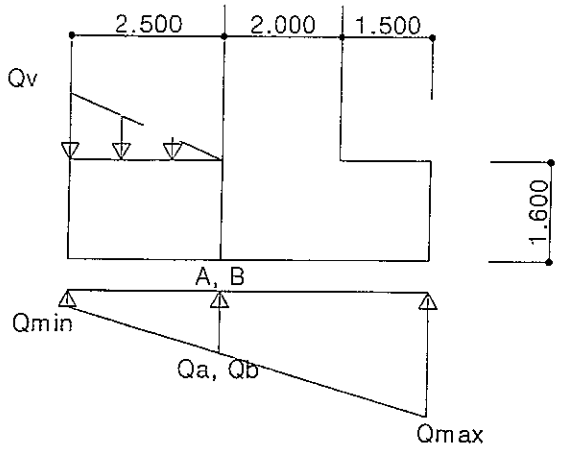
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 2.500 x 25.000 = 100.000 kN

Ma = 1.600 x 2.500 x 25.000 x 2.500 / 2 = 125.000 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 476.550 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 476.550 kN

Ma = 476.550 x (4.736 - 3.500) = 588.967 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 2.500 = 25.000 kN

Ma = 10.000 x 2.500 x 2.500 / 2 = 31.250 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 9.435^2 x sin11.667

= 48.783 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 48.783 / 2.500

= 39.027 kN

Vb = 39.027 x 2.500 / 2 = 48.783 kN

Ma = 39.027 x 2.500 x 2.500 / 3 = 81.306 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 2.500 + (Qb - Qmin) / 2 x 2.500

Ma = Qmin x 2.500^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 2.500^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.500)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - $3.500)^2$ / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	61.406	230.128	230.128	364.417	367.646	521.779	765.919
COMB 2	82.070	225.211	225.211	384.100	405.573	448.346	660.804
COMB 3	0.000	62.357	62.357	13.595	1.976	562.955	711.991
COMB 4	76.412	297.759	297.759	467.715	469.358	418.482	664.207
COMB 5	90.062	261.231	261.231	439.116	459.745	393.331	606.633
COMB 6	0.000	18.692	18.692	0.867	0.027	575.683	713.941

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1600.0	1500.0	100.0	655.8	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1500.00 - 39.654) / 39.654 = 0.11048

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1729.081 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.326]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 1729.081 mm²

ρmin = Max(1729.081, 1800.000) / bd = 0.00120

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00153

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1500.00 - a/2) = 866.840 kN.m

≥ Mu (= 655.768 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.322]

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1600.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	1600.0	1500.0	100.0	765.9	575.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1500.00 - 39.654) / 39.654 = 0.11048

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2022.453 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.133]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 2022.453 mm²

ρmin = Max(2022.453, 1800.000) / bd = 0.00135

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00153

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1500.00 - a/2) = 866.840 kN.m

≥ Mu (= 765.919 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.132]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1500.00 = 979.796 kN

≥ Vu (= 575.683 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1600.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=9.435

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	2000.0	1900.0	100.0	1699.8	411.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 300.00 = 1541760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.576 mm, c = 75.576 / β1 = 75.576 / 0.85 = 88.913 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 88.913) / 88.913 = 0.06111

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3557.299 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.445]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00270

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.576 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 300 x (1900.00 - a/2) = 2440.421 kN.m

≥ Mu (= 1699.785 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.436]

* 전단에 대한 검토 (d = 1900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1900.00 = 1241.075 kN

≥ Vu (= 411.426 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 1000.0 = 3000.000 ㎟ > 1910.000 ㎟

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	125.2	74.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 686.942 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 - 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.313]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (720.00 - a/2) = 286.971 kN.m

≥ Mu (= 125.238 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.291]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 74.691 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.484 - 0.36) = 61.106 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.484^2 x cos11.667 = 15.171 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.484 x 15.171 = 12.564 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 15.171 = 43.936 kN

Ms = 61.106 + 12.564 = 73.669 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.435 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	30.124	3.989	-	1.000	30.124	120.171
2. 배면토압(평상시)	218.822	3.145	1.000	-	218.822	688.195
3. 배면토압(지진시)	279.520	4.718	-	1.000	279.520	1318.636
4. 뒷채움 상재하중	23.193	4.718	1.000	-	23.193	109.413
5. 상부관성력	35.504	7.351	-	1.000	35.504	260.978

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.600 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 30.124 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.600) ~ H④ x (y④ - 1.600)] = 120.171 kN.m

y = Mo / Ho = 120.171 / 30.124 = 3.989

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	242.015	797.608	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	1184.553	359.905	4360.500	1378.851
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1156.553	330.000	4231.700	1213.850
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1107.770	467.660	3979.655	2526.246
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)	1478.619	359.905	5005.093	1378.851
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1348.673	330.000	4652.827	1213.850
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+11)	1299.890	503.164	4400.782	2844.030

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

② 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	1184.553	2981.649	0.483	292.760	102.091	245.093	181.536
COMB 2	1156.553	3017.850	0.391	268.060	117.457	230.410	180.209
COMB 3	1107.770	1453.409	1.688	562.886	0.000	348.373	62.357
COMB 4	1478.619	3626.242	0.548	381.372	111.501	313.904	223.947
COMB 5	1348.673	3438.977	0.450	325.952	123.605	275.366	207.917
COMB 6	1299.890	1556.752	1.802	723.607	0.000	421.500	18.692

註) B : 기초의 폭원 (6.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

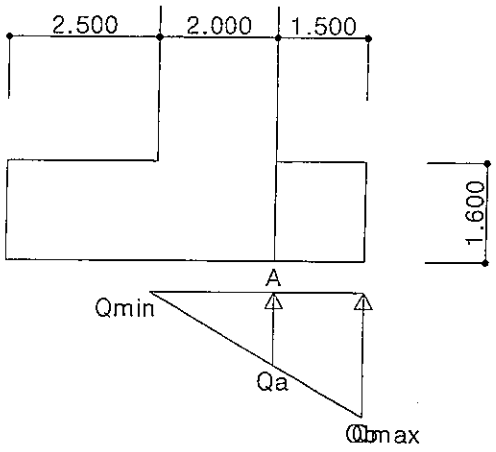
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 0.000 x 25.000 = 0.000 kN

Ma = 1.600 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 45.000 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.000 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.000

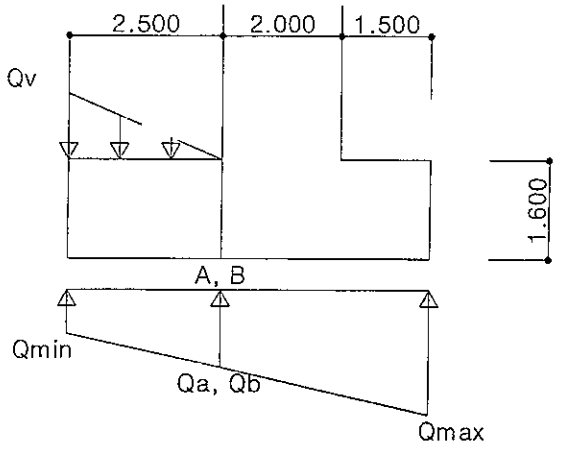
Ma = Qa x 1.500^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.500^2 x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	292.760	245.093	292.760	0.000	311.480	0.000	266.480
COMB 2	268.060	230.410	268.060	0.000	287.449	0.000	242.449
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	381.372	313.904	381.372	0.000	403.743	0.000	358.743
COMB 5	325.952	275.366	325.952	0.000	347.726	0.000	302.726
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 2.500 + (Qb - Qmin) / 2 x 2.500

Ma = Qmin x 2.500^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 2.500^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.500)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 3.500)^2 / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	102.091	181.536	181.536	354.534	401.789	295.800	424.734
COMB 2	117.457	180.209	180.209	372.082	432.420	278.251	394.103
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	111.501	223.947	223.947	419.310	465.571	231.024	360.952
COMB 5	123.605	207.917	207.917	414.402	474.091	235.931	352.433
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 358.743 x 1000000 / [2292.000 x (1500.000 - 203.932/3)]
= 109.300 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1500.0/(7x2292.000)]
= 203.932 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.30) - 2.5 x 90.50 = 494.25 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 109.30) = 576.40 mm
Sa는 작은 값인 494.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 494.25 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 424.734 x 1000000 / [2292.000 x (1500.000 - 203.932/3)]
= 129.405 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1500.0/(7x2292.000)]
= 203.932 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

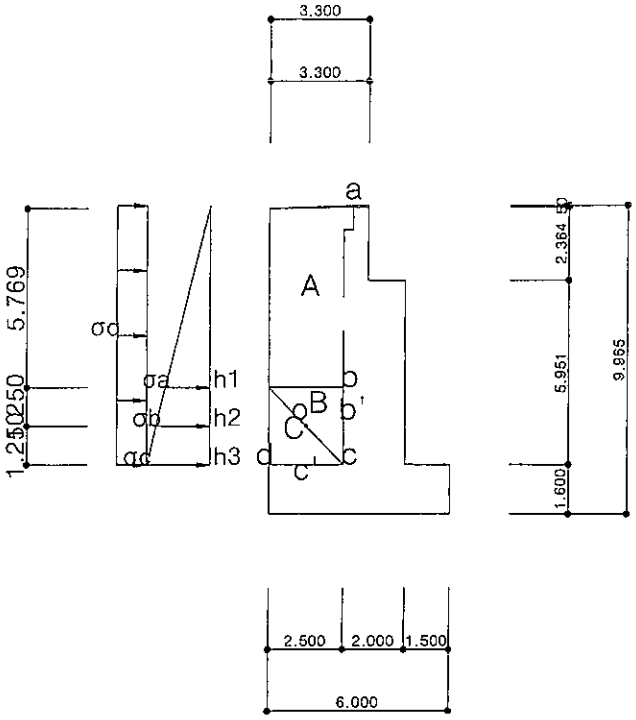
② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.41) - 2.5 x 90.50 = 382.30 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 129.41) = 486.84 mm
Sa는 작은 값인 382.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 382.30 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정



U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델

165	164	193	46	59	58	119	118	8	81
36	163	194	195	60	1	120	21	79	80
66	65	161	160	116	115	140	139		
3	64	162	35	117	20	141	28		
23	125	62	61	98	97	137	136		
124	125	63	2	99	14	138	27		
207	206	19	114	101	100	218	217		
50	205	112	113	102	15	219	54		
42	183	37	168	41	180	224	223		
181	182	168	167	178	179	225	56		
201	200	107	106	227	226	155	154		
48	199	108	17	228	57	156	33		
90	89	24	129	110	109	91	12		
11	88	127	128	111	18	92	93		
86	85	43	186	146	145	214	53		
87	10	184	185	147	30	215	216		
45	192	16	105	6	75	134	133		
190	191	103	104	73	74	135	26		
31	150	158	157	5	72	82	9		
148	149	159	34	70	71	83	84		
52	213	25	132	77	76	202	49		
211	212	130	131	78	7	203	204		
174	173	122	121	188	187	196	47		
39	172	123	22	189	44	197	198		
29	144	67	4	55	222	175	40		
142	143	68	69	220	221	176	177		
170	169	95	94	210	209	153	152		
171	38	96	13	51	208	32	151		

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	176.047	165.014	215.154
전단력(kN)	0.000	162.473	162.312	183.141

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	103.557	97.067	126.561
전단력(kN)	0.000	95.572	95.478	107.730

(2) 철근량 검토

① A(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	176.0	162.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1940.748 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.181]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 176.047 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.172]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 162.473 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	165.0	162.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 ㎜, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1814.371 \text{ ㎟}$$

- 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.707]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 ㎜

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 165.014 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.662]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 162.312 kN) , 전단보강 불필요.

③ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	215.2	183.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2394.311 \text{ mm}^2$$

* 사용철근 : 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.293]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 215.154 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.274]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 183.141 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 103.557 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 133.424 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]
= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 133.42) - 2.5 x 70.50 = 413.98 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 133.42) = 472.18 mm
Sa는 작은 값인 413.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 413.98 mm) ∴ O.K

② B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 97.067 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 93.734 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 93.73) - 2.5 x 69.00 = 667.64 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 93.73) = 672.11 mm
Sa는 작은 값인 667.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 667.64 mm) ∴ O.K

③ C(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 126.561 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]

= 122.217 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]

= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 122.22) - 2.5 x 69.00 = 471.85 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 122.22) = 515.48 mm

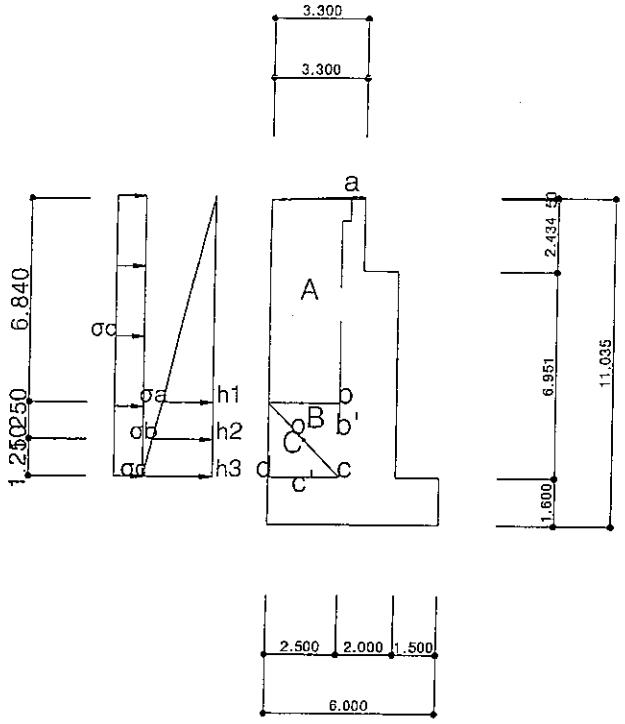
Sa는 작은 값인 471.85 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 471.85 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

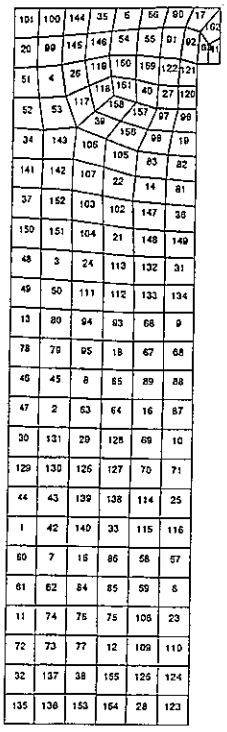


·U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	212.317	182.609	244.360
전단력(kN)	0.000	187.211	185.106	201.843

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	124.892	107.417	143.741
전단력(kN)	0.000	110.124	108.886	118.731

(2) 철근량 검토

① A(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	212.3	187.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1575.687 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.455]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00424

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (540.00 - a/2) = 305.759 kN.m

≥ Mu (= 212.317 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.440]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 187.211 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	182.6	185.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1350.991 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 - 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.292]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00573

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 408.448 kN.m

≥ Mu (= 182.609 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.237]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 185.106 kN) , 전단보강 불필요.

③ C(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	244.4	201.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1819.673 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.702]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00573

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 408.448 kN.m

≥ Mu (= 244.360 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.671]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 201.843 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 124.892 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]
= 108.732 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x2292.000)]
= 116.564 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 108.73) - 2.5 x 70.50 = 548.01 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 108.73) = 579.41 mm
Sa는 작은 값인 548.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 548.01 mm) ∴ O.K

② B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 107 [illegible] x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 69.973 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x3096.800)]
= 132.860 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.97) - 2.5 x 69.00 = 952.94 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 69.97) = 900.35 mm
Sa는 작은 값인 900.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 900.35 mm) ∴ O.K

③ C(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 143.741 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]

= 93.635 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x3096.800)]

= 132.860 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 93.63) - 2.5 x 69.00 = 668.53 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 93.63) = 672.83 mm

Sa는 작은 값인 668.53 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 668.53 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 10.000 = 7.000 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

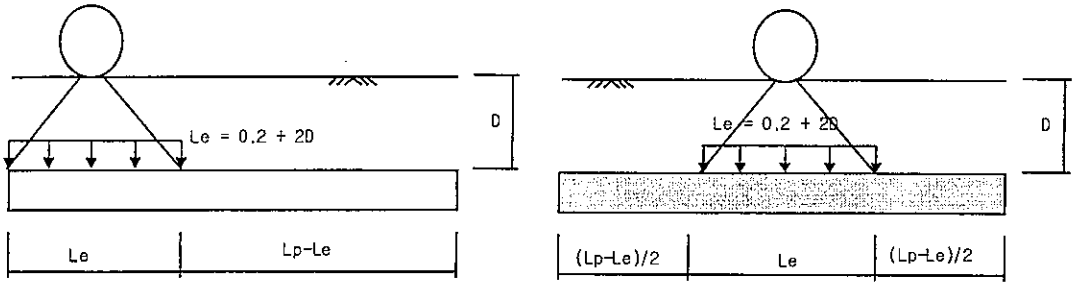
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 7.000 / 2 - 12.500 x 0. = 38.750 kN/m

Md = 12.500 x 7.000² / 8 = 76.563 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.400) / (2 x 7.000)

= 77.257 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.000/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 143.520 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 38.750 + 2.15 x 77.257

= 216.478 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 76.563 + 2.15 x 143.520

= 408.099 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	408.1	216.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01144

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3227.703 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.256]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01013

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (400.00 - a/2) = 502.603 kN.m

≥ Mu (= 408.099 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.232]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 216.478 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.000) = 20.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3227.7 ㎟

필요 철근량 : 3227.7 x 0.208 = 671.0 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 220.083 x 1000000 / [4053.600 x (400.000 - 124.939/3)]

= 151.507 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x4053.600)]

= 124.939 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

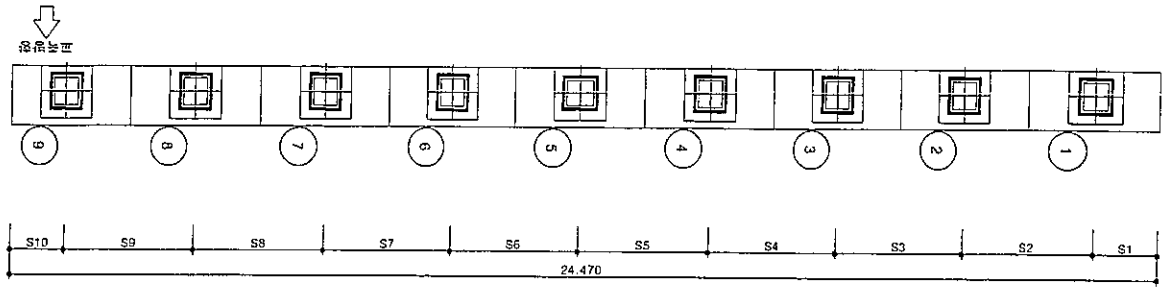
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 151.51) - 2.5 x 87.50 = 301.03 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 151.51) = 415.82 mm

Sa는 작은 값인 301.03 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 301.03 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 25.111 = 325.554 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	325.554	550.000	500.000	413.757	O.K
2	325.554	550.000	500.000	413.748	O.K
3	325.554	550.000	500.000	413.738	O.K
4	325.554	550.000	500.000	413.729	O.K
5	325.554	500.000	550.000	438.387	O.K
6	325.554	550.000	500.000	413.710	O.K
7	325.554	550.000	500.000	413.701	O.K
8	325.554	550.000	500.000	413.691	O.K
9	325.554	550.000	500.000	413.681	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

N = (200 + 1.67 x L + 6.66 x H) x (1 + 0.000125 x θ^2) mm

= (200 + 1.67 x 25.111 + 6.66 x 0.000) x (1 + 0.000125 x 0.00^2)

= 241.935 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1200 - 30 - 50 = 1120 mm ≥ 242 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1350.000	1090.546	O.K	207.058	145.656	O.K
SHOE 2	1350.000	991.145	O.K	207.058	115.944	O.K
SHOE 3	1350.000	916.478	O.K	207.058	113.906	O.K
SHOE 4	1350.000	871.616	O.K	207.058	117.112	O.K
SHOE 5	1350.000	839.840	O.K	207.058	122.207	O.K
SHOE 6	1350.000	873.682	O.K	207.058	116.843	O.K
SHOE 7	1350.000	906.053	O.K	207.058	113.512	O.K
SHOE 8	1350.000	982.871	O.K	207.058	114.028	O.K
SHOE 9	1350.000	965.779	O.K	207.058	126.762	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1090.546	109.516	109.516	1192.000	1627.050	
2	991.145	87.176	87.176	1192.000	1654.500	
3	916.478	85.643	85.643	1192.000	1654.500	
4	871.616	88.054	88.054	1192.000	1654.500	
5	839.840	91.885	111.150	1242.000	1629.500	
6	873.682	87.852	87.852	1192.000	1654.500	
7	906.053	85.348	85.348	1192.000	1654.500	
8	982.871	85.736	85.736	1192.000	1654.500	
9	965.779	95.310	95.310	1192.000	1541.950	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1825.379	3574.800	O.K	2184.166	3574.800	O.K
2	1576.612	3574.800	O.K	1902.697	3574.800	O.K
3	1491.407	3574.800	O.K	1792.926	3574.800	O.K
4	1462.421	3574.800	O.K	1749.181	3574.800	O.K
5	1506.617	3574.800	O.K	1860.787	3574.800	O.K
6	1463.149	3574.800	O.K	1750.589	3574.800	O.K
7	1478.965	3574.800	O.K	1777.054	3574.800	O.K
8	1558.702	3574.800	O.K	1882.065	3574.800	O.K
9	1605.363	3574.800	O.K	1895.078	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	730.105	7149.600	O.K	730.105	7149.600	O.K
2	581.171	7149.600	O.K	581.171	7149.600	O.K
3	570.956	7149.600	O.K	570.956	7149.600	O.K
4	587.026	7149.600	O.K	587.026	7149.600	O.K
5	612.568	7149.600	O.K	741.000	7149.600	O.K
6	585.679	7149.600	O.K	585.679	7149.600	O.K
7	568.984	7149.600	O.K	568.984	7149.600	O.K
8	571.570	7149.600	O.K	571.570	7149.600	O.K
9	635.397	7149.600	O.K	635.397	7149.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1090.546 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 145.656 / 1.33 = 109.516 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 109.516 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 145.656 / 1.33 = 109.516 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 109.516 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 550.000 mm b1y = 500.000 mm

b2x = 692.000 mm b2y = 1320.100 mm

bcx = 2 x b2x = 1384.000 mm < 5 x b1x = 2750.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2640.200 mm > 5 x b1y = 2500.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 550.000/1384.000) x 1090.546 x 10^3 /150.000

= 1095.274 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 500.000/2500.000) x 1090.546 x 10^3 /150.000

= 1454.061 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 109.516 x 10^3 / 150.000

= 730.105 ㎟

Asy2 = Hy/fsa

= 109.516 x 10^3 / 150.000

= 730.105 ㎟

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 550.000 + 1320.100 = 1870.100 ㎜

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 692.000 ㎜가 Bxo/2 = 935.050 ㎜보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 692.000 + (550.000+1320.100)/2 = 1627.050 ㎜

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 500.000 + 692.000 = 1192.000 ㎜

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1454.061 + 730.105 = 2184.166 ㎟

Bxo = 1627.050 ㎜ 범위내에서 D16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1095.274 + 730.105 = 1825.379 ㎟

Byo = 1192.000 ㎜ 범위내에서 D16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 ㎟ ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 109.516 x 10^3 / 150.000 = 730.105 ㎟

사용철근 : D16 - 18 EA + D16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 18 = 7149.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 109.516 x 10^3 / 150.000 = 730.105 ㎟

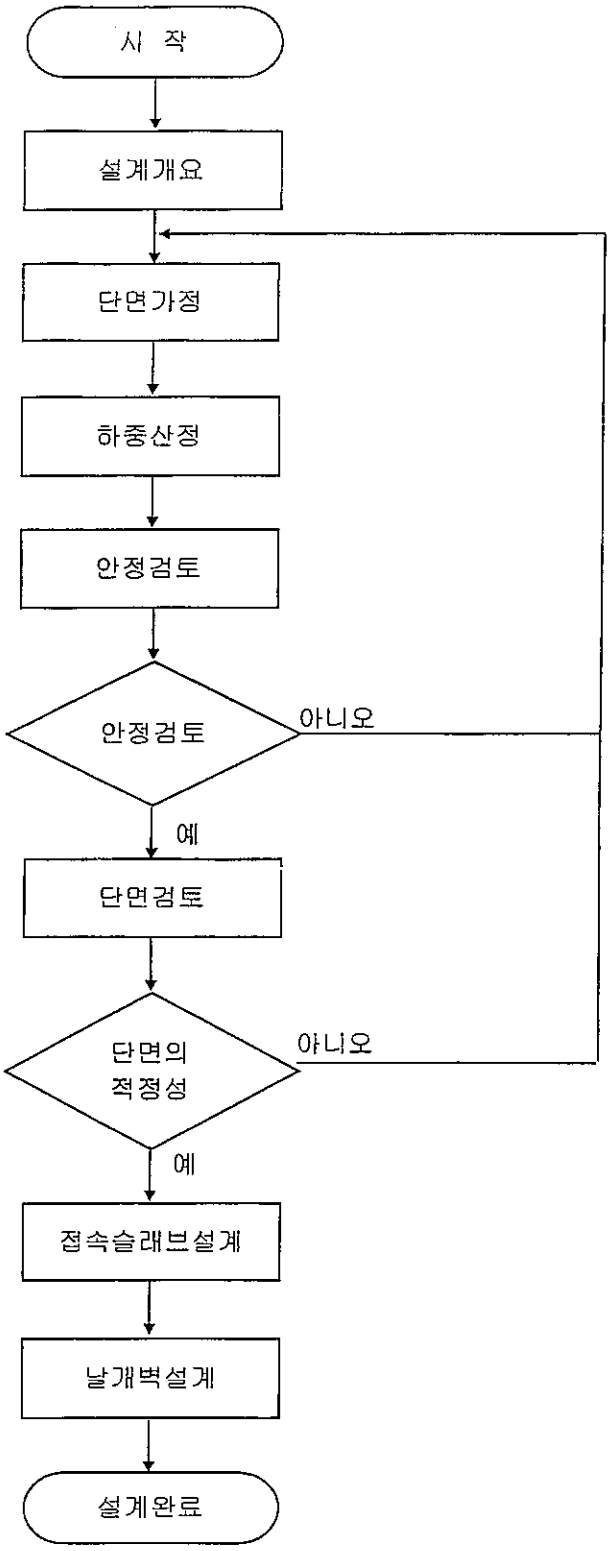
사용철근 : D16 - 18 EA + D16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 18 = 7149.600 ㎟ ∴ O.K

종점 교대

A2 구조계산서

▣ 설계단계 흐름도


시 작
설계개요
단면가정
하중산정
안정검토
안정검토
아니오
예
단면검토
단면의
적정성
아니오
예
접속슬래브설계
날개벽설계
설계완료

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 말뚝 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

11. 말 뚝 계 산
- 1) 설계조건
- 2) 말뚝도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 특성치 계산
- 4) 말뚝의 변위 및 부재력
- 5) 말뚝의 안정성 검토
- 6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	780	650.274	O.K
	허용인발력(kN/EA)	322	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	124.737	O.K
	전단응력(MPa)	80	14.693	O.K
	수평변위(mm)	15	13.484	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1170	928.054	O.K
	허용인발력(kN/EA)	483	-107.94	O.K
	휨응력(MPa)	210	146.351	O.K
	전단응력(MPa)	120	20.715	O.K
	수평변위(mm)	15	10.712	O.K

■ 단면 휨 설계

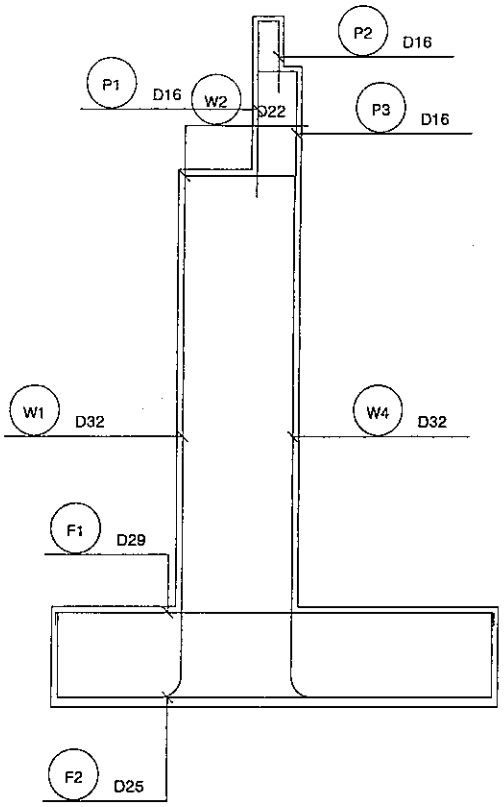
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비 고
전면저판		1600	150	2395.29	4053.6	874.9	1468.009	1.678	O.K
후면저판		1600	100	3723.77	5139.2	1398.342	1916.223	1.37	O.K
벽체	H=9.931	2000	100	4091.66	6353.6	1951.017	3002.629	1.539	O.K
흉벽		800	80	692.463	1588.8	126.237	286.971	2.273	O.K
좌측날개벽	A(T=620 mm)	620	80	2527.63	3096.8	336.075	408.448	1.215	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	2347.2	4053.6	312.88	527.371	1.686	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	3196.81	4053.6	421.039	527.371	1.253	O.K
우측날개벽	A(T=550 mm)	550	80	2496.05	3096.8	287.47	353.17	1.229	O.K
	A변화부(T=450 mm)	450	80	2004.59	3096.8	181.599	274.202	1.51	O.K
	B(T=550 mm)	550	80	2300.47	4053.6	265.789	455.015	1.712	O.K
	C(T=550 mm)	550	80	3235.76	4053.6	368.175	455.015	1.236	O.K

■ 사용성 검토

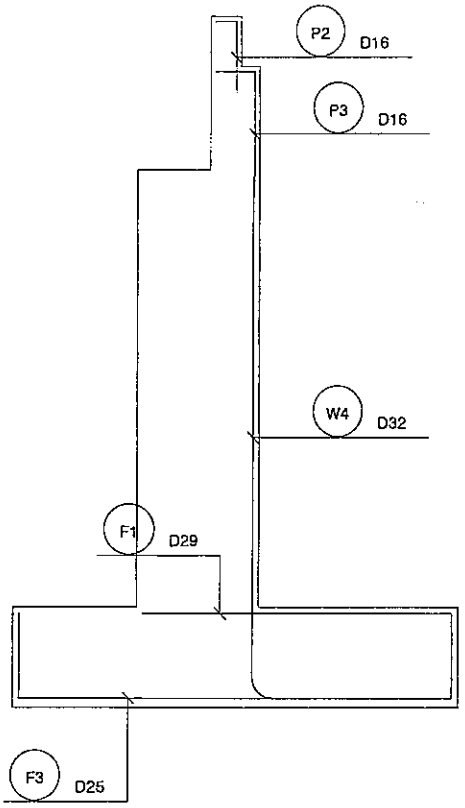
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		99.446	150	125	448.136	O.K
후면저판		117.741	150	125	455.091	O.K
벽체	H=9.931	84.885	150	125	717.731	O.K
흉벽		68.595	150	125	918.436	O.K
좌측날개벽	A(T=620 mm)	128.779	150	125	439.015	O.K
	B(T=620 mm)	92.595	150	125	680.384	O.K
	C(T=620 mm)	124.604	150	125	463.253	O.K
우측날개벽	A(T=550 mm)	127.255	150	125	446.338	O.K
	A변화부(T=450 mm)	103.156	150	125	590.91	O.K
	B(T=550 mm)	90.923	150	125	692.896	O.K
	C(T=550 mm)	125.948	150	125	456.51	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

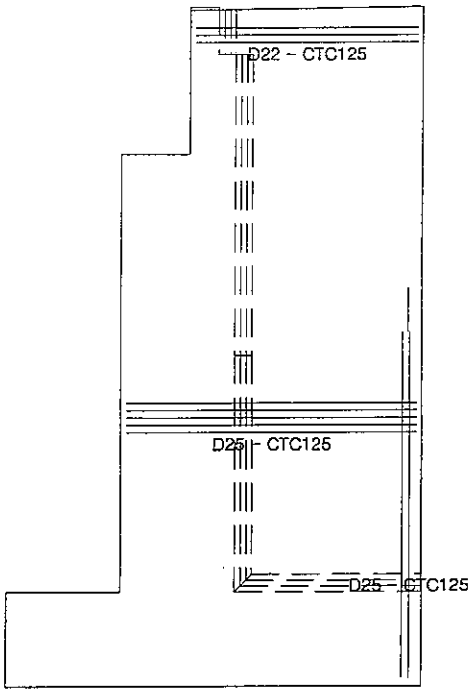


- ② Cycle (CTC = 250)

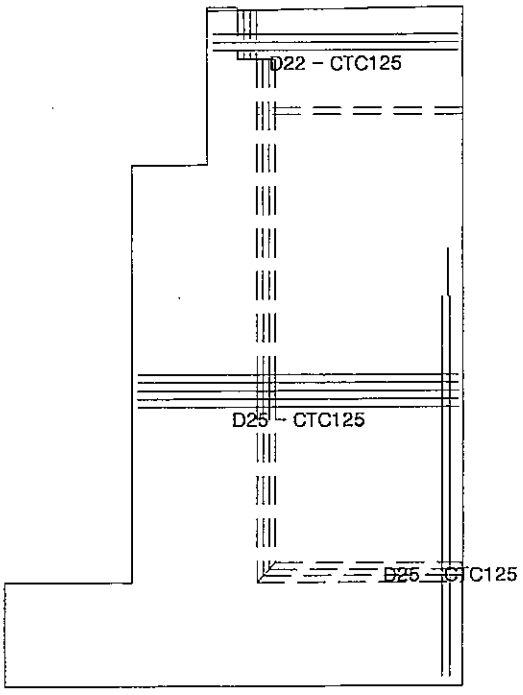


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식	: 역T형 교대
(2) 상 부 형 식	: PSC BEAM교
(3) 교 량 등 급	: 1 등교
(4) 교 대 총 폭	: B = 24.479 M
(5) 교 대 총높이	: H = 11.531 M
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초
(7) SKEW	: 91.516 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량	: γc = 25.000 kN/m³	[도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량	: $\gamma s1$ = 20.000 kN/m³ (토사)	[도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량	: $\gamma s2$ = 20.000 kN/m³	
(4) 과 재 하 중	: q1 = 10.000 kN/m	
(5) 상부 고정하중 반력	: Rd = 192.054 kN/m	
(6) 상부 활하중 반력	: Rl = 101.923 kN/m	
(7) 교량받침 마찰계수	: fs = 0.150	

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각	: $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치	: N = 5.000
(3) 기초지반의 내부마찰각	: $\Phi 2$ = 23.660 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력	: C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수	: μ = 0.282 ; TAN(⅔ · $\Phi 2$) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수	: A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수

- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도	: fck = 24.000 MPa
- 탄성계수	: Ec = 26986.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300)	: fy = 300.000 MPa
- 탄성계수	: Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

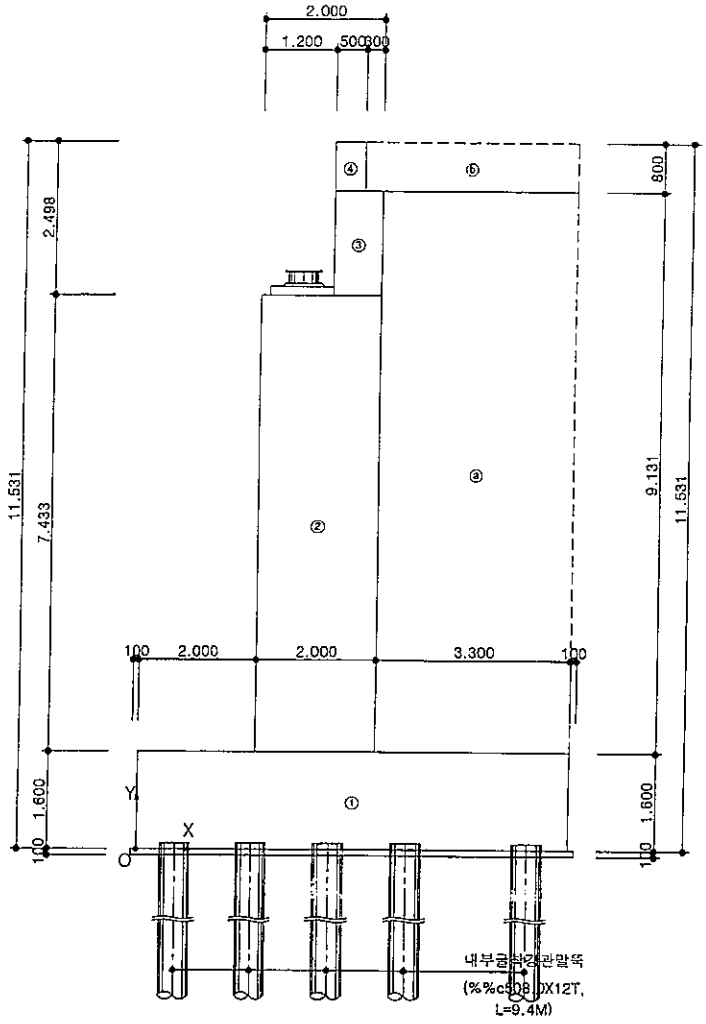
5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토	: 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계	: 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준	: 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준	: 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람	: 국토해양부 (2008)
(4) 도로설계 요령	: 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
고정하중	631.061	501.692	493.079	507.038	529.041
활하중	76.321	275.774	347.062	339.049	227.972
구 분	6	7	8	9	계
고정하중	505.791	491.437	493.782	548.294	4701.215
활하중	240.657	347.602	351.246	289.244	2494.927

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
교축방향	116.620	92.713	91.121	93.701	97.767
직각방향	116.620	92.713	91.121	93.701	97.767
구 분	6	7	8	9	계
교축방향	93.470	90.818	91.251	101.325	868.785
직각방향	93.470	90.818	91.251	101.325	868.785

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai) m^3		단위중량(γ) kN/m^3	수직력(Vi) kN	수평력(Hi) kN
교대구체	①	7.300 × 1.600	= 11.680	25.000	292.000	22.484
	②	2.000 × 7.433	= 14.866	25.000	371.658	28.618
	③	0.800 × 1.698	= 1.358	25.000	33.954	2.614
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 28.304		707.611	54.486
뒷채움재	ⓐ	3.300 × 9.131	= 30.132	20.000	602.636	46.403
	ⓑ	3.600 × 0.800	= 2.880	20.000	57.600	4.435
	소계		= 33.012		660.236	50.838
총 계					1367.847	105.324

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평 Xi(m)	수 직 Yi(m)	Mxi kN.m	Myi kN.m
교대구체	①	3.650	0.800	1065.800	17.987
	②	3.000	5.317	1114.973	152.148
	③	3.600	9.682	122.234	25.836
	④	3.450	11.131	34.500	8.571
	소 계			2337.507	204.542
뒷채움재	ⓐ	5.650	6.165	3404.891	286.094
	ⓑ	5.500	11.131	316.800	49.368
	소 계			3721.691	335.461
총 계				6059.198	540.003

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 2337.507 / 707.611 = 3.303 m
  Y = 204.542 / 54.486 = 3.754 m
- 뒷채움재 : X = 3721.691 / 660.236 = 5.637 m
  Y = 335.461 / 50.838 = 6.599 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

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

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

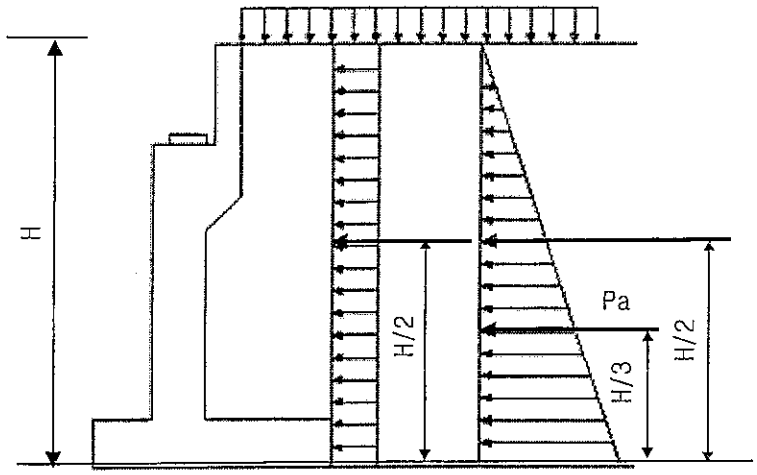
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 11.531 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 11.531² x cos(0.000)

= 360.322 kN

y = H / 3 = 3.844 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 11.531 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 11.531² x cos(0.000)

= 417.495 kN

y = H / 2 = 5.765 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 9.931 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 9.931² x cos(11.667 + 0.000)

= 242.426 kN

y = H / 3 = 3.310 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 9.931 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 9.931² x cos(0.000 + 0.000)

= 309.672 kN

y = H / 2 = 4.965 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 4701.215 ÷ (24.470 / sin91.516) = 192.054 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2494.927 ÷ (24.470 / sin91.516) = 101.923 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

= 0.000010 x 25.0 x 25.1

= 0.006278 m

교량받침의 개수 : N = 9 EA

교대의 폭원 : B = 24.479 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 1917.200 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

Ph = kH x δ x N / B

= 1917.200 x 0.006278 x 9 / 24.479

= 4.425 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

Fm = ∑H ÷ (24.470 / sin91.5)

= 35.492 kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 868.785 kN 임. 『지진하중 집계표』 참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 3.600 = 36.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 11.531 m)

Pa1 = Ka x q x H x cos(δ + β)

= 0.271 x 10.000 x 11.531 x cos0.000

= 31.249 kN

y = H / 2 = 5.765 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 9.931 m)

Pa2 = Ka x q x H x cos(δ + β)

= 0.251 x 10.000 x 9.931 x cos11.667

= 24.411 kN

y = H / 2 = 4.965 m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN m)	Mo(kN m)
1 교대구체(평상시)	707.611	-	3.303	3.754	2337.505	-
2 교대구체(지진시)	707.611	54.486	3.303	3.754	2337.505	204.541
3 뒷채움재(평상시)	660.236	-	5.637	6.599	3721.693	-
4 뒷채움재(지진시)	660.236	50.838	5.637	6.599	3721.693	335.460
5 배면토압(평상시)	-	360.322	-	3.844	-	1384.939
6 배면토압(지진시)	-	417.495	-	5.765	-	2407.034
7 뒷채움 상재하중	36.000	31.249	5.500	5.765	198.000	180.164
8 상부 고정하중반력	192.054	-	2.696	-	517.778	-
9 상부 활하중반력	101.923	-	2.696	-	274.784	-
10 교량받침마찰력	-	4.425	-	9.433	-	41.742
11 상부관성력	-	35.492	-	9.433	-	334.801

② 하중조합

구분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN m)	Mo(kN m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1403.847	391.571	6257.198	1565.103
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1367.847	360.322	6059.198	1384.939
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1367.847	522.819	6059.198	2947.035
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+10)	1697.824	395.996	7049.760	1666.845
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1559.901	364.747	6576.976	1426.681
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)	1559.901	558.311	6576.976	3281.836

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(= 3.400) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	17.000	11.050	-
2 열	1.950	17.000	33.150	-
3 열	3.250	17.000	55.250	-
4 열	4.550	17.000	77.350	-
5 열	6.600	17.000	112.200	-
계	-	85.000	289.000	3.400

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	34364.771	9585.267	0.058	1993.157
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	33483.527	8820.322	-0.017	-569.220
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	33483.527	12798.086	1.125	37668.968
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)	41561.034	9693.586	0.194	8062.841
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	38184.817	8928.642	0.098	3742.112
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)	38184.817	13666.895	1.288	49182.044

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 24.479 m)을 고려한 결과값임.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

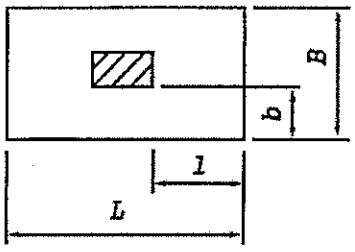
$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우
kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)
= 263373.583 x 85 / (24.479 x 7.300) = 125280.152 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 24.479 m)
B : 확대기초의 폭 (= 7.300 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 85 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.600 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴√[(3 x 125280.152) / (26986000.000 x 1.600³)] = 0.241 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 3.300) = 3.300
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.650, 뒷굽기준으로 검토

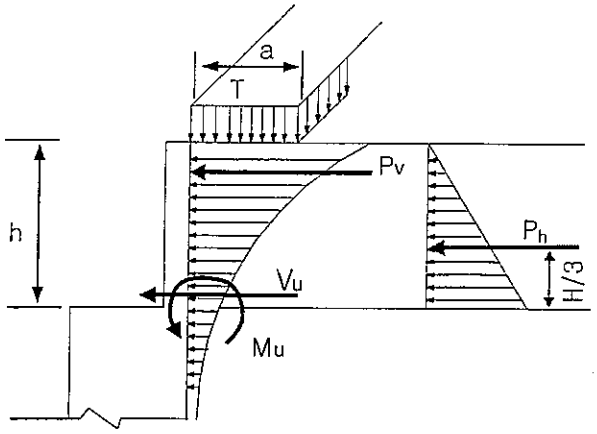


$\beta\lambda$ = 0.241 x 3.300 = 0.797 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.498 - 0.36) = 61.490 kN.m

토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.498^2 x cos11.667 = 15.335 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.498 x 15.335 = 12.767 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 15.335 = 74.969 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 61.490 + 1.70 x 12.767 = 126.237 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.698 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.614 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.614 + 0.770 = 3.384 kN

Mw = 2.614 x 1.698/2 + 0.770 x (1.698 + 0.800/2) = 3.834 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 2.498^2 x cos0.000 = 19.589 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.498 x 19.589 = 24.463 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.384 + 1.00 x 19.589 = 22.973 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 3.834 + 1.00 x 24.463 = 28.298 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	74.969	126.237	
지진시	22.973	28.298	
설계단면력	74.969	126.237	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.931 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	32.002	4.229	-	1.000	32.002	135.351
2. 배면토압(평상시)	242.426	3.310	1.700	-	412.124	1364.247
3. 배면토압(지진시)	309.672	4.965	-	1.000	309.672	1537.652
4. 뒷채움 상재하중	24.411	4.965	1.700	-	41.499	206.059
5. 교량받침마찰력	4.425	7.833	1.300	-	5.753	45.060
6. 상부관성력	35.492	7.833	-	1.000	35.492	278.014

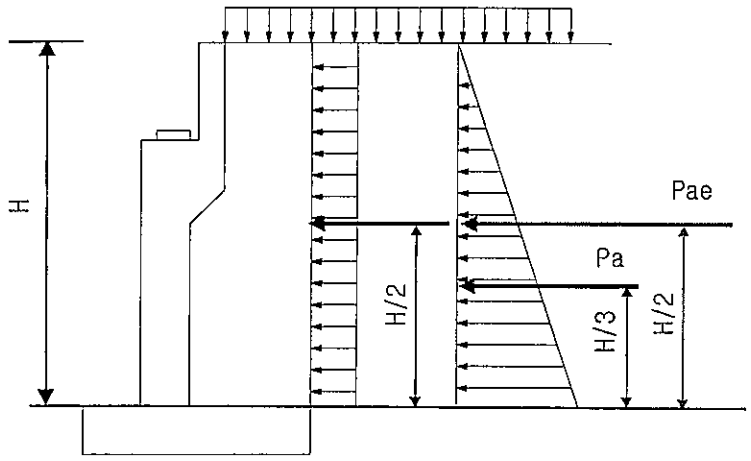
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.600 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 32.002 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.600) ~ H④ x (y④ - 1.600)] = 135.351 kN.m

y = Mo / Ho = 135.351 / 32.002 = 4.229



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 9.931 m)	459.376	1615.366	
지진시(H = 9.931 m)	377.166	1951.017	
설계단면력	459.375	1951.017	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	707.611	-	3.303	3.754	2337.505	-
2. 교대구체(지진시)	707.611	54.486	3.303	3.754	2337.505	204.541
3. 뒷채움재(평상시)	660.236	-	5.637	6.599	3721.693	-
4. 뒷채움재(지진시)	660.236	50.838	5.637	6.599	3721.693	335.460
5. 배면토압(평상시)	-	360.322	-	3.844	-	1384.939
6. 배면토압(지진시)	-	417.495	-	5.765	-	2407.034
7. 토압의 연직분력	54.046	-	6.200	-	335.085	-
8. 뒷채움 상재하중	36.000	31.249	5.500	5.765	198.000	180.164
9. 상부 고정하중반력	192.054	-	2.696	-	517.778	-
10. 상부 활하중반력	101.923	-	2.696	-	274.784	-
11. 교량받침마찰력	-	4.425	-	9.433	-	41.742
12. 상부관성력	-	35.492	-	9.433	-	334.801

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	1947.479	665.671	8872.302	2660.675
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1870.079	612.547	8446.602	2354.396
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1367.847	522.819	6059.198	2947.035
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)	2416.284	671.423	10136.199	2714.940
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	2119.750	618.300	9119.713	2408.661
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)	1559.901	558.311	6576.976	3281.836

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=3.400) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

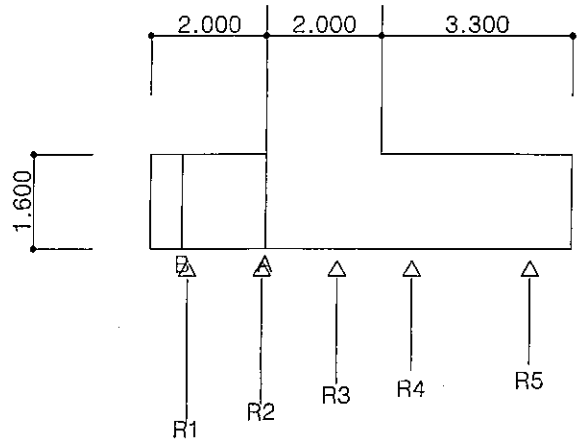
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	47672.346	16294.953	0.210	10011.193
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	45777.671	14994.548	0.142	6500.429
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	33483.527	12798.086	1.125	37668.968
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)	59148.215	16435.769	0.329	19459.763
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	51889.348	15135.363	0.234	12142.107
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)	38184.817	13666.895	1.288	49182.044

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(24.479 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



전단력 계산시 R1의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 해 30.300%의 값을 적용.
→ (0.550 + 0.508/2 - 0.650) / 0.508 = 0.303
말뚝거리 : 0.001m, 전단검토위치 : 0.550 m

R1 = Ru1 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R2 = Ru2 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R3 = Ru3 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R4 = Ru4 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R5 = Ru5 x 17본 / 24.479 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	805.860	690.040	574.220	528.980	472.170
COMB 2	743.990	646.880	549.770	517.870	480.980
COMB 3	780.740	597.880	415.020	274.010	60.250
COMB 4	1012.150	862.630	713.110	633.910	523.480
COMB 5	859.040	741.530	624.020	571.810	502.910
COMB 6	928.050	701.700	475.350	292.670	13.570

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 0.550 x 25.000 = 22.000 kN

Ma = 1.600 x 2.000 x 25.000 x 2.000 / 2 = 80.000 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00 ; R1의 반력에 대해서는 30.300%의 반력을 적용한다.

Ma = R1 x 1.350 + R2 x 0.050

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	169.660	779.499	141.060	675.499
COMB 2	156.634	719.994	128.034	615.994
COMB 3	164.371	752.748	142.371	672.748
COMB 4	213.091	978.900	184.491	874.900
COMB 5	180.856	831.146	152.256	727.146
COMB 6	195.385	894.464	173.385	814.464

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

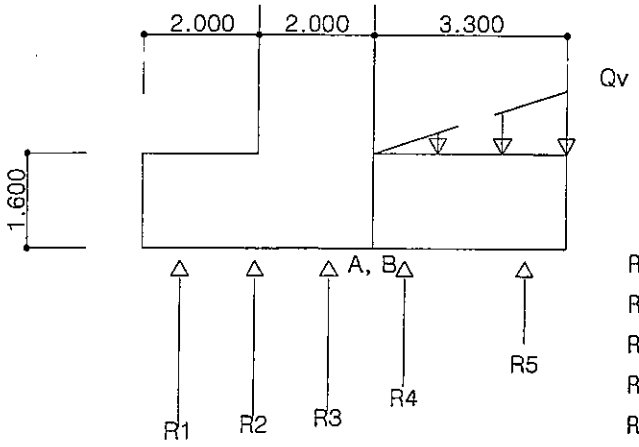
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 17본 / 24.479 (kN/m)

R2 = Ru2 x 17본 / 24.479 (kN/m)

R3 = Ru3 x 17본 / 24.479 (kN/m)

R4 = Ru4 x 17본 / 24.479 (kN/m)

R5 = Ru5 x 17본 / 24.479 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	637.060	601.030	565.010	458.390	275.750
COMB 2	588.050	564.650	541.260	452.660	299.520
COMB 3	680.680	545.120	409.560	232.160	-56.190
COMB 4	844.000	773.970	703.940	563.600	327.820
COMB 5	702.890	659.200	615.500	506.510	321.210
COMB 6	823.630	646.640	469.650	249.000	-107.940

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 3.300 x 25.000 = 132.000 kN

Ma = 1.600 x 3.300 x 25.000 x 3.300 / 2 = 217.800 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 660.236 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 660.236 kN

Ma = 660.236 x (5.637 - 4.000) = 1080.749 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 3.300 = 33.000 kN

Ma = 10.000 x 3.300 x 3.300 / 2 = 54.450 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 9.931^2 x sin11.667

= 54.046 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 54.046 / 3.300

= 32.755 kN

Vb = 32.755 x 3.300 / 2 = 54.046 kN

Ma = 32.755 x 3.300 x 3.300 / 3 = 118.900 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 + R5

Ma = R4 x 0.550 + R5 x 2.600

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	509.849	673.001	682.884	1334.311
COMB 2	522.378	713.733	599.406	1176.511
COMB 3	122.209	-12.783	670.027	1311.331
COMB 4	619.078	807.208	573.656	1200.103
COMB 5	574.839	773.466	546.945	1116.777
COMB 6	97.964	-99.793	694.272	1398.342

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1600.0	1450.0	150.0	874.9	184.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1450.00 - 70.131) / 70.131 = 0.05903

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2395.289 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.692]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 2395.289 mm²

ρmin = Max(2395.289, 1800.000) / bd = 0.00165

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00280

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (1450.00 - a/2) = 1468.009 kN.m

≥ Mu (= 874.900 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.678]

* 전단에 대한 검토 (d = 1450.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1450.00 = 947.136 kN

≥ Vu (= 184.491 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1600.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1600.0	1500.0	100.0	1398.3	694.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 300.00 = 1541760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.576 mm, c = 75.576 / β1 = 75.576 / 0.85 = 88.913 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1500.00 - 88.913) / 88.913 = 0.04761

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3723.769 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.380]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 3723.769 mm²

ρmin = Max(3723.769, 1800.000) / bd = 0.00248

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00343

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.576 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 300 x (1500.00 - a/2) = 1916.223 kN.m

≥ Mu (= 1398.342 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.370]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1500.00 = 979.796 kN

≥ Vu (= 694.272 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 150 = 2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1600.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ < 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=9.931

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	2000.0	1900.0	100.0	1951.0	459.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 93.435 mm, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 109.924) / 109.924 = 0.04885

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4091.656 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 - 1.553]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00334

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (1900.00 - a/2) = 3002.629 kN.m

≥ Mu (= 1951.017 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.539]

* 전단에 대한 검토 (d = 1900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1900.00 = 1241.075 kN

≥ Vu (= 459.375 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 1000.0 = 3000.000 ㎟ > 1910.000 ㎟

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	126.2	75.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 692.463 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.294]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (720.00 - a/2) = 286.971 kN.m

≥ Mu (= 126.237 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.273]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 74.969 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.498 - 0.36) = 61.490 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.498^2 x cos11.667 = 15.335 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.498 x 15.335 = 12.767 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 15.335 = 44.100 kN

Ms = 61.490 + 12.767 = 74.257 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.931 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	32.002	4.229	-	1.000	32.002	135.351
2. 배면토압(평상시)	242.426	3.310	1.000	-	242.426	802.498
3. 배면토압(지진시)	309.672	4.965	-	1.000	309.672	1537.652
4. 뒷채움 상재하중	24.411	4.965	1.000	-	24.411	121.211
5. 교량받침마찰력	4.425	7.833	1.000	-	4.425	34.662
6. 상부관성력	35.492	7.833	-	1.000	35.492	278.014

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.600 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 32.002 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.600) ~ H④ x (y④ - 1.600)] = 135.351 kN.m

y = Mo / Ho = 135.351 / 32.002 = 4.229

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	271.262	958.371	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1457.893	391.571	6592.284	1565.102
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1421.893	360.322	6394.284	1384.939
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1367.847	522.819	6059.199	2947.036
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1751.870	395.996	7384.846	1606.844
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1613.947	364.747	6912.061	1426.680
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1559.901	558.311	6576.976	3281.838

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=3.400) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

Mc = V x e

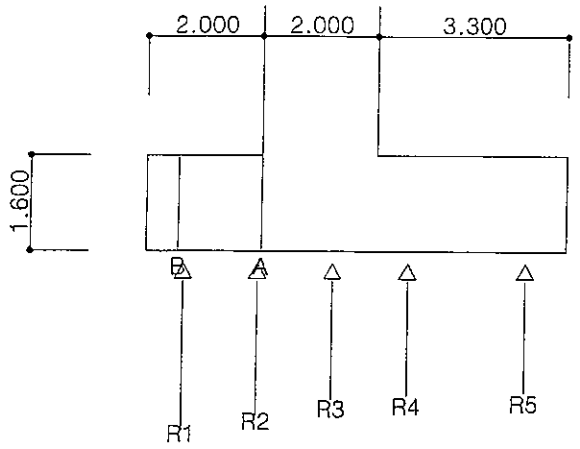
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	35687.763	9585.267	-0.048	-1713.013
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	34806.519	8820.322	-0.123	-4281.202
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	33480.527	12798.086	1.125	37668.968
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	42884.026	9693.586	0.102	4374.171
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	39507.809	8928.642	0.001	39.508
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	38184.817	13666.895	1.288	49182.044

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(24.479 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R2 = Ru2 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R3 = Ru3 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R4 = Ru4 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R5 = Ru5 x 17본 / 24.479 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	519.640	465.110	410.580	397.950	386.640
COMB 2	482.310	440.530	398.750	395.740	398.970
COMB 3	780.740	597.880	415.020	274.010	60.250
COMB 4	650.270	574.010	497.750	463.290	417.530
COMB 5	570.610	513.230	455.850	437.320	416.090
COMB 6	928.050	701.700	475.350	292.670	13.570

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 0.550 x 25.000 = 22.000 kN

Ma = 1.600 x 2.000 x 25.000 x 2.000 / 2 = 80.000 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00 ; R1의 반력에 대해서는 30.300%의 반력을 적용한다.

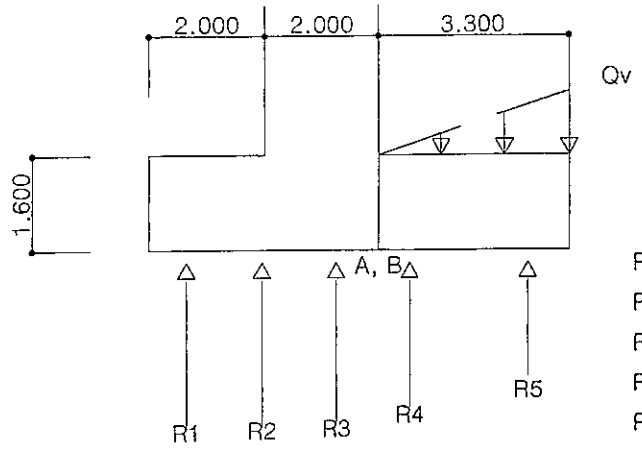
Ma = R1 x 1.350 + R2 x 0.050

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	109.401	503.342	87.401	423.342
COMB 2	101.542	467.489	79.542	387.489
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	136.903	629.596	114.903	549.596
COMB 5	120.132	552.800	98.132	472.800
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R2 = Ru2 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R3 = Ru3 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R4 = Ru4 x 17본 / 24.479 (kN/m)
R5 = Ru5 x 17본 / 24.479 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	419.460	412.290	405.120	356.060	270.070
COMB 2	389.590	391.640	393.690	356.960	291.070
COMB 3	680.680	545.120	409.560	232.160	-56.190
COMB 4	550.330	521.320	492.300	421.490	301.240
COMB 5	477.720	464.250	450.790	398.480	308.000
COMB 6	823.630	646.640	469.650	249.000	-107.940

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 + R5

Ma = R4 x 0.550 + R5 x 2.600

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	434.838	623.658	444.443	848.241
COMB 2	450.047	661.921	396.234	755.528
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	501.925	704.933	377.356	766.966
COMB 5	490.640	708.350	355.641	709.099
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 549.596 x 1000000 / [4053.600 x (1450.000 - 259.884/3)]
= 99.446 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1450.0/(7x4053.600)]
= 259.884 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.45) - 2.5 x 137.50 = 448.14 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 99.45) = 633.51 mm
Sa는 작은 값인 448.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 448.14 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 848.241 x 1000000 / [5139.200 x (1500.000 - 294.506/3)]
= 117.741 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1500.0/(7x5139.200)]
= 294.506 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 117.74) - 2.5 x 85.50 = 455.09 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 117.74) = 535.07 mm
Sa는 작은 값인 455.09 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 455.09 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=9.931

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 958.371 x 1000000 / [6353.600 x (1900.000 - 369.027/3)]

= 84.885 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1900.0/(7x6353.600)]

= 369.027 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 84.88) - 2.5 x 84.00 = 717.73 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 84.88) = 742.18 mm

Sa는 작은 값인 717.73 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 717.73 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.257 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]

= 68.595 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1588.800)]

= 115.917 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.59) - 2.5 x 72.00 = 968.04 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 68.59) = 918.44 mm

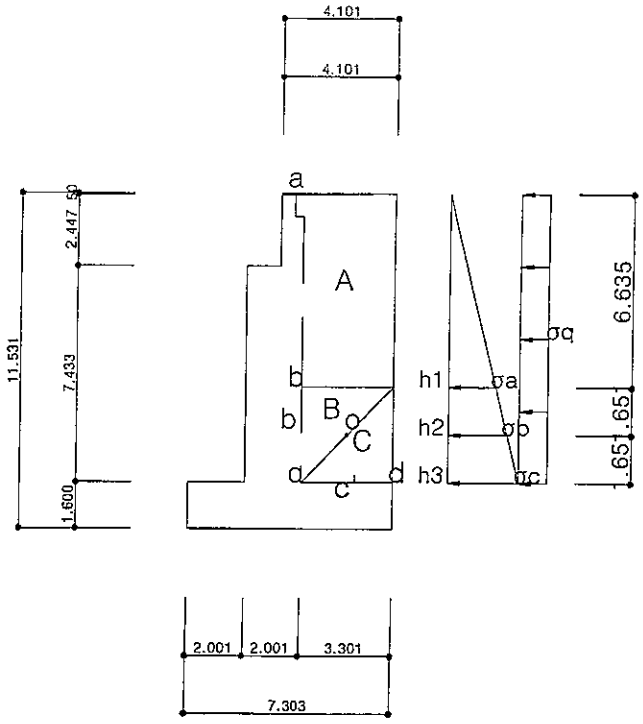
Sa는 작은 값인 918.44 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 918.44 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

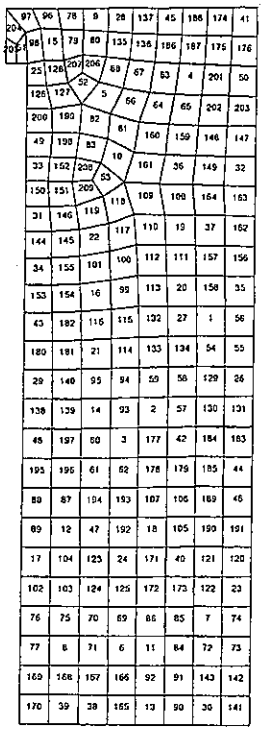


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	336.075	312.880	421.039
전단력(kN)	0.000	241.528	241.358	275.005

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	197.691	184.047	247.670
전단력(kN)	0.000	142.076	141.976	161.768

(2) 철근량 검토

① A(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	336.1	241.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2527.629 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.225]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00573

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 408.448 kN.m

≥ Mu (= 336.075 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.215]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 241.528 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	312.9	241.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02010

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2347.201 \text{ mm}^2$$

- 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [안전률 = 1.727]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00751

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (540.00 - a/2) = 527.371 kN.m

≥ Mu (= 312.880 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.686]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 241.358 kN) , 전단보강 불필요.

③ C(T=620 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	421.0	275.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 ㎜, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02010

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3196.810 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.268]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00751

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 ㎜

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (540.00 - a/2) = 527.371 kN.m

≥ Mu (= 421.039 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.253]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 275.005 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 197.691 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]

= 128.779 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x3096.800)]

= 132.860 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 128.78) - 2.5 x 69.00 = 439.01 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 128.78) = 489.21 mm

Sa는 작은 값인 439.01 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 439.01 mm) ∴ O.K

② B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 184.047 x 1000000 / [4053.600 x (540.000 - 148.967/3)]

= 92.595 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x4053.600)]

= 148.967 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 92.59) - 2.5 x 67.50 = 681.73 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 92.59) = 680.38 mm

Sa는 작은 값인 680.38 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 680.38 mm) ∴ O.K

③ C(T=620 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 247.670 x 1000000 / [4053.600 x (540.000 - 148.967/3)]

= 124.604 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x4053.600)]

= 148.967 ㎜

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 124.60) - 2.5 x 67.50 = 463.25 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 124.60) = 505.60 ㎜

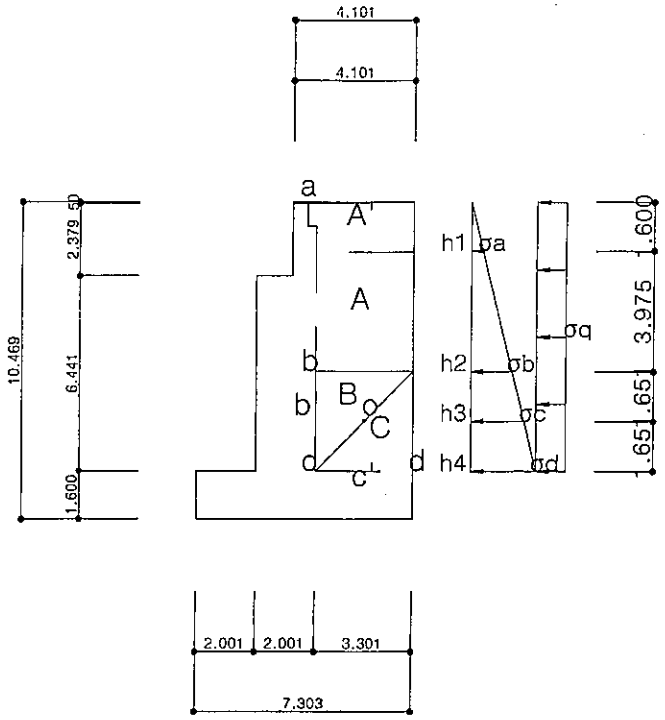
Sa는 작은 값인 463.25 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 463.25 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정



U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 − sinΦ = 1 − sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델

13	2	27	26	10	4	10	1	28	7
14	15	6	25	20	21	11	12	29	30
	22	5	36	35	3	18	31	8	
	23	24	9	34	16	17	32	33	
	180	179	178	177	176	175	174	173	
	172	171	170	169	168	167	166	165	
	164	163	162	161	160	159	158	157	
	156	155	154	153	152	151	150	149	
	148	147	146	145	144	143	142	141	
	140	139	138	137	136	135	134	133	
	132	131	130	129	128	127	126	125	
	124	123	122	121	120	119	118	117	
	116	115	114	113	112	111	110	109	
	108	107	106	105	104	103	102	101	
	100	99	98	97	96	95	94	93	
	92	91	90	89	88	87	86	85	
	84	83	82	81	80	79	78	77	
	76	75	74	73	72	71	70	69	
	68	67	66	65	64	63	62	61	
	60	59	58	57	56	55	54	53	
	52	51	50	49	48	47	46	45	
	44	43	42	41	40	39	38	37	

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	287.470	265.789	368.175	181.599
전단력(kN)	0.000	204.844	204.364	243.881	123.488

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	169.100	156.346	216.573	106.823
전단력(kN)	0.000	120.497	120.214	143.459	72.640

(2) 철근량 검토

① A(T=550 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	550.0	470.0	80.0	287.5	204.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (470.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02332

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2496.049 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.241]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00659

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (470.00 - a/2) = 353.170 kN.m

≥ Mu (= 287.470 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.229]

* 전단에 대한 검토 (d = 470.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 470.00 = 307.003 kN

≥ Vu (= 204.844 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	181.6	123.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2004.592 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.545]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 181.599 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.510]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 123.488 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=550 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	550.0	470.0	80.0	265.8	204.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (470.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2300.471 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.762]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00862

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (470.00 - a/2) = 455.015 kN.m

≥ Mu (= 265.789 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.712]

* 전단에 대한 검토 (d = 470.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 470.00 = 307.003 kN

≥ Vu (= 204.364 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=550 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	550.0	470.0	80.0	368.2	243.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 ㎜, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (470.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3235.762 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.253]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00862

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 ㎜

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (470.00 - a/2) = 455.015 kN.m

≥ Mu (= 368.175 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.236]

* 전단에 대한 검토 (d = 470.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 470.00 = 307.003 kN

≥ Vu (= 243.881 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=550 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 169.100 x 1000000 / [3096.800 x (470.000 - 122.707/3)]
= 127.255 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x470.0/(7x3096.800)]
= 122.707 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.25) - 2.5 x 69.00 = 446.34 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 127.25) = 495.07 mm
Sa는 작은 값인 446.34 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 446.34 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 106.823 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 103.156 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.16) - 2.5 x 69.00 = 590.91 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.16) = 610.73 mm
Sa는 작은 값인 590.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 590.91 mm) ∴ O.K

③ B(T=550 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 156.346 x 1000000 / [4053.600 x (470.000 - 137.389/3)]

= 90.923 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x470.0/(7x4053.600)]

= 137.389 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.92) - 2.5 x 67.50 = 697.37 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 90.92) = 692.90 mm

Sa는 작은 값인 692.90 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 692.90 mm) ∴ O.K

④ C(T=550 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 216.573 x 1000000 / [4053.600 x (470.000 - 137.389/3)]

= 125.948 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x470.0/(7x4053.600)]

= 137.389 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 125.95) - 2.5 x 67.50 = 456.51 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 125.95) = 500.21 mm

Sa는 작은 값인 456.51 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 456.51 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 10.307 = 7.215 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

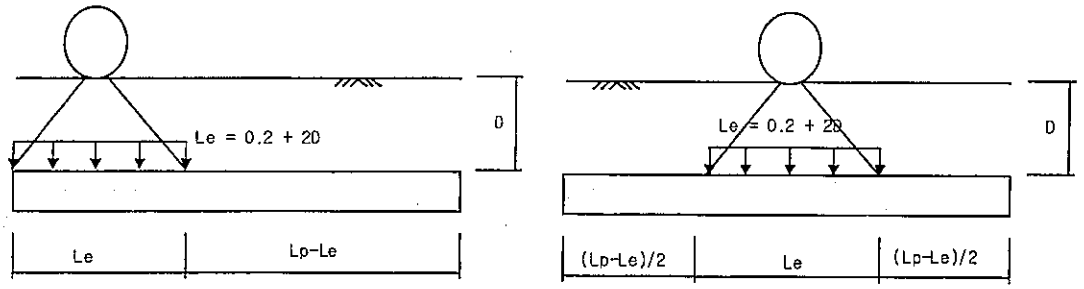
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 7.215 / 2 - 12.500 x 0. = 40.091 kN/m

Md = 12.500 x 7.215^2 / 8 = 81.328 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2 + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2 + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.400) / (2 x 7.215)

= 77.434 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.215/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 147.983 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 40.091 + 2.15 x 77.434

= 218.601 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 81.328 + 2.15 x 147.983

= 423.891 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	423.9	218.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01144

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3363.286 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.205]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01013

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (400.00 - a/2) = 502.603 kN.m

≥ Mu (= 423.891 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.186]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 218.601 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.215) = 20.48% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3363.3 ㎟

필요 철근량 : 3363.3 x 0.205 = 688.7 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 229.312 x 1000000 / [4053.600 x (400.000 - 124.939/3)]

= 157.860 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x4053.600)]

= 124.939 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.86) - 2.5 x 87.50 = 280.11 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 157.86) = 399.09 mm

Sa는 작은 값인 280.11 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 280.11 mm) ∴ O.K

9.2 접속슬래브 검토(우측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

  Lp = 0.70 x 10.310 = 7.217 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

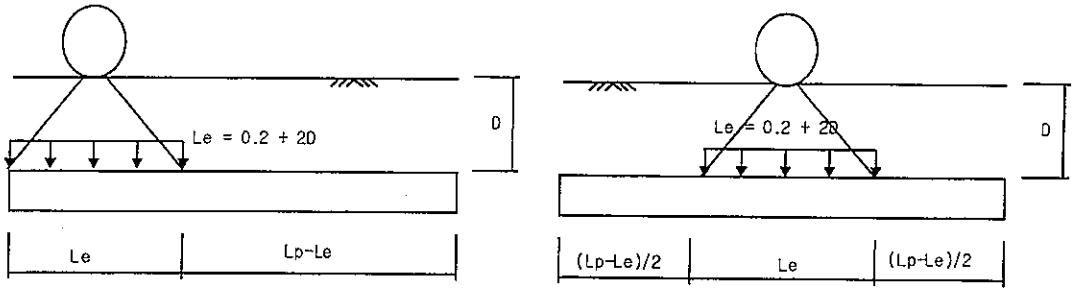
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 7.217 / 2 - 12.500 x 0. = 40.106 kN/m

Md = 12.500 x 7.217² / 8 = 81.383 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.400) / (2 x 7.217)

= 77.436 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.217/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 148.034 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 40.106 + 2.15 x 77.436

= 218.625 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 81.383 + 2.15 x 148.034

= 424.072 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	424.1	218.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01144

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3364.844 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.205]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01013

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (400.00 - a/2) = 502.603 kN.m

≥ Mu (= 424.072 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.185]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 218.625 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.217) = 20.47% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3364.8 ㎟

필요 철근량 : 3364.8 x 0.205 = 688.9 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 229.417 x 1000000 / [4053.600 x (400.000 - 124.939/3)]

= 157.933 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x4053.600)]

= 124.939 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

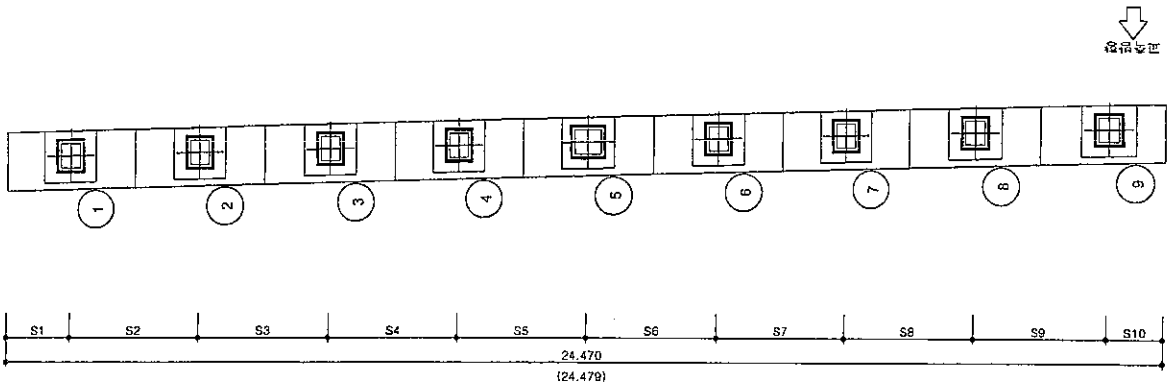
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.93) - 2.5 x 87.50 = 279.88 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 157.93) = 398.90 mm

Sa는 작은 값인 279.88 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.88 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 25.111 = 325.554 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	325.554	500.000	400.000	443.403	O.K
2	325.554	500.000	400.000	443.395	O.K
3	325.554	500.000	400.000	443.388	O.K
4	325.554	500.000	400.000	443.381	O.K
5	325.554	500.000	550.000	442.380	O.K
6	325.554	500.000	400.000	443.365	O.K
7	325.554	500.000	400.000	443.358	O.K
8	325.554	500.000	400.000	443.350	O.K
9	325.554	500.000	400.000	443.343	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 91.5° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 1.52°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 25.111 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 1.52^2)$

= 242.004 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1200 - 50 - 50 = 1100 mm ≥ 242 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1350.000	1091.445	O.K	207.058	145.775	O.K
SHOE 2	1350.000	990.918	O.K	207.058	115.891	O.K
SHOE 3	1350.000	916.464	O.K	207.058	113.901	O.K
SHOE 4	1350.000	871.680	O.K	207.058	117.126	O.K
SHOE 5	1350.000	839.834	O.K	207.058	122.208	O.K
SHOE 6	1350.000	873.660	O.K	207.058	116.838	O.K
SHOE 7	1350.000	906.094	O.K	207.058	113.522	O.K
SHOE 8	1350.000	983.025	O.K	207.058	114.064	O.K
SHOE 9	1350.000	965.449	O.K	207.058	126.656	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1091.445	109.605	109.605	1096.000	1606.150	
2	990.918	87.136	87.136	1096.000	1633.475	
3	916.464	85.640	85.640	1096.000	1633.475	
4	871.680	88.064	88.064	1096.000	1633.500	
5	839.834	91.886	111.150	1246.000	1633.500	
6	873.660	87.848	87.848	1096.000	1633.500	
7	906.094	85.355	85.355	1096.000	1633.500	
8	983.025	85.762	85.762	1096.000	1633.500	
9	965.449	95.230	95.230	1096.000	1520.950	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1896.374	3574.800	O.K	2185.962	3574.800	O.K
2	1639.215	3574.800	O.K	1902.131	3574.800	O.K
3	1549.724	3574.800	O.K	1792.886	3574.800	O.K
4	1518.058	3574.800	O.K	1749.337	3574.800	O.K
5	1509.523	3574.800	O.K	1860.779	3574.800	O.K
6	1518.728	3574.800	O.K	1750.533	3574.800	O.K
7	1536.748	3574.800	O.K	1777.158	3574.800	O.K
8	1621.626	3574.800	O.K	1882.448	3574.800	O.K
9	1665.974	3574.800	O.K	1922.132	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	730.702	7149.600	O.K	730.702	7149.600	O.K
2	580.907	7149.600	O.K	580.907	7149.600	O.K
3	570.934	7149.600	O.K	570.934	7149.600	O.K
4	587.097	7149.600	O.K	587.097	7149.600	O.K
5	612.574	7546.800	O.K	741.000	7546.800	O.K
6	585.653	7149.600	O.K	585.653	7149.600	O.K
7	569.032	7149.600	O.K	569.032	7149.600	O.K
8	571.748	7149.600	O.K	571.748	7149.600	O.K
9	634.867	7149.600	O.K	634.867	7149.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1091.445 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 25.1$

$= 0.006278$ m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

$= 1917.200 \times 0.006278$

$= 12.036$ kN/m

Hx1 = 12.036 / 1.15 = 10.466 kN

Hx2 = 145.775 / 1.33 = 109.605 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 109.605 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 145.775 / 1.33 = 109.605 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 109.605 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 500.000 mm b1y = 400.000 mm

b2x = 696.000 mm b2y = 1320.300 mm

bcx = 2 x b2x = 1392.000 mm < 5 x b1x = 2500.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2640.600 mm > 5 x b1y = 2000.000 mm

$Asx1 = 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 500.000/1392.000) \times 1091.445 \times 10^3 / 150.000$

$= 1165.672$ mm²

$Asy1 = 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 400.000/2000.000) \times 1091.445 \times 10^3 / 150.000$

$= 1455.260$ mm²

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 109.605 x 10^3 / 150.000

= 730.702 ㎟

Asy2 = Hy/fsa

= 109.605 x 10^3 / 150.000

= 730.702 ㎟

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 500.000 + 1320.300 = 1820.300 ㎜

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 696.000 ㎜가 Bxo/2 = 910.150 ㎜보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 696.000 + (500.000+1320.300)/2 = 1606.150 ㎜

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 400.000 + 696.000 = 1096.000 ㎜

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1455.260 + 730.702 = 2185.962 ㎟

Bxo = 1606.150 ㎜ 범위내에서 D16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1165.672 + 730.702 = 1896.374 ㎟

Byo = 1096.000 ㎜ 범위내에서 D16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 ㎟ ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 109.605 x 10^3 / 150.000 = 730.702 ㎟

사용철근 : D16 - 18 EA + D16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 18 = 7149.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 109.605 x 10^3 / 150.000 = 730.702 ㎟

사용철근 : D16 - 18 EA + D16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 18 = 7149.600 ㎟ ∴ O.K

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	9.300

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 $E = 205000.0$ MPa

말뚝의 단면2차모멘트 $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736\ m^4$

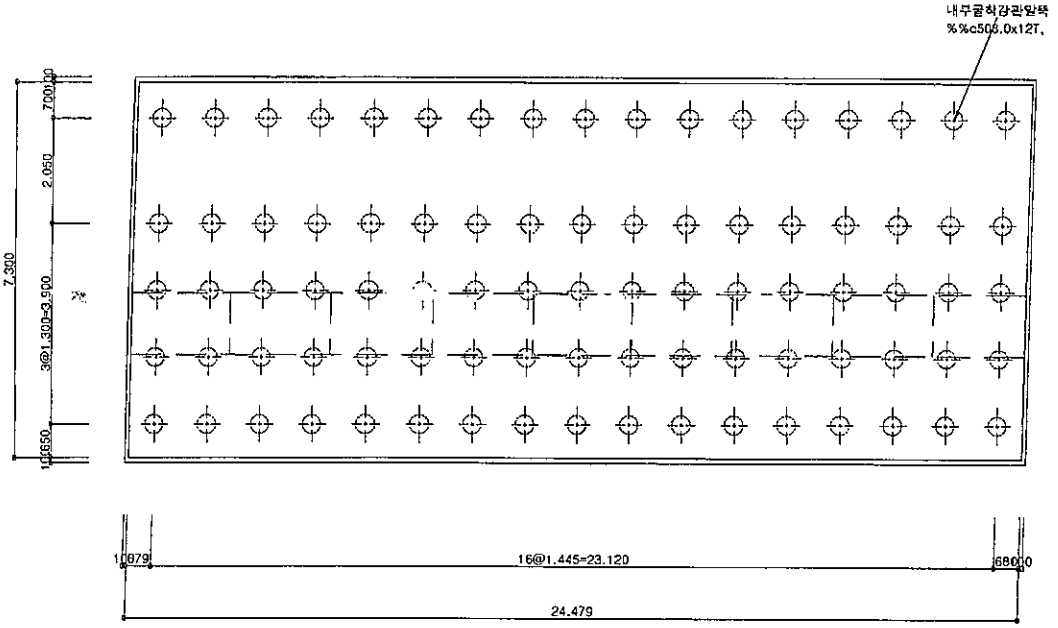
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 22$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 30$

말뚝 선단의 근입깊이 $Df = 1.0$ m

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0$ m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN m)	비 고
사용하중	COMBO 1	34364.771	9585.267	1993.157	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	33483.527	8820.322	-569.220	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)
	COMBO 3	33483.527	12798.086	37668.968	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	41561.034	9693.586	8062.841	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 5	38184.817	8928.642	3742.112	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)
	COMBO 6	38184.817	13666.895	49182.044	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)
계수하중	COMBO 1	47672.346	16294.953	10011.193	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	45777.671	14994.548	6500.429	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	33483.527	12798.086	37668.968	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	59148.215	16435.769	19459.763	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)
	COMBO 5	51889.348	15135.363	12142.107	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)
	COMBO 6	38184.817	13666.895	49182.044	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.770

Kv = a x Ap x Ep / L = 263373.583 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 22 = 22000 kN/m²

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	2.417	22588.99
2.417	2.799	12548.69
2.799	2.838	11875.83
2.838	2.842	11814.64
2.842	2.842	11808.91
2.842	2.842	11808.38
2.842	2.842	11808.33

Kh = 11808.32 kN/m³

β = 0.352 m-1

βL = 0.352 x 9.3000 = 3.272 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	2.032	45177.98
2.032	2.316	26782.43
2.316	2.345	25501.25
2.345	2.347	25384.33
2.347	2.348	25373.39
2.348	2.348	25372.37
2.348	2.348	25372.27

Kh = 25372.26 kN/m³

β = 0.426 m-1

βL = 0.426 x 9.3000 = 3.962 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16915.007	30019.293	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	24037.851	35235.558	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	24037.851	35235.558	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	68320.191	82716.439	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1437775.6	2551639.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-2043217.3	-2995022.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	22386754.6	22386754.6
Aya,Aay	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	100950923.3	102174604.3
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0068931	0.0015350	0.0001593	COMBO 1	0.0118142	0.0021295	0.0003383
COMBO 2	0.0063081	0.0014957	0.0001220	COMBO 2	0.0108321	0.0020449	0.0002836
COMBO 3	0.0056425	0.0014957	0.0005341	COMBO 3	0.0056425	0.0014957	0.0005341
COMBO 4	0.0070586	0.0018565	0.0002227	COMBO 4	0.0120520	0.0026421	0.0004367
COMBO 5	0.0064482	0.0017057	0.0001676	COMBO 5	0.0110147	0.0023179	0.0003432
COMBO 6	0.0061321	0.0017057	0.0006611	COMBO 6	0.0061321	0.0017057	0.0006611

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.059 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0068931	0.0019730	0.0001593	519.638	112.768	-154.814
	2	0.0068931	0.0017660	0.0001593	465.110	112.768	-154.814
	3	0.0068931	0.0015589	0.0001593	410.583	112.768	-154.814
	4	0.0068931	0.0013519	0.0001593	356.056	112.768	-154.814
	5	0.0068931	0.0010254	0.0001593	270.070	112.768	-154.814
COMBO 2	1	0.0063081	0.0018313	0.0001220	482.312	103.768	-143.296
	2	0.0063081	0.0016726	0.0001220	440.528	103.768	-143.296
	3	0.0063081	0.0015140	0.0001220	398.745	103.768	-143.296
	4	0.0063081	0.0013553	0.0001220	356.962	103.768	-143.296
	5	0.0063081	0.0011052	0.0001220	291.072	103.768	-143.296
COMBO 3	1	0.0056425	0.0029644	0.0005341	780.739	150.566	-154.640
	2	0.0056425	0.0022701	0.0005341	597.881	150.566	-154.640
	3	0.0056425	0.0015758	0.0005341	415.023	150.566	-154.640
	4	0.0056425	0.0008815	0.0005341	232.165	150.566	-154.640
	5	0.0056425	-0.0002133	0.0005341	-56.188	150.566	-154.640
COMBO 4	1	0.0070586	0.0024690	0.0002227	650.274	114.042	-154.456
	2	0.0070586	0.0021795	0.0002227	574.013	114.042	-154.456
	3	0.0070586	0.0018899	0.0002227	497.753	114.042	-154.456
	4	0.0070586	0.0016004	0.0002227	421.492	114.042	-154.456
	5	0.0070586	0.0011438	0.0002227	301.235	114.042	-154.456
COMBO 5	1	0.0064482	0.0021665	0.0001676	570.606	105.043	-143.551
	2	0.0064482	0.0019487	0.0001676	513.230	105.043	-143.551
	3	0.0064482	0.0017308	0.0001676	455.853	105.043	-143.551
	4	0.0064482	0.0015130	0.0001676	398.477	105.043	-143.551
	5	0.0064482	0.0011694	0.0001676	307.999	105.043	-143.551
COMBO 6	1	0.0061321	0.0035237	0.0006611	928.054	160.787	-161.384
	2	0.0061321	0.0026643	0.0006611	701.702	160.787	-161.384
	3	0.0061321	0.0018049	0.0006611	475.351	160.787	-161.384
	4	0.0061321	0.0009454	0.0006611	248.999	160.787	-161.384
	5	0.0061321	-0.0004098	0.0006611	-107.940	160.787	-161.384

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0118142	0.0030598	0.0003383	805.863	191.705	-260.876
	2	0.0118142	0.0026200	0.0003383	690.039	191.705	-260.876
	3	0.0118142	0.0021802	0.0003383	574.215	191.705	-260.876
	4	0.0118142	0.0017405	0.0003383	458.392	191.705	-260.876
	5	0.0118142	0.0010470	0.0003383	275.746	191.705	-260.876
COMBO 2	1	0.0108321	0.0028248	0.0002836	743.987	176.406	-241.002
	2	0.0108321	0.0024561	0.0002836	646.877	176.406	-241.002
	3	0.0108321	0.0020874	0.0002836	549.766	176.406	-241.002
	4	0.0108321	0.0017187	0.0002836	452.655	176.406	-241.002
	5	0.0108321	0.0011372	0.0002836	299.519	176.406	-241.002
COMBO 3	1	0.0056425	0.0029644	0.0005341	780.739	150.566	-154.640
	2	0.0056425	0.0022701	0.0005341	597.881	150.566	-154.640
	3	0.0056425	0.0015758	0.0005341	415.023	150.566	-154.640
	4	0.0056425	0.0008815	0.0005341	232.165	150.566	-154.640
	5	0.0056425	-0.0002133	0.0005341	-56.188	150.566	-154.640
COMBO 4	1	0.0120520	0.0038430	0.0004367	1012.148	193.362	-259.868
	2	0.0120520	0.0032753	0.0004367	862.631	193.362	-259.868
	3	0.0120520	0.0027076	0.0004367	713.113	193.362	-259.868
	4	0.0120520	0.0021399	0.0004367	563.596	193.362	-259.868
	5	0.0120520	0.0012447	0.0004367	327.819	193.362	-259.868
COMBO 5	1	0.0110147	0.0032617	0.0003432	859.043	178.063	-241.321
	2	0.0110147	0.0028155	0.0003432	741.532	178.063	-241.321
	3	0.0110147	0.0023693	0.0003432	624.022	178.063	-241.321
	4	0.0110147	0.0019232	0.0003432	506.511	178.063	-241.321
	5	0.0110147	0.0012196	0.0003432	321.206	178.063	-241.321
COMBO 6	1	0.0061321	0.0035237	0.0006611	928.054	160.787	-161.384
	2	0.0061321	0.0026643	0.0006611	701.702	160.787	-161.384
	3	0.0061321	0.0018049	0.0006611	475.351	160.787	-161.384
	4	0.0061321	0.0009454	0.0006611	248.999	160.787	-161.384
	5	0.0061321	-0.0004098	0.0006611	-107.940	160.787	-161.384

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.750	0	519.638	112.768	-154.814	17
	2	1.450	0	465.110	112.768	-154.814	17
	3	0.150	0	410.583	112.768	-154.814	17
	4	-1.150	0	356.056	112.768	-154.814	17
	5	-3.200	0	270.070	112.768	-154.814	17
	계			34364.771	9585.267	1993.157	85
COMBO 2	1	2.750	0	482.312	103.768	-143.296	17
	2	1.450	0	440.528	103.768	-143.296	17
	3	0.150	0	398.745	103.768	-143.296	17
	4	-1.150	0	356.962	103.768	-143.296	17
	5	-3.200	0	291.072	103.768	-143.296	17
	계			33483.527	8820.322	-569.220	85
COMBO 3	1	2.750	0	780.739	150.566	-154.640	17
	2	1.450	0	597.881	150.566	-154.640	17
	3	0.150	0	415.023	150.566	-154.640	17
	4	-1.150	0	232.165	150.566	-154.640	17
	5	-3.200	0	-56.188	150.566	-154.640	17
	계			33483.527	12798.086	37668.968	85
COMBO 4	1	2.750	0	650.274	114.042	-154.456	17
	2	1.450	0	574.013	114.042	-154.456	17
	3	0.150	0	497.753	114.042	-154.456	17
	4	-1.150	0	421.492	114.042	-154.456	17
	5	-3.200	0	301.235	114.042	-154.456	17
	계			41561.034	9693.586	8062.841	85
COMBO 5	1	2.750	0	570.606	105.043	-143.551	17
	2	1.450	0	513.230	105.043	-143.551	17
	3	0.150	0	455.853	105.043	-143.551	17
	4	-1.150	0	398.477	105.043	-143.551	17
	5	-3.200	0	307.999	105.043	-143.551	17
	계			38184.817	8928.642	3742.112	85
COMBO 6	1	2.750	0	928.054	160.787	-161.384	17
	2	1.450	0	701.702	160.787	-161.384	17
	3	0.150	0	475.351	160.787	-161.384	17
	4	-1.150	0	248.999	160.787	-161.384	17
	5	-3.200	0	-107.940	160.787	-161.384	17
	계			38184.817	13666.895	49182.044	85

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.750	0	805.863	191.705	-260.876	17
	2	1.450	0	690.039	191.705	-260.876	17
	3	0.150	0	574.215	191.705	-260.876	17
	4	-1.150	0	458.392	191.705	-260.876	17
	5	-3.200	0	275.746	191.705	-260.876	17
	계			47672.346	16294.953	10011.193	85
COMBO 2	1	2.750	0	743.987	176.406	-241.002	17
	2	1.450	0	646.877	176.406	-241.002	17
	3	0.150	0	549.766	176.406	-241.002	17
	4	-1.150	0	452.655	176.406	-241.002	17
	5	-3.200	0	299.519	176.406	-241.002	17
	계			45777.671	14994.548	6500.429	85
COMBO 3	1	2.750	0	780.739	150.566	-154.640	17
	2	1.450	0	597.881	150.566	-154.640	17
	3	0.150	0	415.023	150.566	-154.640	17
	4	-1.150	0	232.165	150.566	-154.640	17
	5	-3.200	0	-56.188	150.566	-154.640	17
	계			33483.527	12798.086	37668.968	85
COMBO 4	1	2.750	0	1012.148	193.362	-259.868	17
	2	1.450	0	862.631	193.362	-259.868	17
	3	0.150	0	713.113	193.362	-259.868	17
	4	-1.150	0	563.596	193.362	-259.868	17
	5	-3.200	0	327.819	193.362	-259.868	17
	계			59148.215	16435.769	19459.763	85
COMBO 5	1	2.750	0	859.043	178.063	-241.321	17
	2	1.450	0	741.532	178.063	-241.321	17
	3	0.150	0	624.022	178.063	-241.321	17
	4	-1.150	0	506.511	178.063	-241.321	17
	5	-3.200	0	321.206	178.063	-241.321	17
	계			51889.348	15135.363	12142.107	85
COMBO 6	1	2.750	0	928.054	160.787	-161.384	17
	2	1.450	0	701.702	160.787	-161.384	17
	3	0.150	0	475.351	160.787	-161.384	17
	4	-1.150	0	248.999	160.787	-161.384	17
	5	-3.200	0	-107.940	160.787	-161.384	17
	계			38184.817	13666.895	49182.044	85

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

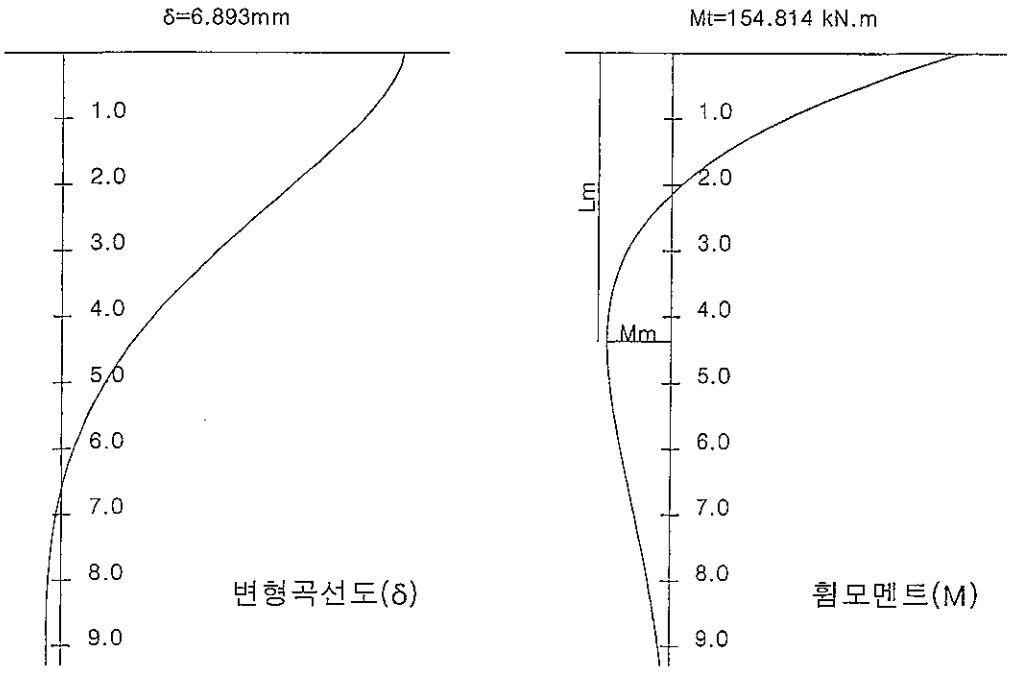
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -34.483 kN.m, 4.368 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.893 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.893 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	154.814	-112.768	6.893	
0.620	92.691	-87.852	6.531	
1.240	45.441	-65.023	5.798	
1.860	11.419	-45.290	4.880	
2.480	-11.448	-29.068	3.913	
3.100	-25.353	-16.358	2.989	
3.720	-32.402	-6.890	2.163	
4.340	-34.480	-0.242	1.463	
4.960	-33.184	4.074	0.899	
5.580	-29.808	6.552	0.465	
6.200	-25.344	7.653	0.149	
6.820	-20.519	7.779	-0.066	
7.440	-15.830	7.265	-0.200	
8.060	-11.588	6.377	-0.272	
8.680	-7.959	5.315	-0.297	
9.300	-5.004	4.222	-0.291	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

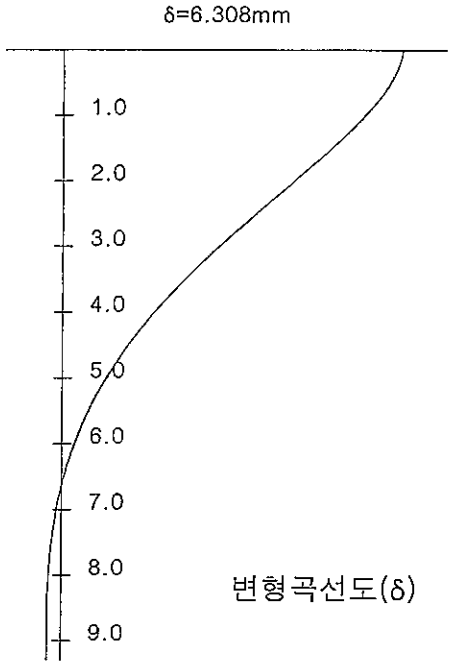
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

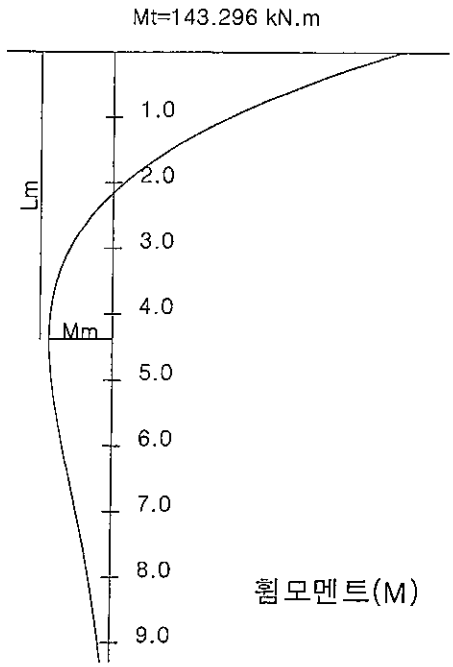
- 최대모멘트 및 깊이 : -31.546 kN.m, 4.384 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.308 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.308 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	143.296	-103.768	6.308	
0.620	86.097	-80.943	5.989	
1.240	42.534	-59.995	5.324	
1.860	11.118	-41.862	4.487	
2.480	-10.041	-26.937	3.603	
3.100	-22.951	-15.228	2.755	
3.720	-29.540	-6.494	1.997	
4.340	-31.539	-0.350	1.353	
4.960	-30.418	3.648	0.834	
5.580	-27.365	5.953	0.435	
6.200	-23.298	6.988	0.143	
6.820	-18.886	7.122	-0.056	
7.440	-14.589	6.664	-0.181	
8.060	-10.695	5.857	-0.248	
8.680	-7.359	4.888	-0.272	
9.300	-4.640	3.888	-0.267	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

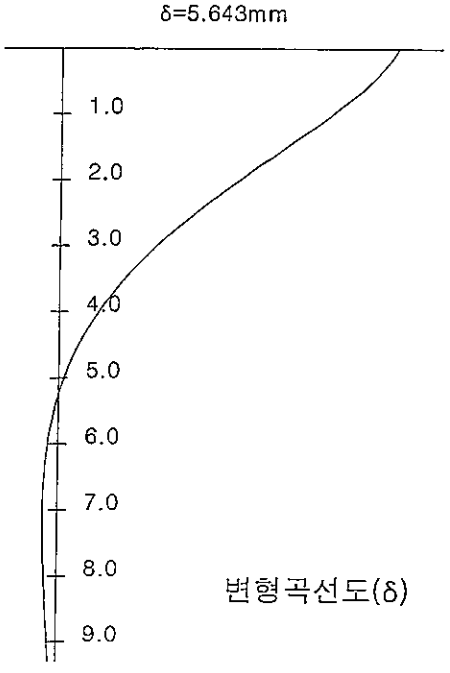
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

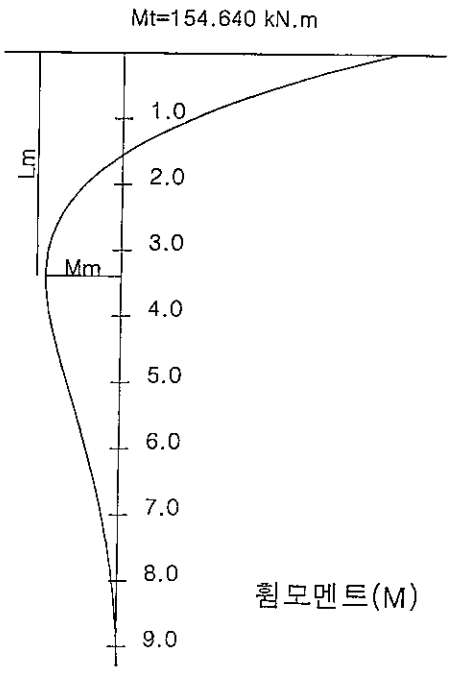
- 최대모멘트 및 깊이 : -41.926 kN.m, 3.396 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.643 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.643 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	154.640	-150.566	5.643	
0.620	74.775	-107.837	5.062	
1.240	19.672	-71.089	4.178	
1.860	-14.927	-41.805	3.209	
2.480	-33.730	-20.059	2.294	
3.100	-41.204	-5.088	1.508	
3.720	-41.197	4.285	0.884	
4.340	-36.779	9.353	0.421	
4.960	-30.234	11.339	0.103	
5.580	-23.136	11.296	-0.096	
6.200	-16.472	10.060	-0.203	
6.820	-10.778	8.254	-0.244	
7.440	-6.266	6.304	-0.242	
8.060	-2.934	4.480	-0.215	
8.680	-0.655	2.924	-0.176	
9.300	0.759	1.693	-0.134	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

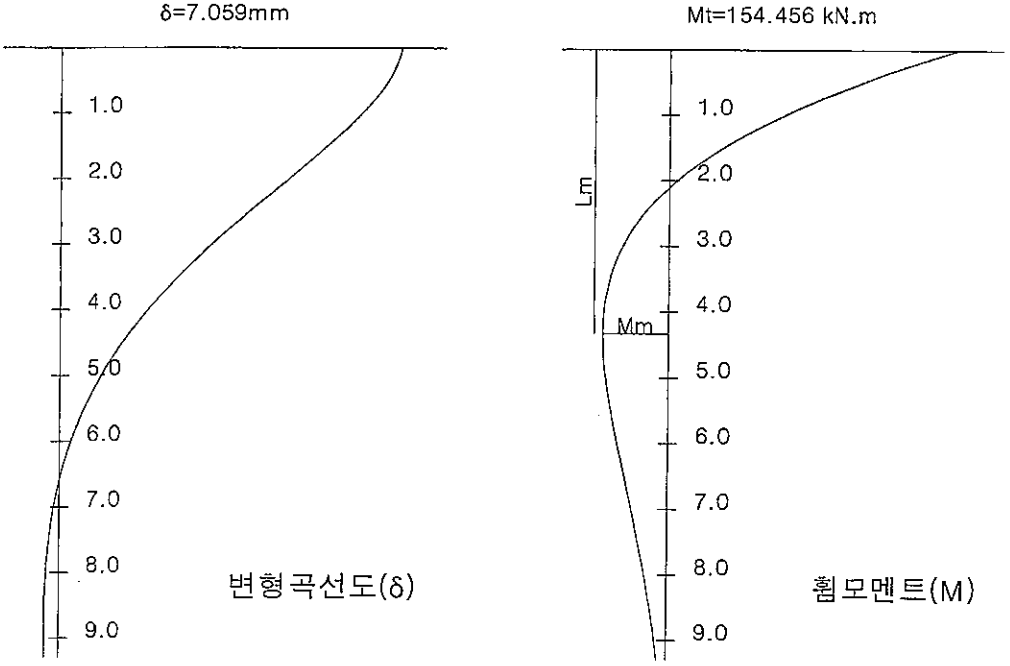
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.347 kN.m, 4.331 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.059 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.059 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	154.456	-114.042	7.059	
0.620	91.718	-88.587	6.659	
1.240	44.144	-65.353	5.891	
1.860	10.013	-45.333	4.944	
2.480	-12.817	-28.922	3.953	
3.100	-26.595	-16.101	3.010	
3.720	-33.466	-6.581	2.170	
4.340	-35.347	0.077	1.461	
4.960	-33.858	4.375	0.891	
5.580	-30.305	6.819	0.454	
6.200	-25.689	7.876	0.137	
6.820	-20.739	7.957	-0.078	
7.440	-15.953	7.401	-0.211	
8.060	-11.638	6.475	-0.281	
8.680	-7.958	5.381	-0.305	
9.300	-4.970	4.262	-0.297	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

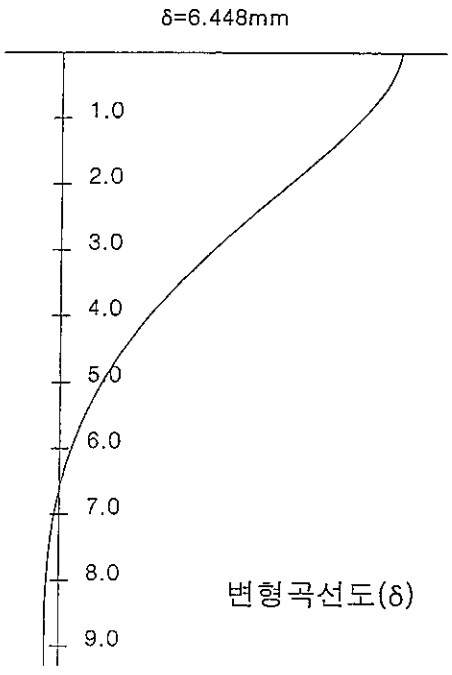
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

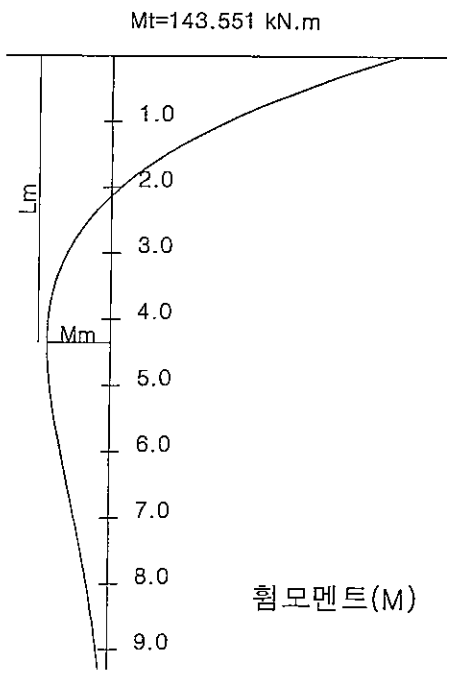
- 최대모멘트 및 깊이 : -32.268 kN.m, 4.356 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.448 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.448 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	143.551	-105.043	6.448	
0.620	85.712	-81.753	6.101	
1.240	41.763	-60.442	5.409	
1.860	10.158	-42.041	4.548	
2.480	-11.050	-26.929	3.644	
3.100	-23.914	-15.100	2.780	
3.720	-30.400	-6.297	2.009	
4.340	-32.267	-0.125	1.357	
4.960	-31.004	3.874	0.832	
5.580	-27.816	6.163	0.428	
6.200	-23.626	7.171	0.135	
6.820	-19.110	7.274	-0.065	
7.440	-14.728	6.784	-0.189	
8.060	-10.769	5.948	-0.255	
8.680	-7.385	4.953	-0.278	
9.300	-4.633	3.930	-0.272	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

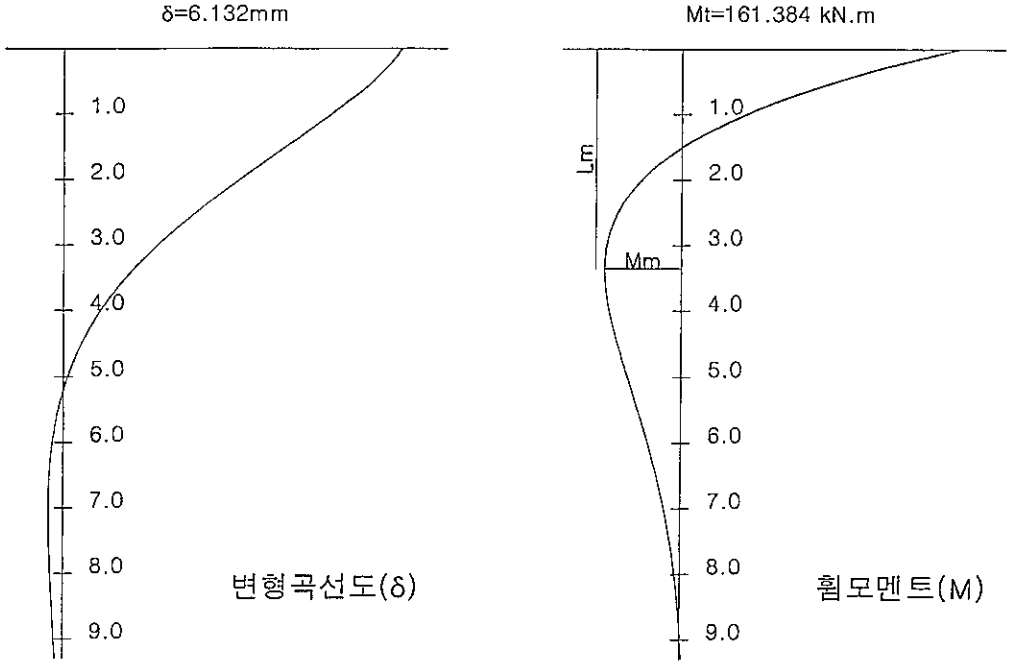
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.776 kN.m, 3.350 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.132 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.132 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	161.384	-160.787	6.132	
0.620	76.316	-114.516	5.464	
1.240	17.980	-74.965	4.484	
1.860	-18.345	-43.612	3.426	
2.480	-37.798	-20.453	2.435	
3.100	-45.220	-4.606	1.590	
3.720	-44.752	5.232	0.922	
4.340	-39.682	10.472	0.428	
4.960	-32.442	12.440	0.092	
5.580	-24.697	12.268	-0.116	
6.200	-17.484	10.853	-0.227	
6.820	-11.358	8.855	-0.268	
7.440	-6.529	6.729	-0.263	
8.060	-2.982	4.754	-0.232	
8.680	-0.572	3.080	-0.189	
9.300	0.911	1.763	-0.143	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+은도하중(1+3+5+7)

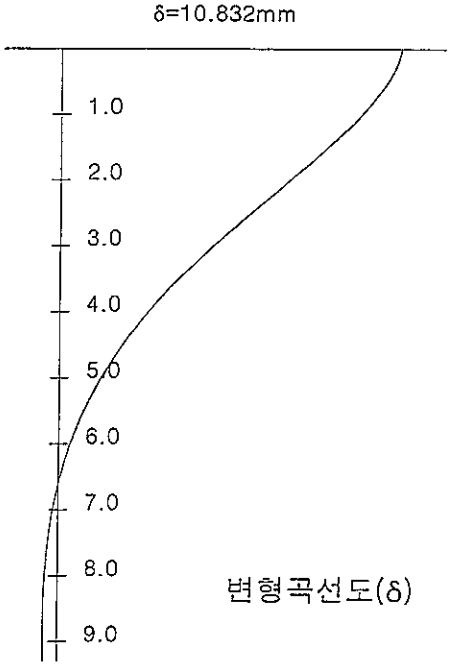
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

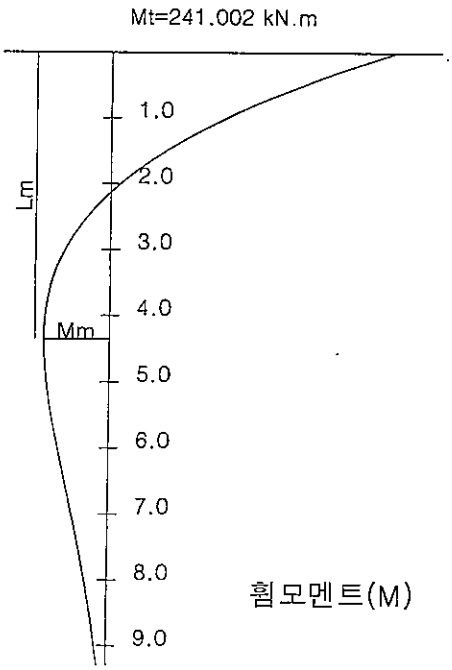
- 최대모멘트 및 깊이 : -54.206 kN.m, 4.355 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.832 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.832 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	241.002	-176.406	10.832	
0.620	143.870	-137.285	10.247	
1.240	70.072	-101.491	9.085	
1.860	17.004	-70.586	7.639	
2.480	-18.602	-45.207	6.119	
3.100	-40.195	-25.342	4.669	
3.720	-51.078	-10.561	3.374	
4.340	-54.205	-0.198	2.278	
4.960	-52.078	6.516	1.396	
5.580	-46.719	10.357	0.719	
6.200	-39.679	12.048	0.226	
6.820	-32.092	12.219	-0.110	
7.440	-24.732	11.395	-0.318	
8.060	-18.082	9.990	-0.429	
8.680	-12.399	8.317	-0.468	
9.300	-7.777	6.600	-0.457	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

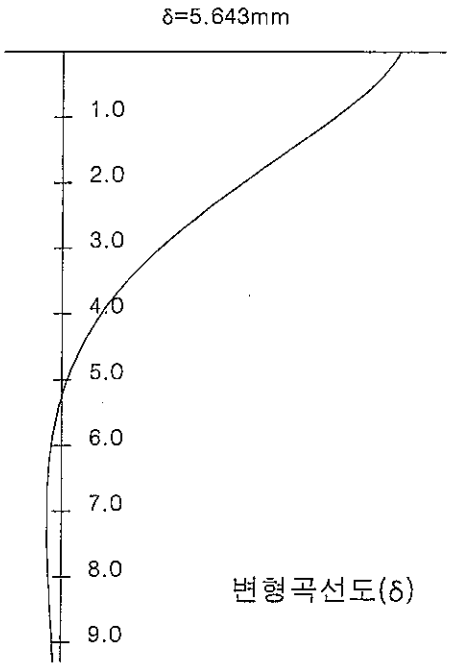
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

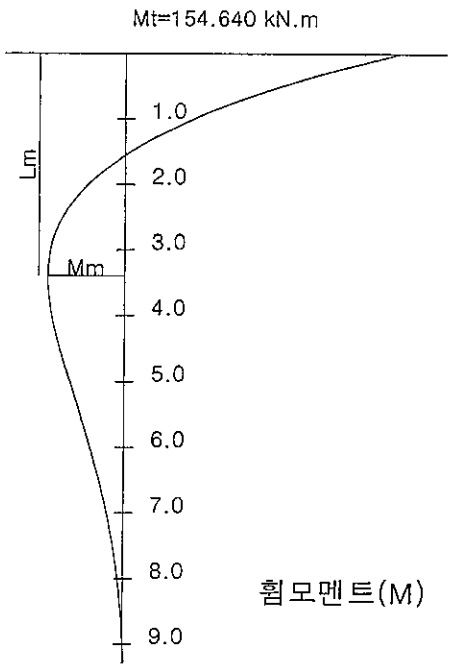
- 최대모멘트 및 깊이 : -41.926 kN.m, 3.396 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.643 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.643 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	154.640	-150.566	5.643	
0.620	74.775	-107.837	5.062	
1.240	19.672	-71.089	4.178	
1.860	-14.927	-41.805	3.209	
2.480	-33.730	-20.059	2.294	
3.100	-41.204	-5.088	1.508	
3.720	-41.197	4.285	0.884	
4.340	-36.779	9.353	0.421	
4.960	-30.234	11.339	0.103	
5.580	-23.136	11.296	-0.096	
6.200	-16.472	10.060	-0.203	
6.820	-10.778	8.254	-0.244	
7.440	-6.266	6.304	-0.242	
8.060	-2.934	4.480	-0.215	
8.680	-0.655	2.924	-0.176	
9.300	0.759	1.693	-0.134	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

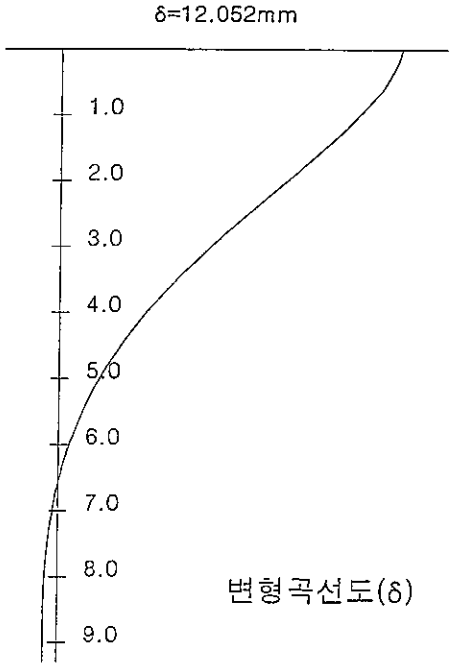
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

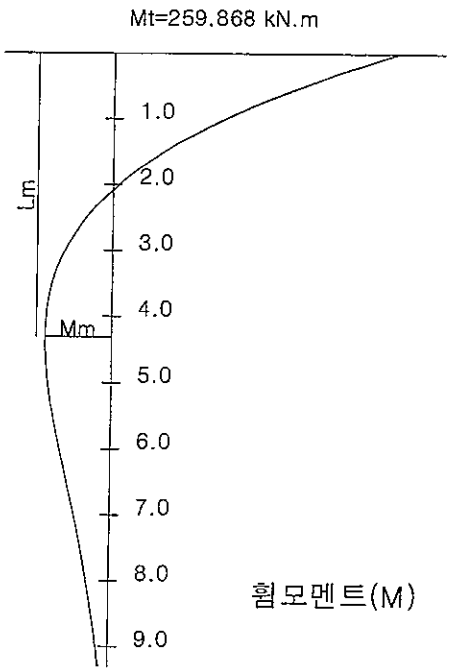
- 최대모멘트 및 깊이 : -60.395 kN.m, 4.310 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.052 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.052 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	259.868	-193.362	12.052	
0.620	153.577	-149.954	11.341	
1.240	73.115	-110.420	10.014	
1.860	15.507	-76.414	8.390	
2.480	-22.920	-48.584	6.698	
3.100	-46.006	-26.877	5.092	
3.720	-57.410	-10.787	3.664	
4.340	-60.388	0.439	2.460	
4.960	-57.693	7.662	1.494	
5.580	-51.536	11.745	0.755	
6.200	-43.612	13.486	0.220	
6.820	-35.153	13.579	-0.143	
7.440	-26.995	12.601	-0.367	
8.060	-19.655	11.004	-0.483	
8.680	-13.407	9.129	-0.522	
9.300	-8.342	7.219	-0.507	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

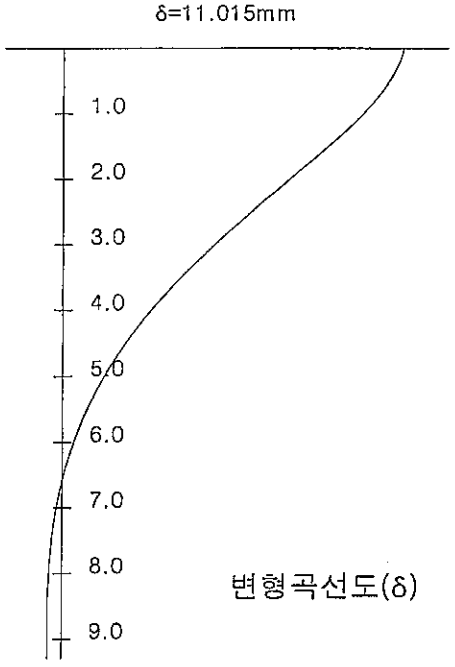
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

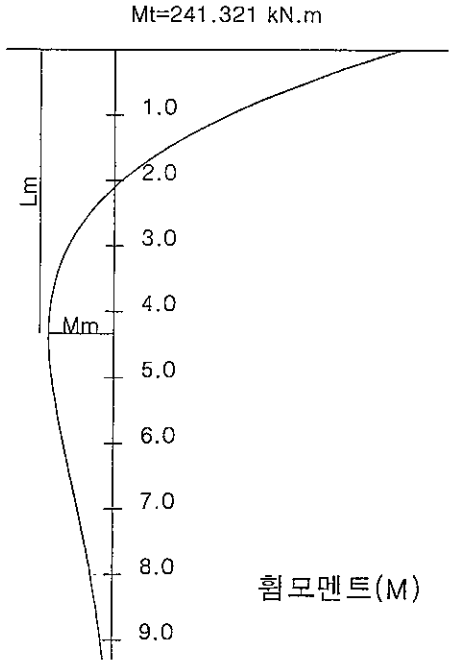
- 최대모멘트 및 깊이 : -55.155 kN.m, 4.333 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.015 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.015 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	241.321	-178.063	11.015	
0.620	143.357	-138.336	10.393	
1.240	69.060	-102.070	9.196	
1.860	15.747	-70.816	7.718	
2.480	-19.921	-45.194	6.172	
3.100	-41.454	-25.172	4.701	
3.720	-52.201	-10.304	3.390	
4.340	-55.154	0.097	2.283	
4.960	-52.843	6.812	1.393	
5.580	-47.305	10.632	0.711	
6.200	-40.106	12.288	0.216	
6.820	-32.383	12.418	-0.121	
7.440	-24.913	11.552	-0.329	
8.060	-18.177	10.108	-0.439	
8.680	-12.432	8.401	-0.476	
9.300	-7.767	6.655	-0.464	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

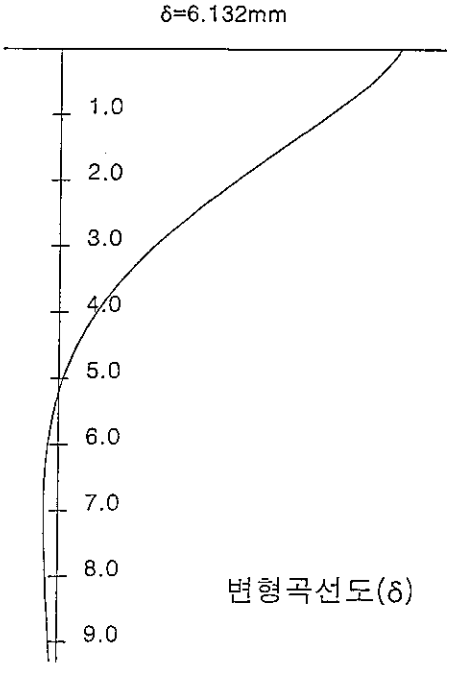
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

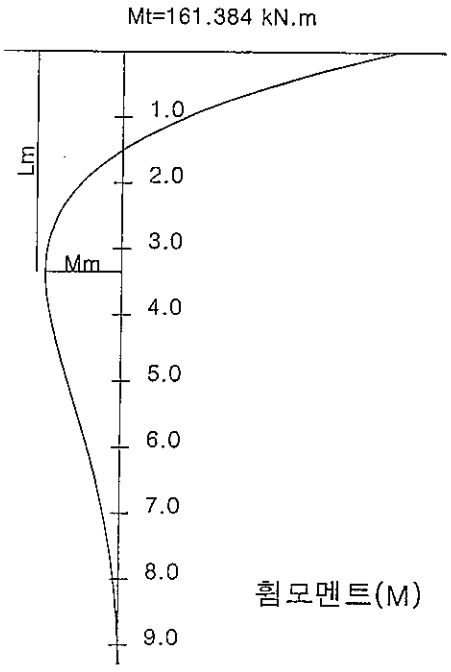
- 최대모멘트 및 깊이 : -45.776 kN.m, 3.350 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.132 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.132 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	161.384	-160.787	6.132	
0.620	76.316	-114.516	5.464	
1.240	17.980	-74.965	4.484	
1.860	-18.345	-43.612	3.426	
2.480	-37.798	-20.453	2.435	
3.100	-45.220	-4.606	1.590	
3.720	-44.752	5.232	0.922	
4.340	-39.682	10.472	0.428	
4.960	-32.442	12.440	0.092	
5.580	-24.697	12.268	-0.116	
6.200	-17.484	10.853	-0.227	
6.820	-11.358	8.855	-0.268	
7.440	-6.529	6.729	-0.263	
8.060	-2.982	4.754	-0.232	
8.680	-0.572	3.080	-0.189	
9.300	0.911	1.763	-0.143	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8457.504	15009.646	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	718887.8	1275820.0
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	22386754.6	22386754.6
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	95143707.0	95143707.0
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0133335	0.0015350	0.0000209	COMBO 1	0.0226669	0.0021295	0.0001052
COMBO 2	0.0122694	0.0014957	-0.0000060	COMBO 2	0.0208580	0.0020449	0.0000683
COMBO 3	0.0100313	0.0014957	0.0003959	COMBO 3	0.0100313	0.0014957	0.0003959
COMBO 4	0.0134841	0.0018565	0.0000847	COMBO 4	0.0228628	0.0026421	0.0002045
COMBO 5	0.0124201	0.0017057	0.0000393	COMBO 5	0.0210539	0.0023179	0.0001276
COMBO 6	0.0107122	0.0017057	0.0005169	COMBO 6	0.0107122	0.0017057	0.0005169

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 13.484 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0133335	0.0015927	0.0000209	419.464	112.768	0.000
	2	0.0133335	0.0015654	0.0000209	412.292	112.768	0.000
	3	0.0133335	0.0015382	0.0000209	405.119	112.768	0.000
	4	0.0133335	0.0015110	0.0000209	397.946	112.768	0.000
	5	0.0133335	0.0014680	0.0000209	386.636	112.768	0.000
COMBO 2	1	0.0122694	0.0014792	-0.0000060	389.591	103.768	0.000
	2	0.0122694	0.0014870	-0.0000060	391.639	103.768	0.000
	3	0.0122694	0.0014948	-0.0000060	393.687	103.768	0.000
	4	0.0122694	0.0015026	-0.0000060	395.736	103.768	0.000
	5	0.0122694	0.0015148	-0.0000060	398.966	103.768	0.000
COMBO 3	1	0.0100313	0.0025845	0.0003959	680.677	150.566	0.000
	2	0.0100313	0.0020698	0.0003959	545.121	150.566	0.000
	3	0.0100313	0.0015551	0.0003959	409.565	150.566	0.000
	4	0.0100313	0.0010404	0.0003959	274.009	150.566	0.000
	5	0.0100313	0.0002288	0.0003959	60.247	150.566	0.000
COMBO 4	1	0.0134841	0.0020895	0.0000847	550.331	114.042	0.000
	2	0.0134841	0.0019794	0.0000847	521.316	114.042	0.000
	3	0.0134841	0.0018692	0.0000847	492.301	114.042	0.000
	4	0.0134841	0.0017590	0.0000847	463.286	114.042	0.000
	5	0.0134841	0.0015853	0.0000847	417.532	114.042	0.000
COMBO 5	1	0.0124201	0.0018138	0.0000393	477.720	105.043	0.000
	2	0.0124201	0.0017627	0.0000393	464.253	105.043	0.000
	3	0.0124201	0.0017116	0.0000393	450.787	105.043	0.000
	4	0.0124201	0.0016605	0.0000393	437.321	105.043	0.000
	5	0.0124201	0.0015798	0.0000393	416.085	105.043	0.000
COMBO 6	1	0.0107122	0.0031272	0.0005169	823.629	160.787	0.000
	2	0.0107122	0.0024552	0.0005169	646.642	160.787	0.000
	3	0.0107122	0.0017832	0.0005169	469.655	160.787	0.000
	4	0.0107122	0.0011112	0.0005169	292.667	160.787	0.000
	5	0.0107122	0.0000515	0.0005169	13.572	160.787	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0226669	0.0024188	0.0001052	637.061	191.705	0.000
	2	0.0226669	0.0022821	0.0001052	601.034	191.705	0.000
	3	0.0226669	0.0021453	0.0001052	565.008	191.705	0.000
	4	0.0226669	0.0020085	0.0001052	528.982	191.705	0.000
	5	0.0226669	0.0017928	0.0001052	472.171	191.705	0.000
COMBO 2	1	0.0208580	0.0022327	0.0000683	588.045	176.406	0.000
	2	0.0208580	0.0021439	0.0000683	564.653	176.406	0.000
	3	0.0208580	0.0020551	0.0000683	541.260	176.406	0.000
	4	0.0208580	0.0019663	0.0000683	517.867	176.406	0.000
	5	0.0208580	0.0018262	0.0000683	480.979	176.406	0.000
COMBO 3	1	0.0100313	0.0025845	0.0003959	680.677	150.566	0.000
	2	0.0100313	0.0020698	0.0003959	545.121	150.566	0.000
	3	0.0100313	0.0015551	0.0003959	409.565	150.566	0.000
	4	0.0100313	0.0010404	0.0003959	274.009	150.566	0.000
	5	0.0100313	0.0002288	0.0003959	60.247	150.566	0.000
COMBO 4	1	0.0228628	0.0032046	0.0002045	843.998	193.362	0.000
	2	0.0228628	0.0029387	0.0002045	773.970	193.362	0.000
	3	0.0228628	0.0026728	0.0002045	703.942	193.362	0.000
	4	0.0228628	0.0024069	0.0002045	633.913	193.362	0.000
	5	0.0228628	0.0019876	0.0002045	523.484	193.362	0.000
COMBO 5	1	0.0210539	0.0026688	0.0001276	702.894	178.063	0.000
	2	0.0210539	0.0025029	0.0001276	659.199	178.063	0.000
	3	0.0210539	0.0023370	0.0001276	615.505	178.063	0.000
	4	0.0210539	0.0021711	0.0001276	571.810	178.063	0.000
	5	0.0210539	0.0019095	0.0001276	502.907	178.063	0.000
COMBO 6	1	0.0107122	0.0031272	0.0005169	823.629	160.787	0.000
	2	0.0107122	0.0024552	0.0005169	646.642	160.787	0.000
	3	0.0107122	0.0017832	0.0005169	469.655	160.787	0.000
	4	0.0107122	0.0011112	0.0005169	292.667	160.787	0.000
	5	0.0107122	0.0000515	0.0005169	13.572	160.787	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.750	0	419.464	112.768	0.000	17
	2	1.450	0	412.292	112.768	0.000	17
	3	0.150	0	405.119	112.768	0.000	17
	4	-1.150	0	397.946	112.768	0.000	17
	5	-3.200	0	386.636	112.768	0.000	17
	계			34364.771	9585.267	0.000	85
COMBO 2	1	2.750	0	389.591	103.768	0.000	17
	2	1.450	0	391.639	103.768	0.000	17
	3	0.150	0	393.687	103.768	0.000	17
	4	-1.150	0	395.736	103.768	0.000	17
	5	-3.200	0	398.966	103.768	0.000	17
	계			33483.527	8820.322	0.000	85
COMBO 3	1	2.750	0	680.677	150.566	0.000	17
	2	1.450	0	545.121	150.566	0.000	17
	3	0.150	0	409.565	150.566	0.000	17
	4	-1.150	0	274.009	150.566	0.000	17
	5	-3.200	0	60.247	150.566	0.000	17
	계			33483.527	12798.086	0.000	85
COMBO 4	1	2.750	0	550.331	114.042	0.000	17
	2	1.450	0	521.316	114.042	0.000	17
	3	0.150	0	492.301	114.042	0.000	17
	4	-1.150	0	463.286	114.042	0.000	17
	5	-3.200	0	417.532	114.042	0.000	17
	계			41561.034	9693.586	0.000	85
COMBO 5	1	2.750	0	477.720	105.043	0.000	17
	2	1.450	0	464.253	105.043	0.000	17
	3	0.150	0	450.787	105.043	0.000	17
	4	-1.150	0	437.321	105.043	0.000	17
	5	-3.200	0	416.085	105.043	0.000	17
	계			38184.817	8928.642	0.000	85
COMBO 6	1	2.750	0	823.629	160.787	0.000	17
	2	1.450	0	646.642	160.787	0.000	17
	3	0.150	0	469.655	160.787	0.000	17
	4	-1.150	0	292.667	160.787	0.000	17
	5	-3.200	0	13.572	160.787	0.000	17
	계			38184.817	13666.895	0.000	85

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	분수
COMBO 1	1	2.750	0	637.061	191.705	0.000	17
	2	1.450	0	601.034	191.705	0.000	17
	3	0.150	0	565.008	191.705	0.000	17
	4	-1.150	0	528.982	191.705	0.000	17
	5	-3.200	0	472.171	191.705	0.000	17
	계			47672.346	16294.953	0.000	85
COMBO 2	1	2.750	0	588.045	176.406	0.000	17
	2	1.450	0	564.653	176.406	0.000	17
	3	0.150	0	541.260	176.406	0.000	17
	4	-1.150	0	517.867	176.406	0.000	17
	5	-3.200	0	480.979	176.406	0.000	17
	계			45777.671	14994.548	0.000	85
COMBO 3	1	2.750	0	680.677	150.566	0.000	17
	2	1.450	0	545.121	150.566	0.000	17
	3	0.150	0	409.565	150.566	0.000	17
	4	-1.150	0	274.009	150.566	0.000	17
	5	-3.200	0	60.247	150.566	0.000	17
	계			33483.527	12798.086	0.000	85
COMBO 4	1	2.750	0	843.998	193.362	0.000	17
	2	1.450	0	773.970	193.362	0.000	17
	3	0.150	0	703.942	193.362	0.000	17
	4	-1.150	0	633.913	193.362	0.000	17
	5	-3.200	0	523.484	193.362	0.000	17
	계			59148.215	16435.769	0.000	85
COMBO 5	1	2.750	0	702.894	178.063	0.000	17
	2	1.450	0	659.199	178.063	0.000	17
	3	0.150	0	615.505	178.063	0.000	17
	4	-1.150	0	571.810	178.063	0.000	17
	5	-3.200	0	502.907	178.063	0.000	17
	계			51889.348	15135.363	0.000	85
COMBO 6	1	2.750	0	823.629	160.787	0.000	17
	2	1.450	0	646.642	160.787	0.000	17
	3	0.150	0	469.655	160.787	0.000	17
	4	-1.150	0	292.667	160.787	0.000	17
	5	-3.200	0	13.572	160.787	0.000	17
	계			38184.817	13666.895	0.000	85

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

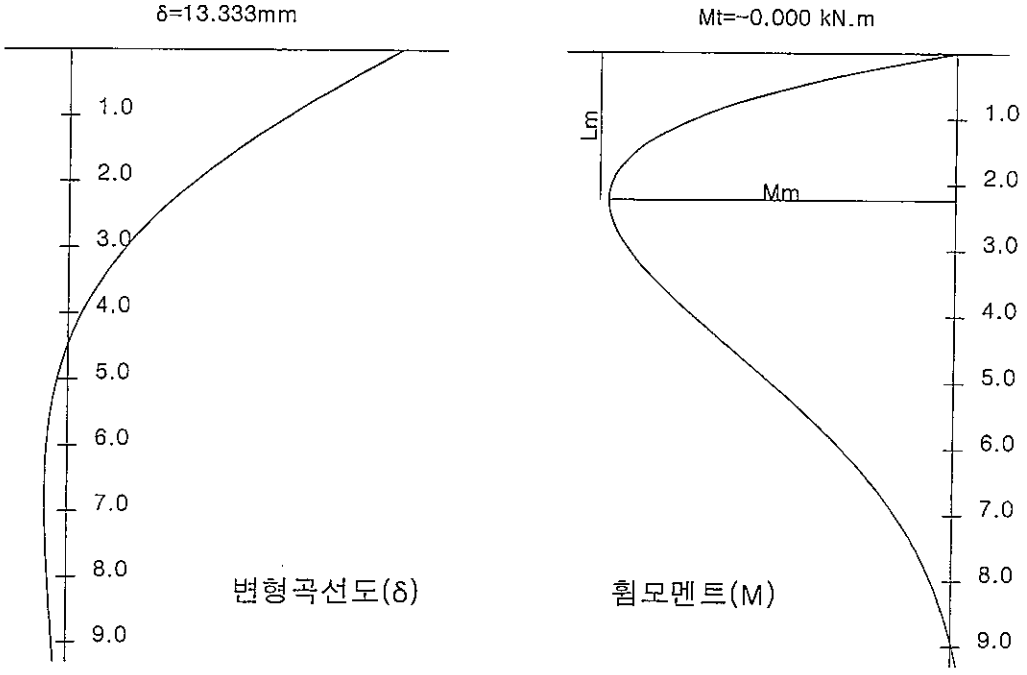
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -103.331 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.333 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.333 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-112.768	13.333	
0.620	-55.769	-68.896	10.466	
1.240	-87.552	-35.264	7.812	
1.860	-101.398	-10.825	5.498	
2.480	-102.590	5.802	3.582	
3.100	-95.511	16.106	2.069	
3.720	-83.626	21.534	0.933	
4.340	-69.544	23.396	0.127	
4.960	-55.119	22.809	-0.404	
5.580	-41.577	20.684	-0.716	
6.200	-29.642	17.728	-0.863	
6.820	-19.658	14.460	-0.892	
7.440	-11.700	11.242	-0.842	
8.060	-5.660	8.301	-0.746	
8.680	-1.323	5.764	-0.627	
9.300	1.582	3.684	-0.501	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

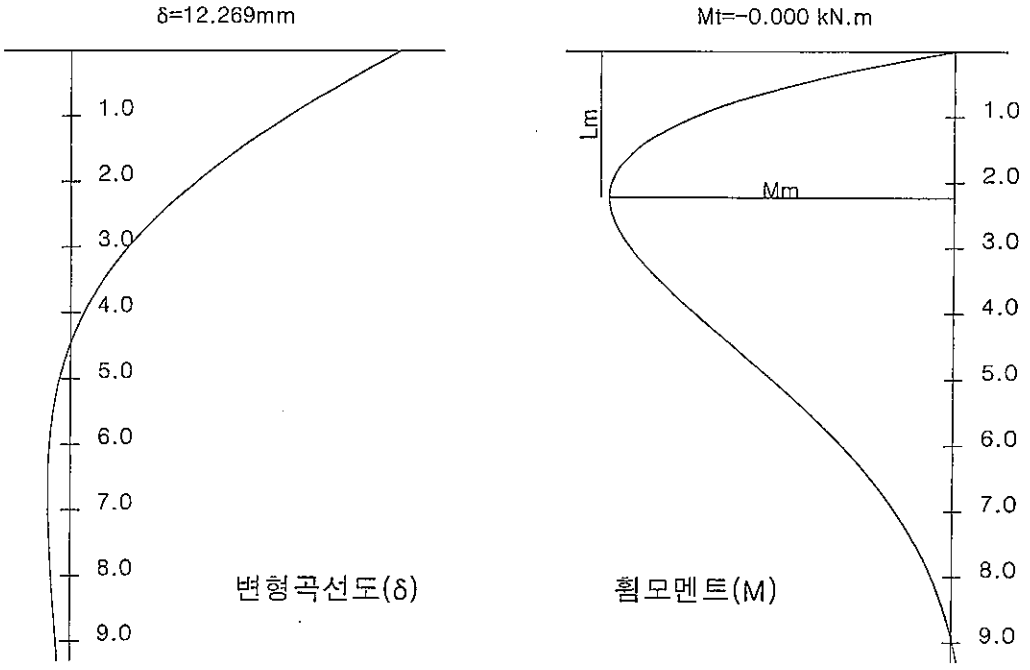
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -95.085 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.269 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.269 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-103.768	12.269	
0.620	-51.318	-63.398	9.631	
1.240	-80.565	-32.450	7.188	
1.860	-93.306	-9.961	5.059	
2.480	-94.403	5.339	3.296	
3.100	-87.888	14.821	1.904	
3.720	-76.952	19.816	0.858	
4.340	-63.994	21.529	0.117	
4.960	-50.721	20.989	-0.372	
5.580	-38.259	19.033	-0.659	
6.200	-27.276	16.313	-0.794	
6.820	-18.089	13.306	-0.821	
7.440	-10.766	10.344	-0.775	
8.060	-5.209	7.638	-0.686	
8.680	-1.217	5.304	-0.577	
9.300	1.456	3.390	-0.461	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

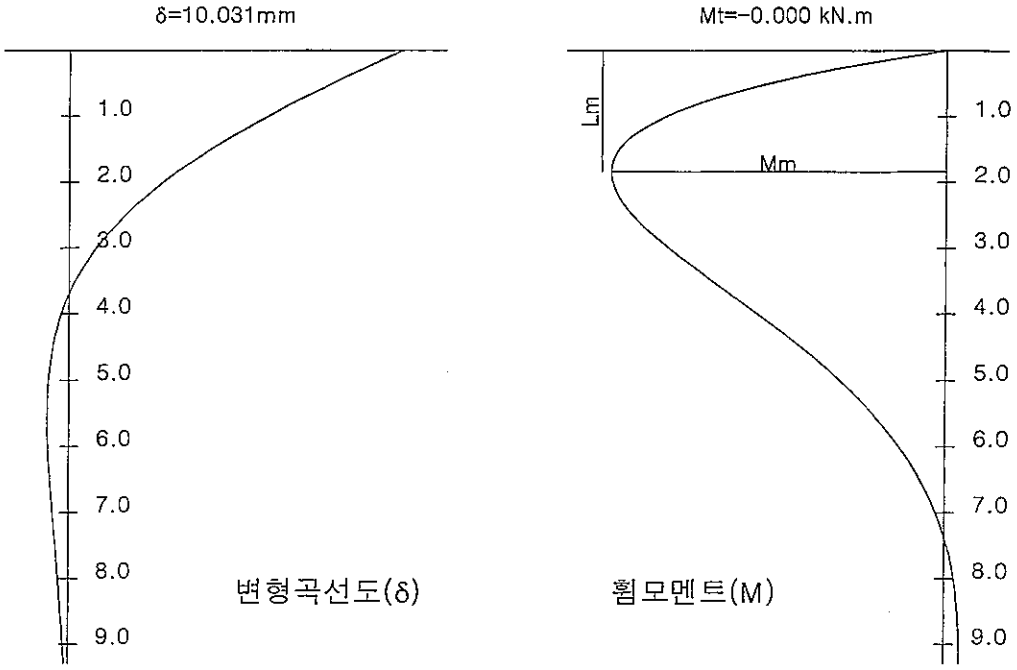
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -113.954 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.031 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.031 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-150.566	10.031	
0.620	-70.853	-81.427	7.436	
1.240	-105.041	-31.936	5.109	
1.860	-113.948	0.668	3.189	
2.480	-106.993	19.821	1.716	
3.100	-91.430	28.992	0.663	
3.720	-72.459	31.294	-0.028	
4.340	-53.510	29.298	-0.433	
4.960	-36.604	24.983	-0.626	
5.580	-22.715	19.763	-0.672	
6.200	-12.091	14.567	-0.627	
6.820	-4.531	9.943	-0.534	
7.440	0.411	6.151	-0.421	
8.060	3.282	3.256	-0.310	
8.680	4.623	1.201	-0.211	
9.300	4.919	-0.140	-0.130	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

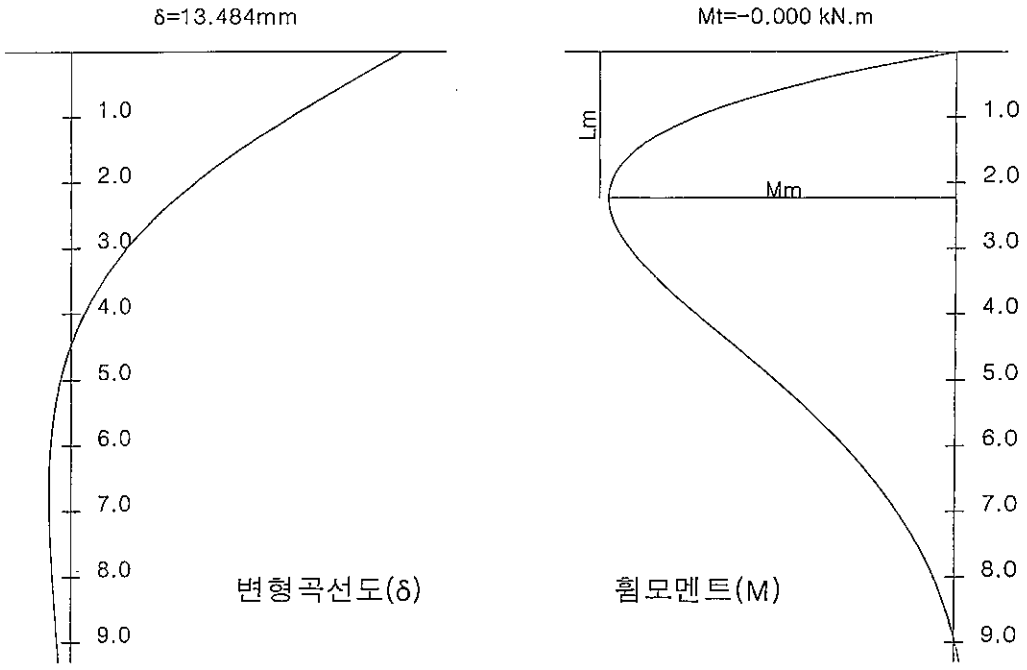
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -104.498 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.484 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.484 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-114.042	13.484	
0.620	-56.399	-69.675	10.584	
1.240	-88.541	-35.663	7.900	
1.860	-102.544	-10.947	5.560	
2.480	-103.750	5.867	3.622	
3.100	-96.590	16.288	2.092	
3.720	-84.571	21.778	0.943	
4.340	-70.330	23.660	0.128	
4.960	-55.742	23.067	-0.408	
5.580	-42.047	20.918	-0.724	
6.200	-29.977	17.928	-0.873	
6.820	-19.880	14.624	-0.902	
7.440	-11.832	11.369	-0.852	
8.060	-5.724	8.394	-0.754	
8.680	-1.338	5.830	-0.634	
9.300	1.600	3.725	-0.507	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉘ COMBO 5 : 고정하중+토압+은도하중(1+3+5+8+10)

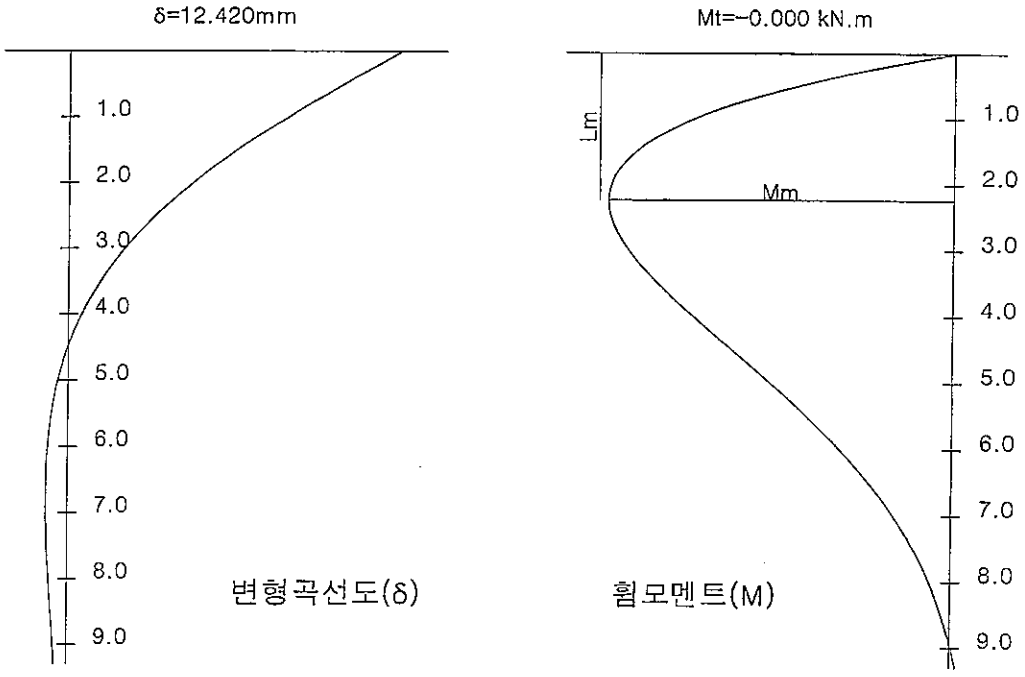
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -96.252 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.420 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.420 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-105.043	12.420	
0.620	-51.948	-64.177	9.749	
1.240	-81.554	-32.849	7.277	
1.860	-94.452	-10.083	5.122	
2.480	-95.562	5.404	3.337	
3.100	-88.968	15.003	1.927	
3.720	-77.897	20.059	0.869	
4.340	-64.780	21.793	0.118	
4.960	-51.343	21.246	-0.376	
5.580	-38.729	19.267	-0.667	
6.200	-27.611	16.513	-0.804	
6.820	-18.311	13.470	-0.831	
7.440	-10.898	10.471	-0.785	
8.060	-5.272	7.732	-0.695	
8.680	-1.232	5.370	-0.584	
9.300	1.474	3.431	-0.467	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

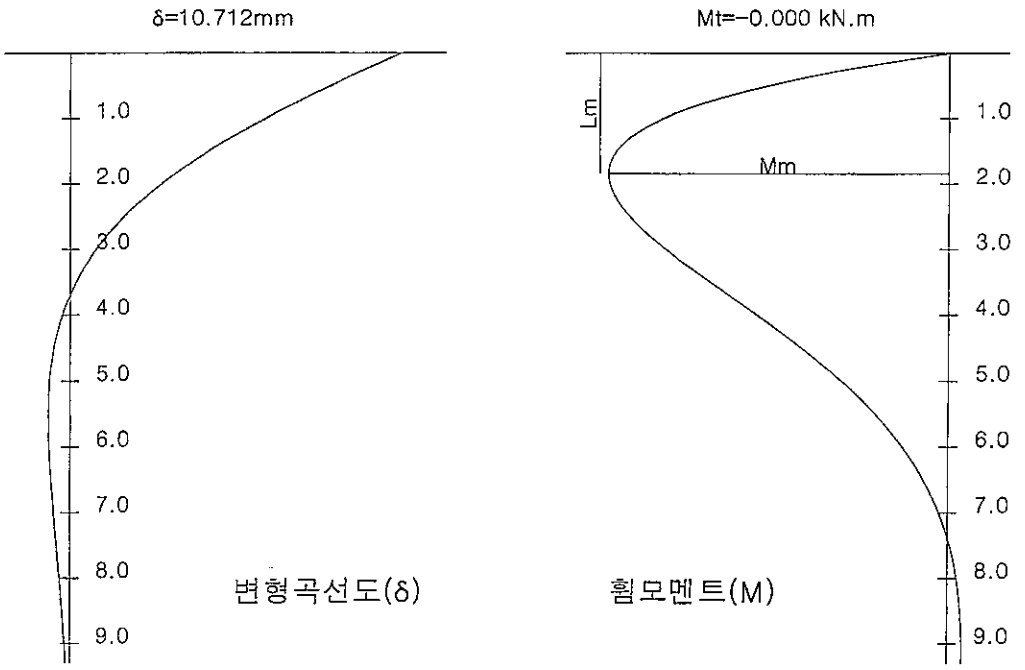
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -121.689 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.712 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.712 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-160.787	10.712	
0.620	-75.663	-86.955	7.941	
1.240	-112.172	-34.104	5.456	
1.860	-121.684	0.713	3.406	
2.480	-114.256	21.167	1.832	
3.100	-97.637	30.960	0.708	
3.720	-77.378	33.418	-0.030	
4.340	-57.143	31.287	-0.463	
4.960	-39.089	26.679	-0.668	
5.580	-24.257	21.104	-0.718	
6.200	-12.912	15.556	-0.670	
6.820	-4.839	10.618	-0.570	
7.440	0.439	6.569	-0.450	
8.060	3.505	3.477	-0.331	
8.680	4.937	1.282	-0.226	
9.300	5.253	-0.150	-0.139	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

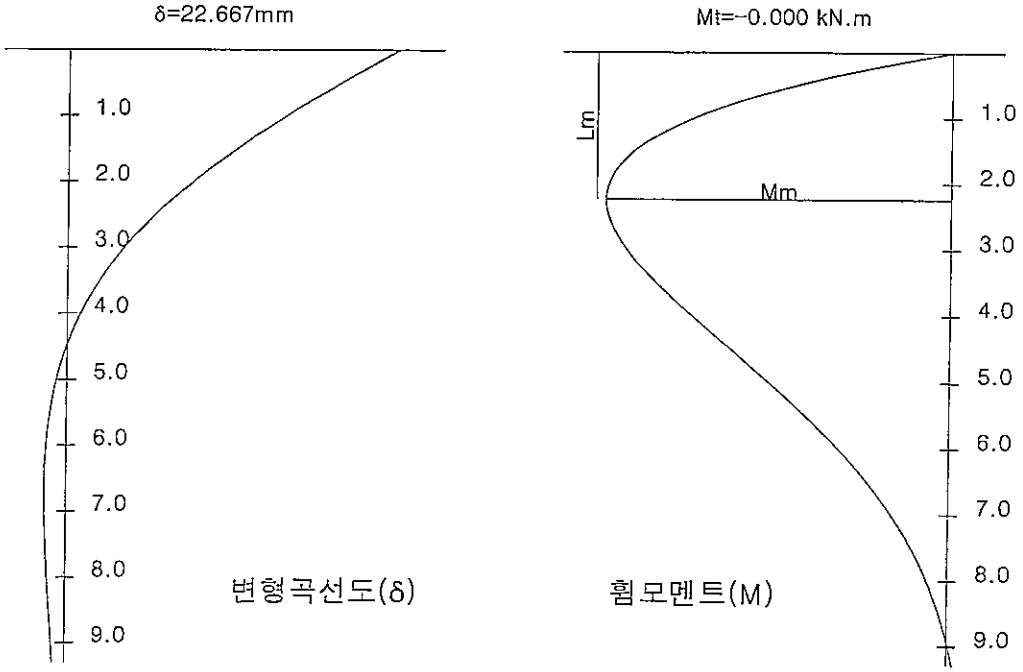
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -175.662 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 22.667 mm
- 지표면에서의 변위 : 22.667 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-191.705	22.667	
0.620	-94.807	-117.124	17.793	
1.240	-148.838	-59.949	13.280	
1.860	-172.377	-18.403	9.347	
2.480	-174.403	9.863	6.089	
3.100	-162.368	27.380	3.517	
3.720	-142.164	36.609	1.586	
4.340	-118.224	39.773	0.216	
4.960	-93.703	38.775	-0.687	
5.580	-70.681	35.163	-1.217	
6.200	-50.391	30.137	-1.467	
6.820	-33.418	24.583	-1.516	
7.440	-19.890	19.111	-1.432	
8.060	-9.622	14.111	-1.268	
8.680	-2.249	9.799	-1.065	
9.300	2.690	6.262	-0.852	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

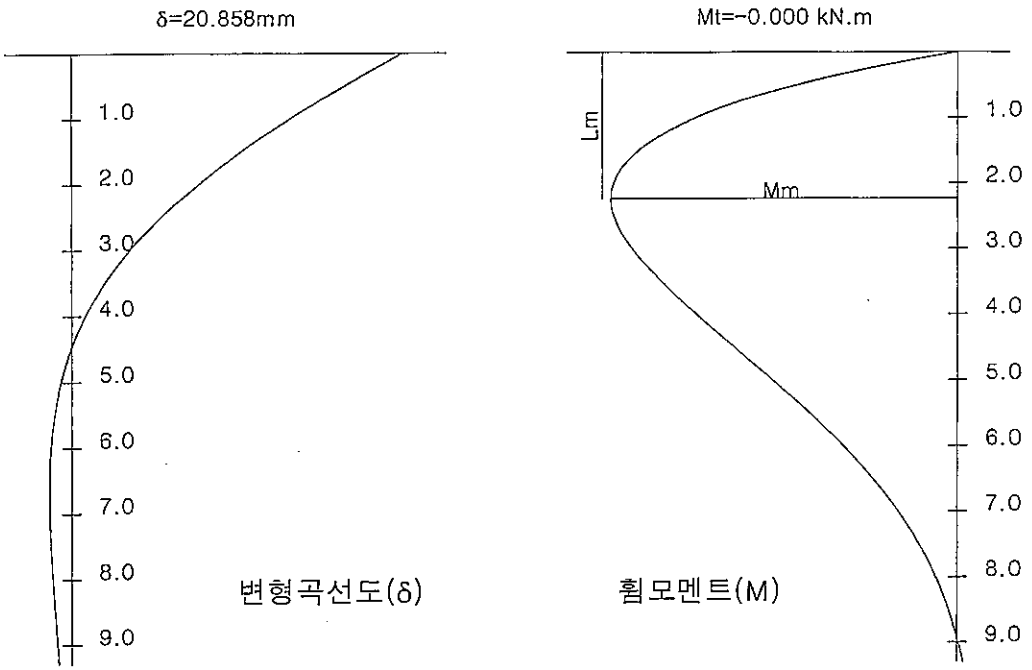
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -161.644 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 20.858 mm
- 지표면에서의 변위 : 20.858 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-176.406	20.858	
0.620	-87.241	-107.777	16.373	
1.240	-136.960	-55.165	12.220	
1.860	-158.621	-16.934	8.601	
2.480	-160.485	9.076	5.603	
3.100	-149.410	25.195	3.237	
3.720	-130.818	33.687	1.459	
4.340	-108.790	36.599	0.198	
4.960	-86.225	35.681	-0.632	
5.580	-65.041	32.357	-1.120	
6.200	-46.369	27.732	-1.350	
6.820	-30.751	22.621	-1.395	
7.440	-18.302	17.586	-1.318	
8.060	-8.854	12.985	-1.167	
8.680	-2.069	9.017	-0.980	
9.300	2.475	5.763	-0.784	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

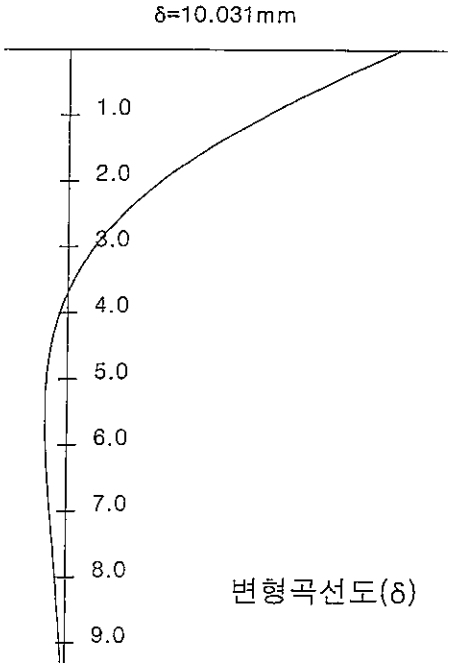
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -113.954 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.031 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.031 mm

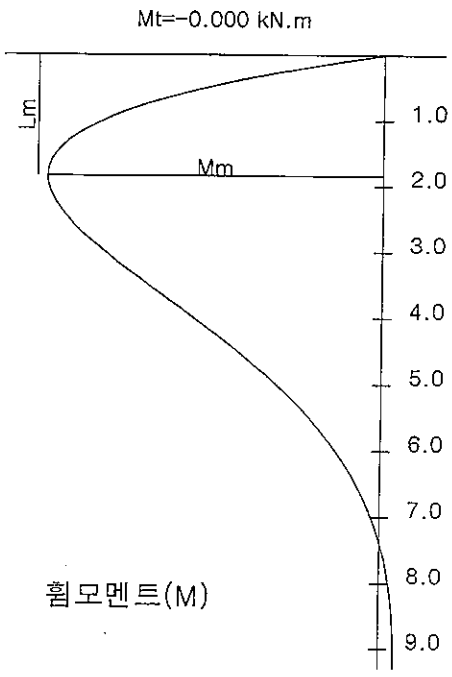
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-150.566	10.031	
0.620	-70.853	-81.427	7.436	
1.240	-105.041	-31.936	5.109	
1.860	-113.948	0.668	3.189	
2.480	-106.993	19.821	1.716	
3.100	-91.430	28.992	0.663	
3.720	-72.459	31.294	-0.028	
4.340	-53.510	29.298	-0.433	
4.960	-36.604	24.983	-0.626	
5.580	-22.715	19.763	-0.672	
6.200	-12.091	14.567	-0.627	
6.820	-4.531	9.943	-0.534	
7.440	0.411	6.151	-0.421	
8.060	3.282	3.256	-0.310	
8.680	4.023	1.201	-0.211	
9.300	4.919	-0.140	-0.130	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉣ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

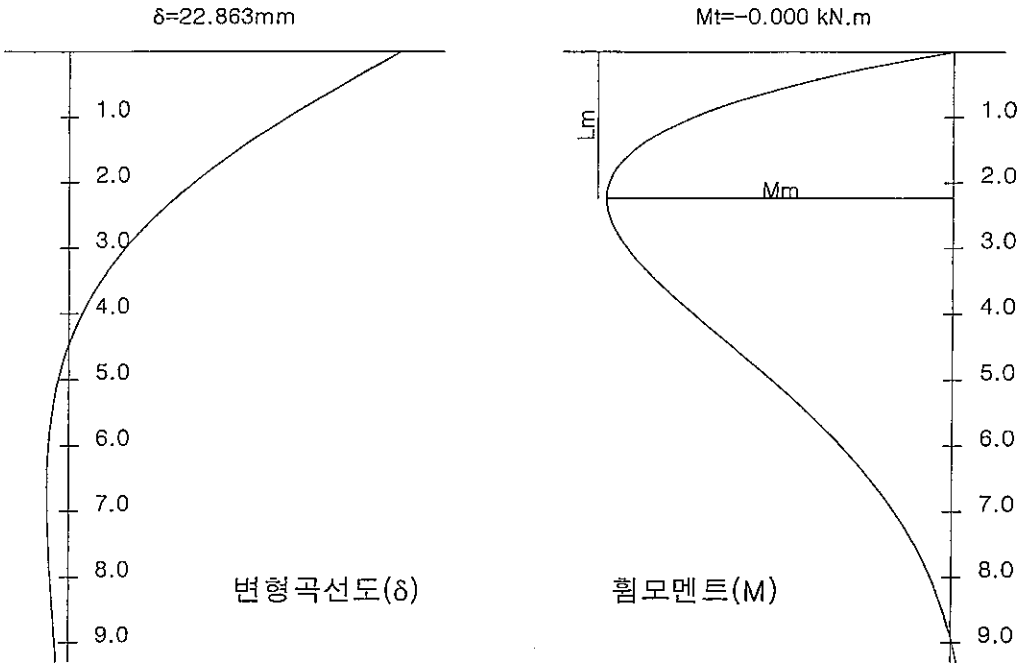
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -177.180 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 22.863 mm
- 지표면에서의 변위 : 22.863 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-193.362	22.863	
0.620	-95.626	-118.136	17.946	
1.240	-150.124	-60.467	13.395	
1.860	-173.867	-18.562	9.428	
2.480	-175.911	9.948	6.142	
3.100	-163.771	27.617	3.548	
3.720	-143.392	36.925	1.599	
4.340	-119.246	40.117	0.217	
4.960	-94.513	39.110	-0.692	
5.580	-71.292	35.467	-1.228	
6.200	-50.826	30.398	-1.480	
6.820	-33.707	24.795	-1.529	
7.440	-20.062	19.276	-1.445	
8.060	-9.706	14.233	-1.279	
8.680	-2.268	9.884	-1.074	
9.300	2.713	6.317	-0.860	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

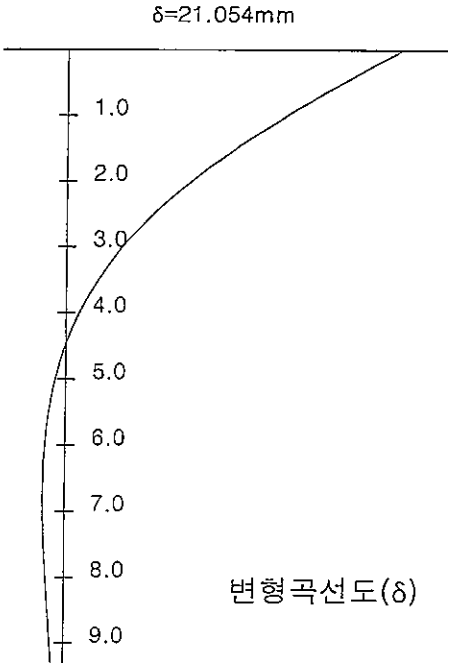
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

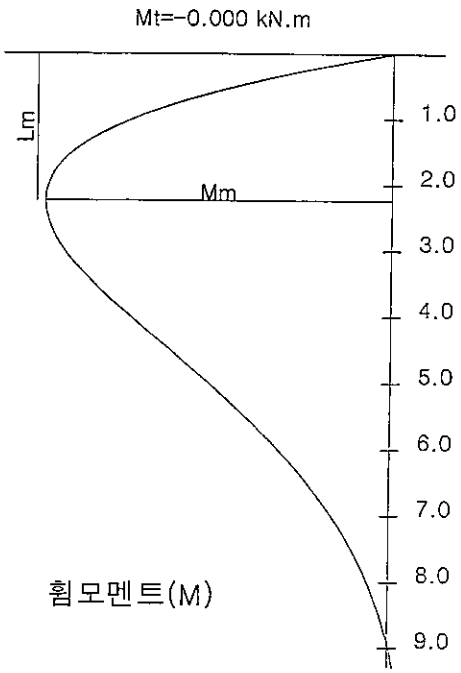
- 최대모멘트 및 깊이 : -163.162 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 21.054 mm
- 지표면에서의 변위 : 21.054 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-178.063	21.054	
0.620	-88.060	-108.789	16.526	
1.240	-138.247	-55.683	12.335	
1.860	-160.110	-17.093	8.682	
2.480	-161.992	9.161	5.656	
3.100	-150.813	25.432	3.267	
3.720	-132.047	34.003	1.473	
4.340	-109.811	36.943	0.200	
4.960	-87.035	36.016	-0.638	
5.580	-65.651	32.661	-1.131	
6.200	-46.805	27.993	-1.363	
6.820	-31.040	22.833	-1.408	
7.440	-18.474	17.751	-1.330	
8.060	-8.938	13.107	-1.178	
8.680	-2.089	9.102	-0.989	
9.300	2.498	5.817	-0.792	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

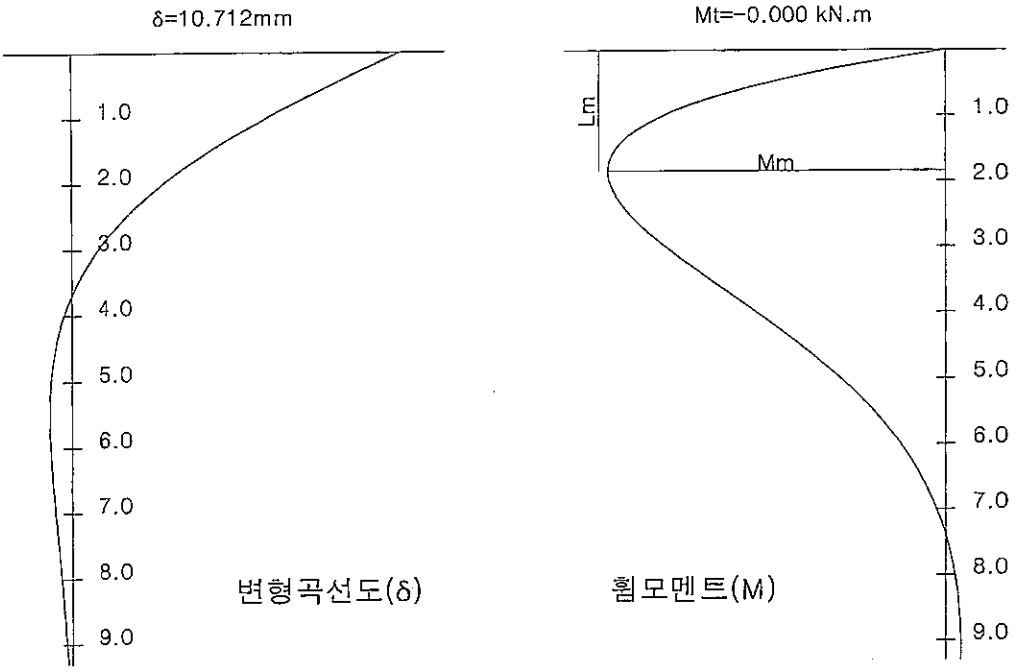
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -121.689 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.712 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.712 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-160.787	10.712	
0.620	-75.663	-86.955	7.941	
1.240	-112.172	-34.104	5.456	
1.860	-121.684	0.713	3.406	
2.480	-114.256	21.167	1.832	
3.100	-97.637	30.960	0.708	
3.720	-77.378	33.418	-0.030	
4.340	-57.143	31.287	-0.463	
4.960	-39.089	26.679	-0.668	
5.580	-24.257	21.104	-0.718	
6.200	-12.912	15.556	-0.670	
6.820	-4.839	10.618	-0.570	
7.440	0.439	6.569	-0.450	
8.060	3.505	3.477	-0.331	
8.680	4.937	1.282	-0.226	
9.300	5.253	-0.150	-0.139	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 780.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 1170.000 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 13.4841 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 10.7122 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 322.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Pa2 = 483.000 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	519.638	270.070	780.000	322.000	O.K
	HINGE	419.464	386.636	780.000	322.000	O.K
COMBO 2	FIX	482.312	291.072	780.000	322.000	O.K
	HINGE	398.966	389.591	780.000	322.000	O.K
COMBO 3	FIX	780.739	-56.188	1170.000	483.000	O.K
	HINGE	680.677	60.247	1170.000	483.000	O.K
COMBO 4	FIX	650.274	301.235	780.000	322.000	O.K
	HINGE	550.331	417.532	780.000	322.000	O.K
COMBO 5	FIX	570.606	307.999	780.000	322.000	O.K
	HINGE	477.720	416.085	780.000	322.000	O.K
COMBO 6	FIX	928.054	-107.940	1170.000	483.000	O.K
	HINGE	823.629	13.572	1170.000	483.000	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 9.40 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 9.30/0.508 = 18.307 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io

= V/0.016 ± M x 0.508/2 / 0.00047

구 분		V(kN)	M(kN·m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	519.638	154.814	116.511	140.00	O.K
	HINGE	419.464	103.331	82.445	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	482.312	143.296	107.929	140.00	O.K
	HINGE	398.966	95.085	76.702	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	780.739	154.640	133.242	210.00	O.K
	HINGE	680.677	113.954	104.974	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	650.274	154.456	124.737	140.00	O.K
	HINGE	550.331	104.498	91.504	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	570.606	143.551	113.755	140.00	O.K
	HINGE	477.720	96.252	82.403	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	928.054	161.384	146.351	210.00	O.K
	HINGE	823.629	121.689	118.334	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

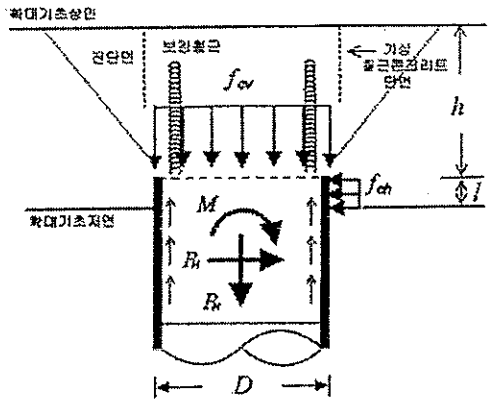
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	112.768	14.528	80.000	O.K
	HINGE	112.768	14.528	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	103.768	13.369	80.000	O.K
	HINGE	103.768	13.369	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	150.566	19.398	120.000	O.K
	HINGE	150.566	19.398	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	114.042	14.693	80.000	O.K
	HINGE	114.042	14.693	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	105.043	13.533	80.000	O.K
	HINGE	105.043	13.533	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	160.787	20.715	120.000	O.K
	HINGE	160.787	20.715	120.000	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(㎜)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 650273.7 / (π/4 x 508 ²)
= 3.208 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 928054.2 / (π/4 x 508 ²)
= 4.579 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 650273.7 / {π x (508 + 1500) x 1500 }
= 0.069 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 928054.2 / {π x (508 + 1500) x 1500 }
= 0.098 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 114042.189 / (508 x 100)
= 2.245 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 160787.000 / (508 x 100)
= 3.165 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

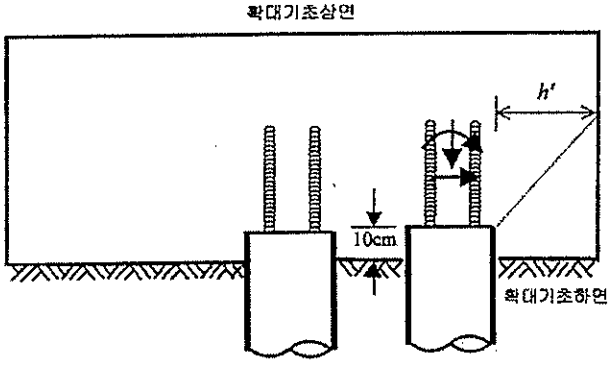
τh = 114042.189 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.192 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 160787.000 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.271 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)

Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)

d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.600 x 60.000) = 447.656 (≤ 668.500)

= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 508/2 = 922.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi\left(0.85 f_{ck} A_1\right)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 24.0 x 202683.0)

= 2894313.121 N ≥ PNmax = 1012148.149 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 6151.2 x 1450)

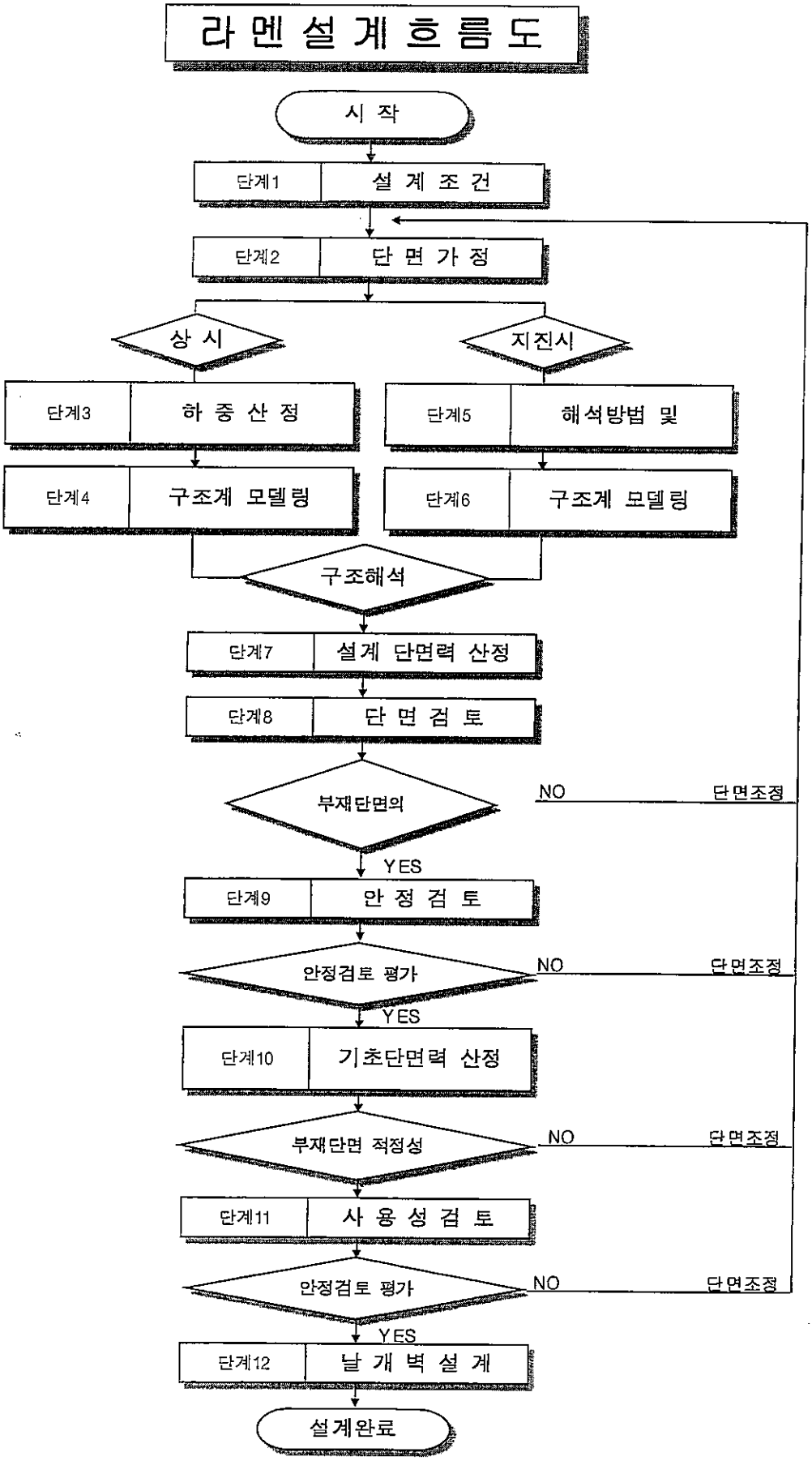
= 11652119.113 N ≥ PNmax = 1012148.149 N ∴ O.K

12. 양지교

라멘 계산서(옥산방향)

양지교(옥산) 구조계산서

▣ 교 량 위 치 : STA. 7 + 774.900
▣ 교 량 형 식 : 1 경간 문형 라멘교
▣ 지 간 구 성 : L = 15.000 m()
▣ 횡 단 폭 원 : 12.455 m
▣ SKEW 각 도 : 시점:75.000 °, 종점:75.905 °
▣ 기 초 형 식 : 말뚝기초
▣ 교 량 등 급 : 1 등급
▣ 내 진 등 급 : 1 등급


라멘 설계 흐름도
시 작
단계1
설 계 조 건
단계2
단 면 가 정
상 시
지진시
단계3
하 중 산 정
단계5
해석방법 및
단계4
구조계 모델링
단계6
구조계 모델링
구조해석
단계7
설계 단면력 산정
단계8
단 면 검 토
부재단면의
NO
단면조정
YES
단계9
안 정 검 토
안정검토 평가
NO
단면조정
YES
단계10
기초단면력 산정
부재단면 적정성
NO
단면조정
단계11
사 용 성 검 토
안정검토 평가
NO
단면조정
YES
단계12
날 개 벽 설 계
설계완료

목 차

1. 설 계 조 건
- 1.1 일반사항
- 1.2 하중
- 1.3 사용재료
- 1.4 참고문헌

2. 단 면 가 정
- 2.1 설계단면
- 2.2 기타단면
- 2.3 지반정보

3. 모 델 링
- 3.1 평상시(2D Frame)
- 3.2 지진시(2D Frame)
- 3.3 3D Plate

4. 하 중 산 정
- 4.1 고정하중
- 4.2 활하중
- 4.3 토압
- 4.4 온도하중
- 4.5 건조수축
- 4.6 지점침하
- 4.7 종방향 지진하중
- 4.8 횡방향 지진하중
- 4.9 지진시 토압

5. 하 중 재 하
- 5.1 평상시
- 5.2 지진시

6. 하 중 조 합
- 6.1 사용하중 조합
- 6.2 계수하중 조합
- 6.3 계수하중 조합(최대 편심)
- 6.4 지진하중 조합

7. 단 면 력 집 계
- 7.1 평상시 단면력
- 7.2 지진시 단면력
- 7.3 시점측 벽체 기초검토용 하중
- 7.4 종점측 벽체 기초검토용 하중
- 7.5 단면력도

8. 단 면 검 토
- 8.1 주철근 요약
- 8.2 전단철근 요약
- 8.3 단면 검토

9. 사 용 성 검 토
- 9.1 사용철근 요약
- 9.2 균열 검토

10. 처 짐 및 피 로 검 토
- 10.1 처짐 검토
- 10.2 피로 검토

11. 우각부 및 배력철근 검토
- 11.1 우각부 검토
- 11.2 배력철근 검토

12. 기 초 안 정 검 토
- 12.1 시점측 기초
- 12.2 종점측 기초

13. 기 초 설 계
- 13.1 시점측 기초
- 13.2 종점측 기초

14. 날 개 벽 설 계

15. 접 속 슬 래 브 설 계
- 15.1 접속슬래브 설계(시점부)
- 15.2 접속슬래브 설계(종점부)

목 차

16. 시점측 복합 말뚝검토
16.1 복합 말뚝 이음위치 검토
16.2 복합 말뚝검토
1) 설계조건
2) 파일도심에서의 작용하중
3) 말뚝의 배치
4) 말뚝의 스프링 정수 산정
5) 말뚝의 변위 및 부재력
16.3 말뚝머리 작용력 집계표
1) 말뚝머리 고정일 경우
2) 말뚝머리 힌지일 경우
16.4 말뚝의 안정성 검토
1) 말뚝의 허용지지력 검토
2) 말뚝의 응력 검토

17. 종점측 복합 말뚝검토
17.1 복합 말뚝 이음위치 검토
17.2 복합 말뚝검토
1) 설계조건
2) 파일도심에서의 작용하중
3) 말뚝의 배치
4) 말뚝의 스프링 정수 산정
5) 말뚝의 변위 및 부재력
17.3 말뚝머리 작용력 집계표
1) 말뚝머리 고정일 경우
2) 말뚝머리 힌지일 경우
17.4 말뚝의 안정성 검토
1) 말뚝의 허용지지력 검토
2) 말뚝의 응력 검토

▣ 해석결과 요약

■ 기초 및 말뚝의 검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
시점	평상시	허용지지력(kN/EA)	958.100	818.550	1.170	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	434.588	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	140.000	92.986	1.506	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	9.236	8.662	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	8.444	1.776	1.000	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1437.150	601.144	2.391	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	651.882	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	210.000	48.395	4.339	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	2.986	40.182	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.539	9.749	1.000	O.K
종점	평상시	허용지지력(kN/EA)	971.100	827.709	1.173	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	447.678	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	140.000	89.856	1.558	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	8.618	9.283	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	7.880	1.904	1.000	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1456.650	606.540	2.402	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	671.517	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	210.000	46.283	4.537	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	2.074	57.855	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.069	14.037	1.000	O.K

■ 단면 휨 설계

단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (㎟)	사용철근량 (㎟)	Mu (kN.m)	ϕMn (kN.m)	안전도	비 고
본체	좌측단부	1200	80	3379.2	H29@121	1252.983	1942.122	1.550	O.K
	중앙부(지간1)	900	60	3024.5	H25@121	836.702	1146.338	1.370	O.K
	우측단부	1200	80	3410.9	H29@121	1264.402	1942.122	1.536	O.K
	시점벽체 상단부	1000	80	3829.3	H29@125	1154.352	1529.286	1.325	O.K
	시점벽체 중앙(전면)	900	80	699.9	H19@125	193.667	623.444	3.219	O.K
	시점벽체 중앙(배면)	900	80	1930.2	H25@125	527.094	1081.457	2.052	O.K
	시점벽체 하단(전면)	900	80	2903.9	H25@125	784.622	1081.457	1.378	O.K
	시점벽체 하단(배면)	900	80	2818.8	H25@125	762.345	1081.457	1.419	O.K
	종점벽체 상단부	1000	80	3903.9	H29@125	1175.989	1535.089	1.305	O.K
	종점벽체 중앙(전면)	900	80	718.3	H19@125	198.727	625.876	3.149	O.K
	종점벽체 중앙(배면)	900	80	1697.0	H25@125	464.593	1085.588	2.337	O.K
	종점벽체 하단(전면)	900	80	3033.5	H25@125	818.473	1085.588	1.326	O.K
	종점벽체 하단(배면)	900	80	2776.9	H25@125	751.351	1085.588	1.445	O.K
기초	시점측(앞굽)-하면	1100	150	1367.2	5139.2	436.072	1581.706	3.627	O.K
	시점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-	-	-	-
	시점측(뒷굽)-상면	1100	100	1600.6	3096.8	536.601	1024.497	1.909	O.K
	시점측(뒷굽)-하면	1100	150	3727.3	5139.2	1162.753	1581.706	1.360	O.K
	종점측(앞굽)-하면	1100	150	1438.3	5139.2	458.427	1581.706	3.450	O.K
	종점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-	-	-	-
	종점측(뒷굽)-상면	1100	100	1760.0	3096.8	589.226	1024.497	1.739	O.K
	종점측(뒷굽)-하면	1100	150	3723.0	5139.2	1161.465	1581.706	1.362	O.K
시점우측 날개벽	D(T=450 mm)	450	80	2368.89	4053.6	281.379	461.256	1.639	O.K
	A(T=650 mm)	650	80	5023.64	6353.6	898.806	1111.718	1.237	O.K
	A변화부(T=450 mm)	450	80	2036.69	6353.6	243.925	679.673	2.786	O.K
	B(T=650 mm)	650	80	1798.82	4053.6	339.023	736.901	2.174	O.K
	C(T=650 mm)	650	80	2948.38	4053.6	545.639	736.901	1.351	O.K
종점좌측 날개벽	A(T=500 mm)	500	80	1288.01	1588.8	179.012	219.401	1.226	O.K
	A변화부(T=450 mm)	450	80	1030.66	1588.8	126.51	192.392	1.521	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1093.77	2292	152.646	311.732	2.042	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1488.02	2292	205.928	311.732	1.514	O.K

■ 사용성 검토

구 분		Ms(kN.m)	fs(MPa)	철근간격(S)	최대간격(Sa)	비 고
본체	좌측단부	904.389	164.184	120.744	315.894	O.K
	중앙부(지간1)	611.033	187.855	120.744	300.457	O.K
	우측단부	899.753	163.343	120.744	318.366	O.K
	시점벽체 상단부	866.460	199.431	125.000	231.124	O.K
	시점벽체 중앙(전면)	122.551	69.349	125.000	908.453	O.K
	시점벽체 중앙(배면)	405.457	132.144	125.000	427.192	O.K
	시점벽체 하단(전면)	541.427	176.458	125.000	277.531	O.K
	시점벽체 하단(배면)	486.588	158.586	125.000	327.827	O.K
	종점벽체 상단부	864.570	198.233	124.502	233.510	O.K
	종점벽체 중앙(전면)	124.222	70.022	124.502	899.712	O.K
	종점벽체 중앙(배면)	357.379	116.027	124.502	509.969	O.K
	종점벽체 하단(전면)	521.056	169.167	124.502	296.766	O.K
	종점벽체 하단(배면)	461.666	149.885	124.502	356.651	O.K
기초	시점측(앞굽)-하면	209.224	46.579	125.000	1351.919	O.K
	시점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-
	시점측(뒷굽)-상면	-	-	-	-	-
	시점측(뒷굽)-하면	732.711	163.123	125.000	144.016	O.K
	종점측(앞굽)-하면	303.780	67.630	125.000	825.672	O.K
	종점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-
	종점측(뒷굽)-상면	289.224	99.627	125.000	567.952	O.K
	종점측(뒷굽)-하면	710.751	158.234	125.000	158.932	O.K
우측날개벽	D(T=450 ㎜)	123.644	180	125	468.159	O.K
	A(T=650 ㎜)	163.705	180	125	321.049	O.K
	A변화부(T=450 ㎜)	70.012	180	125	899.844	O.K
	B(T=650 ㎜)	94.835	180	125	661.639	O.K
	C(T=650 ㎜)	152.632	180	125	347.198	O.K
좌측날개벽	A(T=500 ㎜)	169.388	180	125	284.91	O.K
	A변화부(T=450 ㎜)	136.461	180	125	397.089	O.K
	B(T=500 ㎜)	101.418	180	125	600.237	O.K
	C(T=500 ㎜)	136.819	180	125	399.329	O.K

■ 배력철근 검토

단위 : ㎟

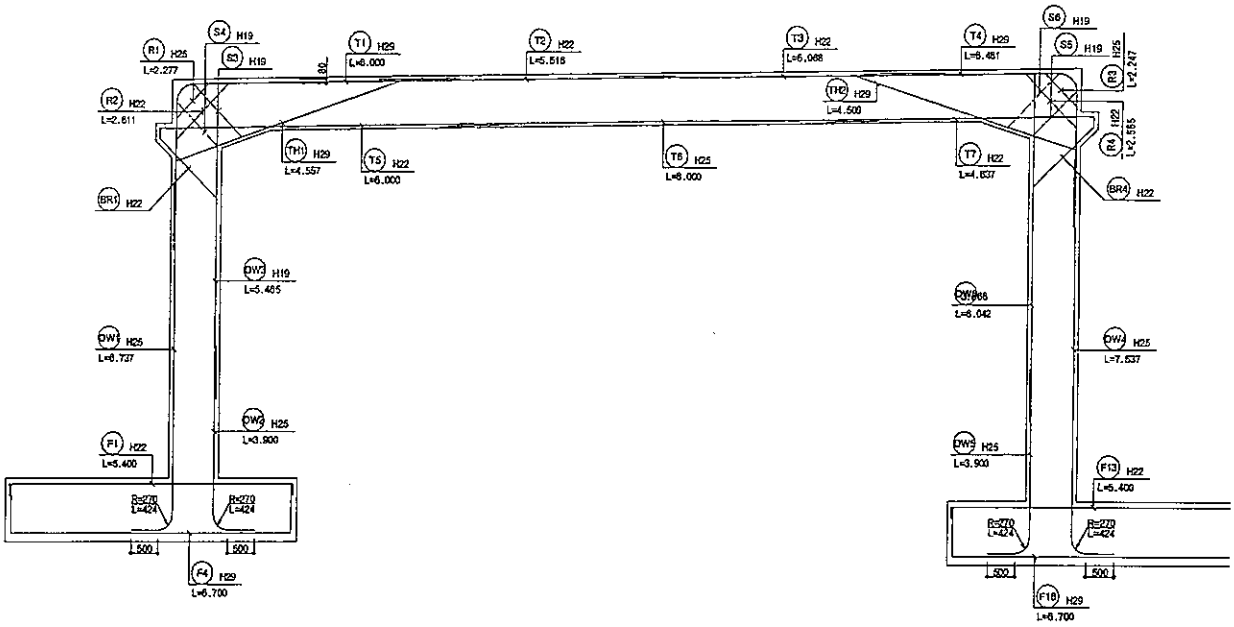
구 분		주철근비/0.0015hb		단면적비		300㎜이상		비 고
		필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
본체	좌측단부	465.7	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부(지간1)	416.8	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	우측단부	470.0	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	시점벽체 상단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	시점벽체 중앙부	1350.0	1986.0			300.0	1324.0	O.K
	시점벽체 하단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점벽체 상단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점벽체 중앙부	1350.0	1986.0			300.0	1324.0	O.K
	종점벽체 하단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
기초	시점측(앞굽)	1650.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	시점측(뒷굽)	1650.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점측(앞굽)	1650.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점측(뒷굽)	1650.0	1986.0			300.0	662.0	O.K

■ 전단철근 검토

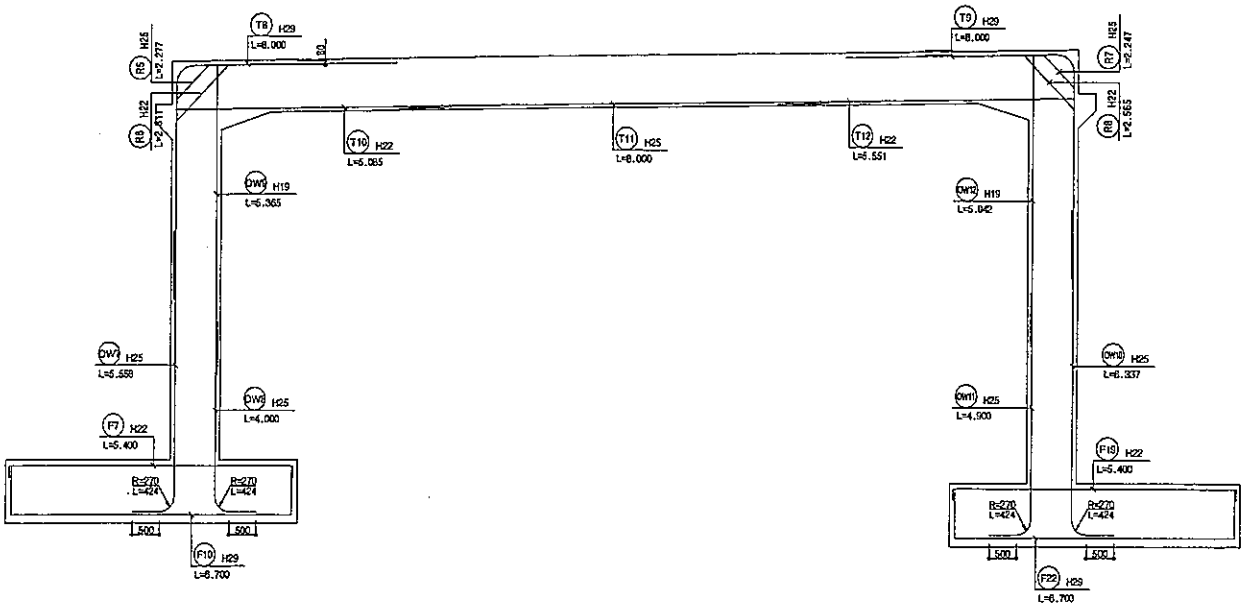
구 분		ϕVc	Vu	ϕVn	타리수	필요 철근량	사용철근량			비 고
		kN	kN	kN	개	㎟	직경	간격	㎟	
본체	좌측단부	568.11	558.77	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부(지간1)	581.97	0.00	581.97	0.00	-		0	0.0	O.K
	우측단부	568.11	560.91	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점벽체 상단부	568.11	358.48	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점벽체 중앙부	568.11	321.32	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점벽체 하단부	568.11	321.32	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 상단부	568.11	358.48	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 중앙부	568.11	302.18	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 하단부	568.11	306.51	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
기초	시점측(앞굽)	658.18	46.73	658.18	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점측(뒷굽)	692.82	336.62	692.82	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점측(앞굽)	658.18	49.71	658.18	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점측(뒷굽)	692.82	371.03	692.82	0.00	-		0	0.0	O.K

▣ 주철근 조립도

①CTC250

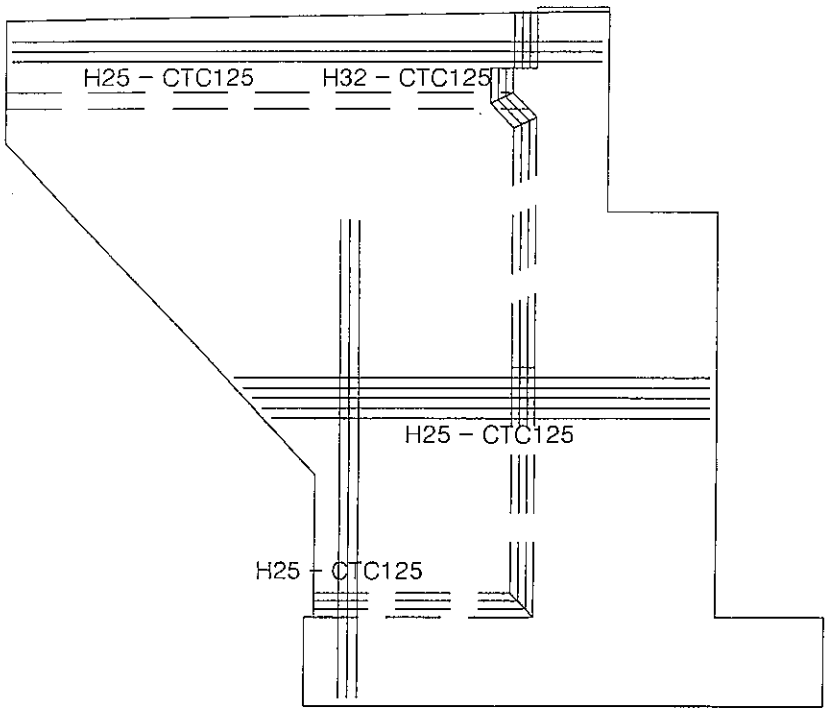


②CTC250

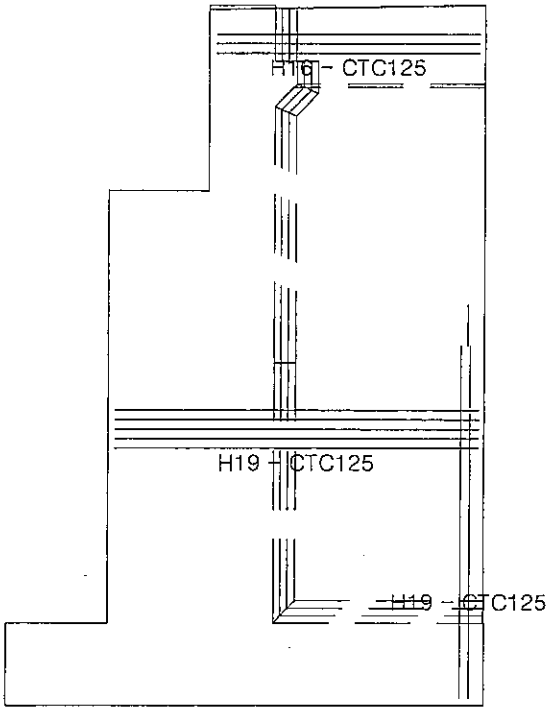


▣ 주철근 조립도

- 시점우측 날개벽



- 종점좌측 날개벽



1.3 사 용 재 료

1) 콘 크 리 트

① fck = 27.0 MPa

② Ec = 27804.0 MPa

2) 철 근

① fy = 400.0 MPa

② Es = 200000.0 MPa

1.4 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 - 한국도로교통협회 (2010년)

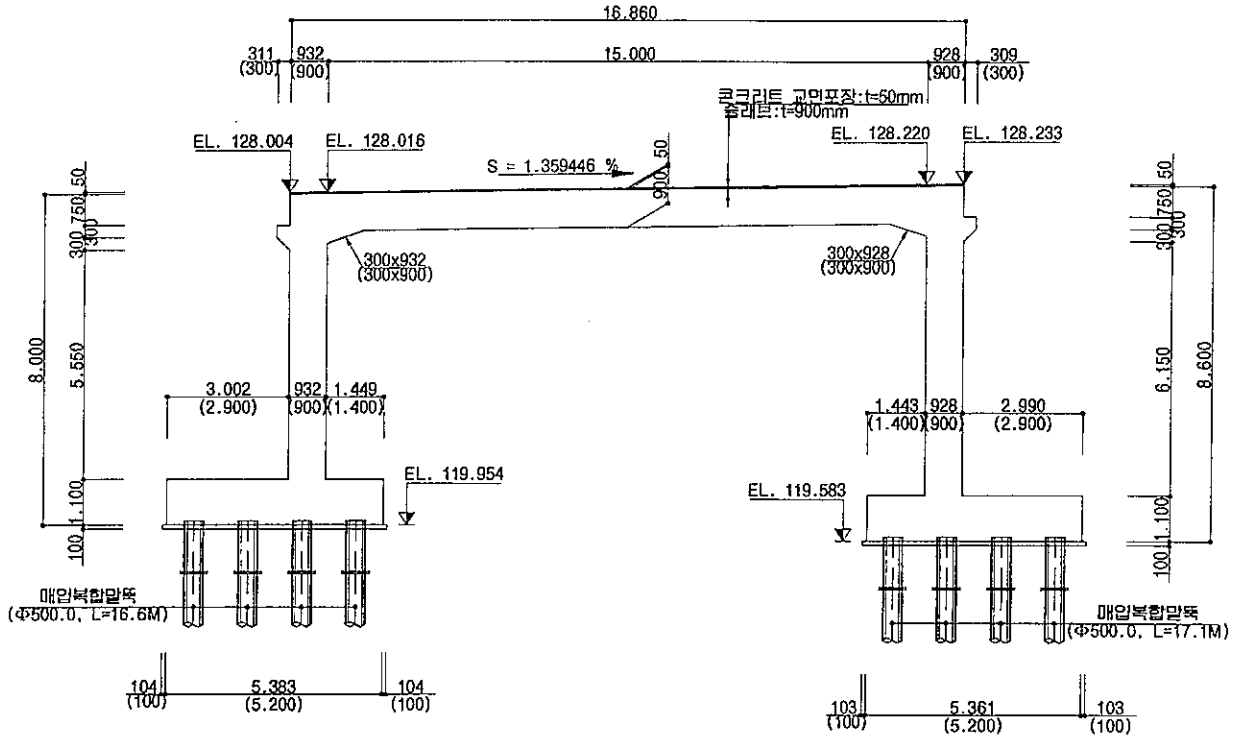
2) 콘크리트구조설계기준 - 한국콘크리트학회 (2007년)

3) 도로설계요령 제3권 교량편 - 한국도로공사 (2009년)

4) 고속도로 교량의 내진설계편람 - 한국도로공사 (2000년)

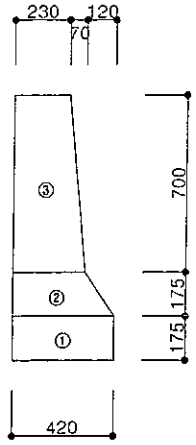
2. 단 면 가 정

2.1 설 계 단 면



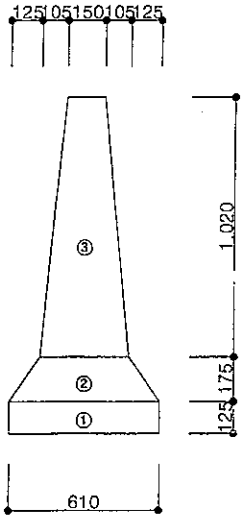
2.2 기 타 단 면

1) 방호벽(좌)



①	0.175 x 0.420	=	0.073	㎡
②	(0.420 + 0.300)/2 x 0.175	=	0.063	㎡
③	(0.300 + 0.230)/2 x 0.700	=	0.186	㎡
	계	=	0.323	㎡

2) 중분대(좌)



①	0.125 x 0.610	=	0.076	㎡
②	(0.610 + 0.360)/2 x 0.175	=	0.085	㎡
③	(0.360 + 0.150)/2 x 1.020	=	0.260	㎡
	계	=	0.421	㎡

2.3 지 반 정 보

1) 시점측 기초 : SBB-47, STA. 7774.219, EL. 119.900

구분	보링명칭	dH	N	c	Cu	Eo	μ
1	매립토	2.500	18	0.000	0.000	12000	0.350
2	충적토	4.700	3	0.000	0.000	10000	0.350
3	충적토	6.000	4	0.000	0.000	10000	0.350
4	풍화토	15.000	40	0.000	0.000	40000	0.320
5	풍화암	22.000	50	0.000	0.000	160000	0.300

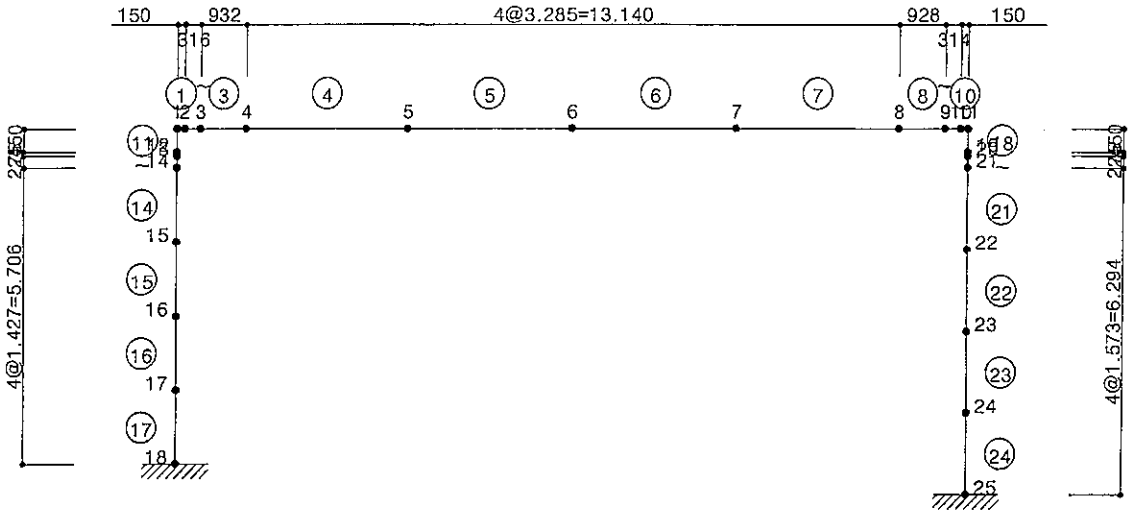
2) 종점측 기초 : SSB-48, STA. 7787.010, EL. 121.500

구분	보링명칭	dH	N	c	Cu	Eo	μ
1	매립토	2.500	15	0.000	0.000	10000	0.350
2	충적토	6.000	3	0.000	0.000	10000	0.350
3	풍화토	18.000	30	0.000	0.000	40000	0.320
4	풍화암(WR)	22.700	50	0.000	0.000	160000	0.300
5	연암(SR)	25.700	50	0.000	0.000	1200000	0.270

3. 모델링 해석

3.1 평상시(2D Frame)

1) 해석 모델링



2) 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	7.044	10	15.780	7.044	19	15.930	6.594
2	0.150	7.044	11	15.930	7.044	20	15.930	6.519
3	0.466	7.044	12	0.000	6.594	21	15.930	6.294
4	1.398	7.044	13	0.000	6.519	22	15.930	4.720
5	4.683	7.044	14	0.000	6.294	23	15.930	3.147
6	7.968	7.044	15	0.000	4.867	24	15.930	1.573
7	11.253	7.044	16	0.000	3.441	25	15.930	0.000
8	14.538	7.044	17	0.000	2.014			
9	15.466	7.044	18	0.000	0.588			

3) 단면 특성

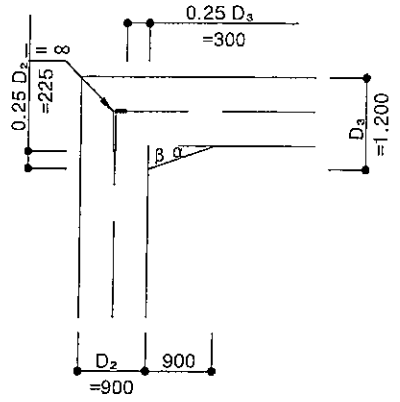
구 분		B(m)	H(m)	A(m²)	I(m⁴)	적용절점
슬래브	①	1.000	0.900	0.900	0.060750	4~8
	②	1.000	1.200	1.200	0.144000	1~3, 9~11
벽 체	①	1.000	0.900	0.900	0.060750	14~18, 21~25
	②	1.000	0.975	0.975	0.077238	13, 20
	③	1.000	1.000	1.000	0.083333	1, 11, 12, 19

4) 강역구간 설정

기둥과 보의 절점부에 특히 큰 헌치가 있는 경우나 보부재 또는 기둥부재의 부재두께가 매우 큰 경우에는 강역의 영향을 고려한다. 『도로교설계기준』 4.12.3,(3)

부재가 그 축선에 대해 25° 이상 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서부터 절점까지로 한다. 다만, 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지로 한다. 『도로교설계기준』 4.12.3,(3)

① 시종점 벽체



α = 18.435°

β = 71.565°

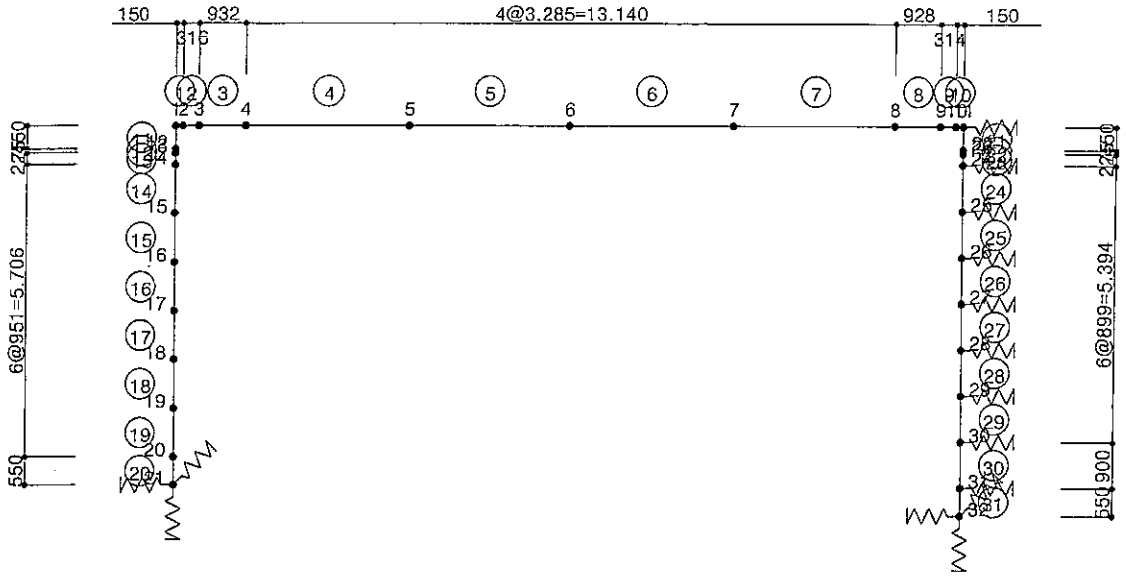
강역 계산결과

슬래브 : 150.000

벽 체 : 525.000

3.2 지진시(2D Frame)

1) 해석 모델링



2) 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	7.594	9	15.466	7.594	17	0.000	3.991	25	15.930	5.945
2	0.150	7.594	10	15.780	7.594	18	0.000	3.040	26	15.930	5.046
3	0.466	7.594	11	15.930	7.594	19	0.000	2.089	27	15.930	4.147
4	1.398	7.594	12	0.000	7.144	20	0.000	1.138	28	15.930	3.248
5	4.683	7.594	13	0.000	7.069	21	0.000	0.588	29	15.930	2.349
6	7.968	7.594	14	0.000	6.844	22	15.930	7.144	30	15.930	1.450
7	11.253	7.594	15	0.000	5.893	23	15.930	7.069	31	15.930	0.550
8	14.538	7.594	16	0.000	4.942	24	15.930	6.844	32	15.930	0.000

3) 스프링강성 : 『 6) SPRING 계수 산정 』 참조

① 기초 스프링강성

위치 / 절점		kδx	kδy	kδz	kΘx	kΘy	kΘz
시점기초	21	948624	948624	5984844	85052308	15235506	15074201
종점기초	32	948624	948624	5887912	85732201	15030738	15398915

② 벽체 스프링강성

절점	산출식	kδx	비고
1	105867 x (0.900 + 0.750) / 2	87341	
14	105867 x (0.750 + 0.951) / 2	90040	
15	105867 x (0.951 + 0.951) / 2	100680	
16	105867 x (0.951 + 0.951) / 2	100680	
17	105867 x (0.951 + 0.951) / 2	100680	
18	105867 x (0.951 + 0.951) / 2	100680	
19	105867 x (0.951 + 0.951) / 2	100681	
20	105867 x (0.951 + 1.100) / 2	108568	
11	105867 x (0.900 + 0.750) / 2	87341	
24	105867 x (0.750 + 0.899) / 2	87288	
25	105867 x (0.899 + 0.899) / 2	95175	
26	105867 x (0.899 + 0.899) / 2	95175	
27	105867 x (0.899 + 0.899) / 2	95175	
28	105867 x (0.899 + 0.899) / 2	95175	
29	105867 x (0.899 + 0.899) / 2	95175	
30	105867 x (0.899 + 0.900) / 2	95205	
31	105867 x (0.900 + 1.100) / 2	105845	

4) 단면 특성

구 분		B(m)	H(m)	A(m²)	I(m⁴)	적용절점
슬래브	①	12.455	0.900	11.209	0.756641	4-8
	②	12.455	1.200	14.946	1.793520	1~3, 9~11
벽 체	①	12.455	0.900	11.209	0.756641	14~21, 24~32
	②	12.455	0.975	12.144	0.962003	13, 23
	③	12.455	1.000	12.455	1.037917	1, 11, 12, 22

5) 강역구간 설정 : 평상시 모델링과 동일

6) SPRING 계수 산정 : 시점측 기초

① 벽체의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 종방향(교축방향 : X-DIR) 변위강성

K_S = 0.425 x Eo x B

= 0.425 x 20000 x 12.455

= 105867 kN/m

㉯ 횡방향(교축직각방향 : Y-DIR) 회전강성

K_R = 0.072 x Eo x B x H^2

= 0.072 x 20000 x 12.455 x 7.006^2

= 880334 kN.m/rad

㉰ Y축,Z축으로의 변위강성과 X축,Z축에 대한 회전강성은 무시한다.

② 기초의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	500	12	2	16.500

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 210000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.496^4 - 0.476^4) = 0.0004510 m^4

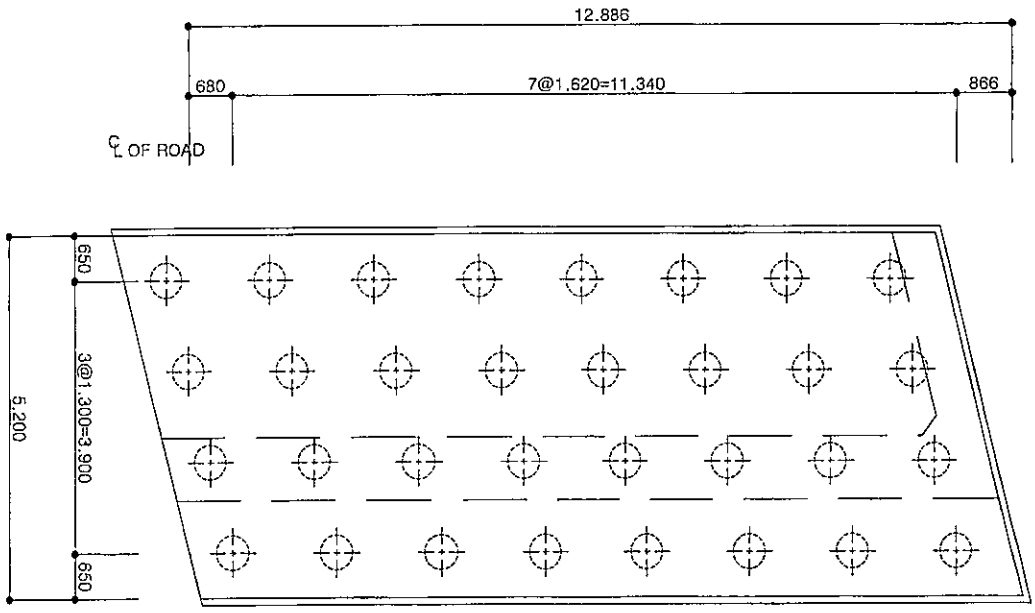
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

㉯ 말뚝의 배치



* () 안의 치수는 사거리 치수임.

㉣ 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.496² - 0.476²) = 0.0153 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.962

Kv = a x Ap x Ep / L = 187026.389 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

㉤ 말뚝의 측직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 10 = 10000 kN/m²

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

※ 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.496	2.022	45723.39
2.022	2.306	26996.38
2.306	2.335	25695.22
2.335	2.338	25576.50
2.338	2.338	25565.40
2.338	2.338	25564.36
2.338	2.338	25564.26

Kh = 25564.25 kN/m³

β = 0.428 m-1

βL = 0.428 x 16.5000 = 7.058 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

㉥ 축직각방향 스프링정수 : 말뚝머리 고정인 경우

K1 = 4EIβ³ = 29644 kN/m

K2 = 2EIβ² = 34653 kN/rad

K3 = 2EIβ² = 34653 kN/rad

K4 = 2EIβ = 81016 kN/rad

㉦ 말뚝기초의 스프링 강성

Kxt = ∑K1 = 948624 kN/m

Kyt = ∑K1 = 948624 kN/m

Kzt = ∑Kv = 5984844 kN/m

Kxr = Kv x ∑yi² + ∑K4 = 85052308 kN.m/m

Kyr = Kv x ∑xi² + ∑K4 = 15235506 kN.m/m

Kzr = K1 x (∑xi² + ∑yi²) = 15074201 kN.m/m

7) SPRING 계수 산정 : 종점측 기초

① 벽체의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 종방향(교축방향 : X-DIR) 변위강성

K_S = 0.425 x Eo x B

= 0.425 x 20000 x 12.455

= 105867 kN/m

㉯ 횡방향(교축직각방향 : Y-DIR) 회전강성

K_R = 0.072 x Eo x B x H^2

= 0.072 x 20000 x 12.455 x 7.594^2

= 1034184 kN.m/rad

㉰ Y축,Z축으로의 변위강성과 X축,Z축에 대한 회전강성은 무시한다.

② 기초의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	500	12	2	17.000

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 210000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.496^4 - 0.476^4) = 0.0004510 m^4

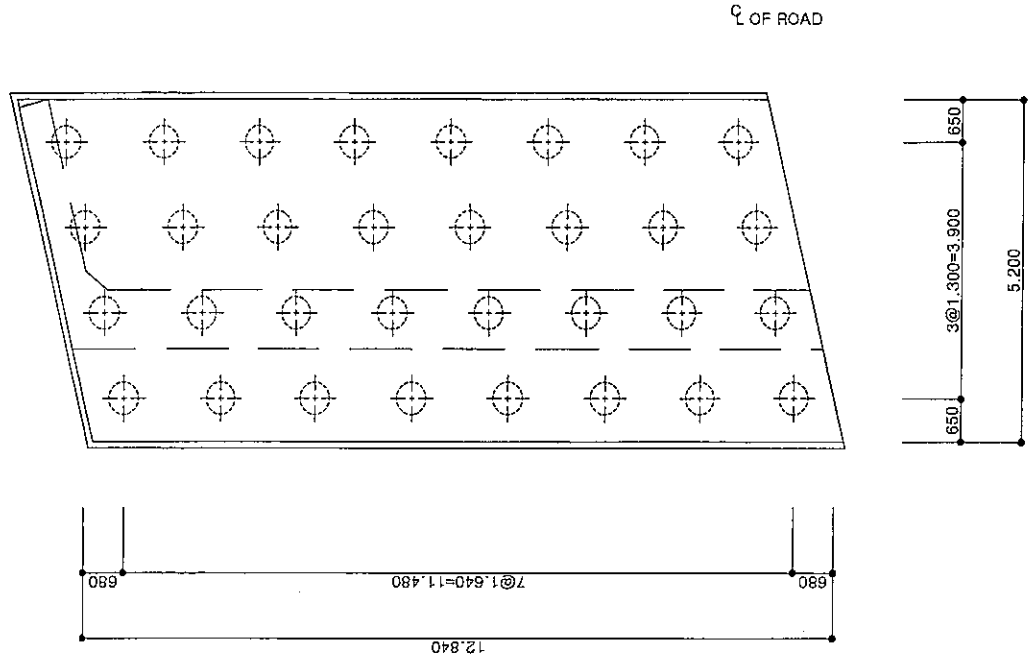
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N_f = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

㉯ 말뚝의 배치



* () 안의 치수는 사거리 치수임.

㉰ 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.496² - 0.476²) = 0.0153 ㎡ ; 말뚝의 순단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.976

Kv = a x Ap x Ep / L = 183997.264 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

㉱ 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 10 = 10000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

※ 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.496	2.022	45723.39
2.022	2.306	26996.38
2.306	2.335	25695.22
2.335	2.338	25576.50
2.338	2.338	25565.40
2.338	2.338	25564.36
2.338	2.338	25564.26

Kh = 25564.25 kN/㎥

β = 0.428 m-1

βL = 0.428 x 17.0000 = 7.271 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

㉲ 축직각방향 스프링정수 : 말뚝머리 고정인 경우

K1 = 4EIβ³ = 29644 kN/m

K2 = 2EIβ² = 34653 kN/rad

K3 = 2EIβ² = 34653 kN/rad

K4 = 2EIβ = 81016 kN/rad

㉳ 말뚝기초의 스프링 강성

Kxt = ∑K1 = 948624 kN/m

Kyt = ∑K1 = 948624 kN/m

Kzt = ∑Kv = 5887912 kN/m

Kxr = Kv x ∑yi² + ∑K4 = 85732201 kN.m/m

Kyr = Kv x ∑xi² + ∑K4 = 15030738 kN.m/m

Kzr = K1 x (∑xi² + ∑yi²) = 15398915 kN.m/m

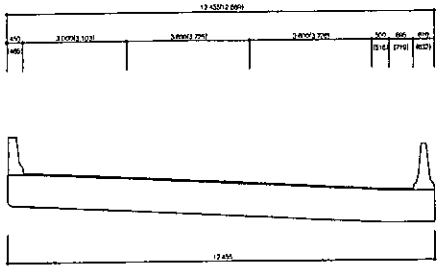
4. 하 중 산 정

4.1 고 정 하 중

1) 구체자중 : 프로그램내에서 자동고려 (w = A × γc)

2) 기타 고정하중

()는 사거리 치수임



① 포 장	: (0.050 x 23.500) x 11.395 / 12.455	=	1.075 kN/m²
② 방호벽	: (0.323 x 25.000 + 0.176) / 12.455	=	0.662 kN/m²
③ 중분대	: 0.421 x 25.000 / 12.455	=	0.845 kN/m²
합 계	:	=	2.582 kN/m²

4.2 활 하 중

1) 설 계 지 간 : 15.930 m , 『도로교 설계기준』 4.8.3.2

설계지간은 사각 45° 이상인 경우는 아래식에 따라 결정하는 것으로 한다.
단, 사각이 65° 이상인 경우는 사각의 영향이 작으므로 경사지간을 적용한다.
l = ls (ls/B ≥ 1.5), ls = 15.930 m : 경사지간)
l = (ls + ln) / 2 (ls/B < 1.5), ln = 15.387 m : 직각거리)

→ 교량의 사각이 75° 이므로 경사지간을 적용한다.

2) 연석간의 교폭 : 11.395 m

3) 유효폭 산정 : 『도로교 설계기준』 4.7.5.1,(2)

E = 1.2 + 0.06 x L = 2.156 m (≤ 2.100 m) , ∴ E = 2.100 m

4) 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 0.268 ≤ 0.300 , ∴ i = 0.268

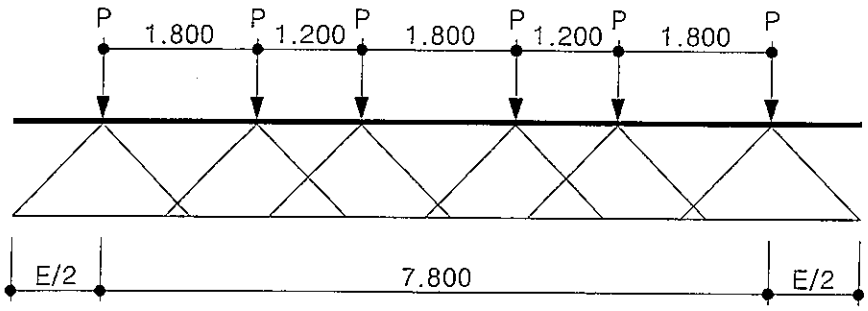
5) 설계차선 산정

연석간의 교폭(Wc)이 11.395m 이므로 3차선을 재하한다.

Wc의 범위(m)	차로수	Wc의 범위(m)	차로수
6.0 ≤ Wc < 9.1	2	23.8 ≤ Wc < 27.4	7
9.1 ≤ Wc < 12.8	3	27.4 ≤ Wc < 31.1	8
12.8 ≤ Wc < 16.4	4	31.1 ≤ Wc < 34.7	9
16.4 ≤ Wc < 20.1	5	34.7 ≤ Wc < 38.4	10
20.1 ≤ Wc < 23.8	6		

설계차로폭 W는 표준 점유폭인 3 m마다 재하한다.

6) 활하중(DB-24,DL-24) 산정



① DB-24 : 2차선재하시 적용

㉮ 1차선 재하시

Ea = 1.800 x 1 + 1.200 x 0 + 2.100 = 3.900 m

Pf = 2 x 24.000 x (1 + 0.268) / 3.900 = 15.606 kN

Pr = 2 x 96.000 x (1 + 0.268) / 3.900 = 62.425 kN

㉯ 2차선 재하시

Ea = 1.800 x 2 + 1.200 x 1 + 2.100 = 6.900 m

Pf = 4 x 24.000 x (1 + 0.268) / 6.900 = 17.642 kN

Pr = 4 x 96.000 x (1 + 0.268) / 6.900 = 70.567 kN

㉰ 3차선 재하시 : 90% 적용

Ea = 1.800 x 3 + 1.200 x 2 + 2.100 = 9.900 m

Pf = 6 x 24.000 x (1 + 0.268) / 9.900 x 0.90 = 16.599 kN

Pr = 6 x 96.000 x (1 + 0.268) / 9.900 x 0.90 = 66.397 kN

② DL-24

㉮ 모멘트 계산시

Pm = 108.000 x (1 + 0.268) / 3 = 45.648 kN

㉯ 전단력 계산시

Ps = 156.000 x (1 + 0.268) / 3 = 65.936 kN

㉰ 등분포하중

w = 12.700 x (1 + 0.268) / 3 = 5.368 kN/m

③ 단위폭당 활하중

구분	E(m)	DB-24		DL-24			비고
		Pr(kN)	Pf(kN)	w(kN/m)	Pm(kN)	Ps(kN)	
1차선	3.900	62.425	15.606	5.368	45.648	65.936	
2차선	6.900	70.567	17.642	5.368	45.648	65.936	적용
3차선	9.900	66.397	16.599	5.368	45.648	65.936	

4.3 토 압

1) 정지토압 계수

Ko = 1.0 - sinΦ = 1.0 - sin35.0° = 0.426

2) 상재하중 : 10.000 kN/m²

3) 평상시 작용토압 : 시점측 벽체

q1	= 0.426 x (10.000 + 0.050 x 23.500 + 0.450 x 20.000)	=	8.595 kN/m²
q2	= 8.595 + 0.426 x 0.450 x 20.000	=	12.429 kN/m²
q3	= 8.595 + 0.426 x 0.525 x 20.000	=	13.068 kN/m²
q4	= 8.595 + 0.426 x 0.750 x 20.000	=	14.985 kN/m²
q5	= 8.595 + 0.426 x 2.177 x 20.000	=	27.138 kN/m²
q6	= 8.595 + 0.426 x 3.603 x 20.000	=	39.292 kN/m²
q7	= 8.595 + 0.426 x 5.030 x 20.000	=	51.446 kN/m²
q8	= 8.595 + 0.426 x 6.456 x 20.000	=	63.600 kN/m²

4) 평상시 작용토압 : 종점측 벽체

q1	= 0.426 x (10.000 + 0.050 x 23.500 + 0.450 x 20.000)	=	8.595 kN/m²
q2	= 8.595 + 0.426 x 0.450 x 20.000	=	12.429 kN/m²
q3	= 8.595 + 0.426 x 0.525 x 20.000	=	13.068 kN/m²
q4	= 8.595 + 0.426 x 0.750 x 20.000	=	14.985 kN/m²
q5	= 8.595 + 0.426 x 2.323 x 20.000	=	28.390 kN/m²
q6	= 8.595 + 0.426 x 3.897 x 20.000	=	41.795 kN/m²
q7	= 8.595 + 0.426 x 5.470 x 20.000	=	55.200 kN/m²
q8	= 8.595 + 0.426 x 7.044 x 20.000	=	68.606 kN/m²

4.4 온 도 하 중

1) 콘크리트교의 온도변화 범위 : 10 ℃ (단면최소치수 : 900 mm)

2) 바닥판 상하면 온도차 : 5 ℃

4.5 건 조 수 축

1) 선팽창계수(α) : 1.000×10^{-5}

2) 건조수축률(ε) : 15.00×10^{-5}

3) 15℃의 온도하중으로 변환하여 설계한다.

ΔT = -ε / α = -0.000150/0.000010 = -15℃

4.6 지 점 침 하

지점침하는 20mm로 추정하여 설계한다.

(콘크리트교에서는 탄성설계력의 50%를 적용, 『도로교 설계기준』 2.1.15)

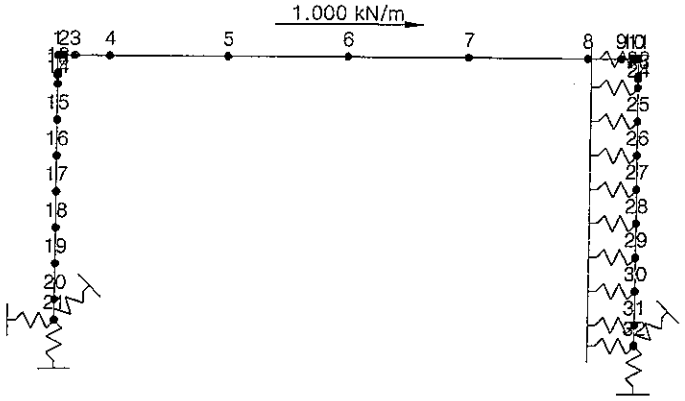
→ 지점침하는 10mm로 탄성해석에 적용.

4.7 종방향 지진하중

1) 상부구조 자중 계산

① 슬래브	:	0.900 x 12.455 x 25.000	=	280.237 kN/m
② 헌치 1	:	(0.900 x 0.300)/2 x 12.455 x 25.000 / 15.930	=	2.639 kN/m
③ 헌치 2	:	(0.900 x 0.300)/2 x 12.455 x 25.000 / 15.930	=	2.639 kN/m
④ 기타하중	:	2.582 x 12.455	=	32.159 kN/m
합 계	:		=	317.674 kN/m

2) 단위하중재하 및 변위계산



→ 종방향 최대변위 V(x) = 0.000019600 m

3) α, β, γ 계수값 산정

W(x) = 317.674 kN/m

$\alpha = \int_0^L \cdot V_s(x) \cdot dy$ = 0.000019600 x 15.930 = 0.000312225 m²

$\beta = \int_0^L \cdot W(x) \cdot V_s(x) \cdot dy$ = 317.674 x 0.000019600 x 15.930 = 0.099185680 kN.m

$\gamma = \int_0^L \cdot W(x) \cdot V_s(x)^2 \cdot dy$ = 317.674 x 0.000019600² x 15.930 = 0.000001944 kN.m²

4) 교량의 주기 계산

$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{r}{P_o \cdot g \cdot \alpha}}$; Po : 가상 정적 단위하중 (1.000 kN/m)

= 2π x √(0.000001944 / (1.000 x 9.810 x 0.000312225))

= 0.158 (sec)

5) 탄성지진 응답계수 산정

$Cs = \frac{1.2 \cdot (A) \cdot (S)}{T^{\frac{2}{3}}}$; S : 토질 형상 특성에 대한 무차원 계수

= 1.2 x 0.154 x 1.200 / 0.158^⅔

= 0.758 (≤ 2.5 x A), ∴ Cs = 0.385 적용

6) 등가 정적 지진하중 계산

$$Pe = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} \cdot W(x) \cdot V_s(x)$$

= 0.099 x 0.385 / 0.000001944 x 317.674 x 0.000019600

= 122.304 kN/m

4.8 횡방향 지진하중 : 횡방향 강성이 매우 크므로 생략한다.

4.9 지진시 토압

1) 지진시 주동토압

① 지진시 주동토압계수(Mononobe-Okabe식 적용)

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

= 0.419

여기서, Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(= 35.00 도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(= 0 도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(= 0 도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(= 0 도)

Kh = 수평지진계수 = A x 1.5, A=0.154

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)] = 13.007, Kv = 0.000

② 지진시 주동토압 : 시점측 벽체

P_{AE} = ½ x Kae x r x H² x B

= ½ x 0.419 x 20.000 x 7.006² x 12.455

= 2561.529 kN

③ 지진시 주동토압 : 종점측 벽체

P_{AE} = ½ x Kae x r x H² x B

= ½ x 0.419 x 20.000 x 7.594² x 12.455

= 3009.189 kN

2) 평상시 주동토압

① 평상시 주동토압계수(Coulomb식 적용)

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

= 0.271

② 시점측 벽체

P_A = ½ x r x H² x B

= ½ x 0.271 x 20.000 x 7.006² x 12.455

= 1656.741 kN

h = 1/3 x 7.01 = 2.335 m

③ 종정측 벽체

P_A = ½ × r × H² × B

= ½ x 0.271 x 20.000 x 7.594² x 12.455

= 1946.277 kN

h = 1/3 x 7.59 = 2.531 m

3) 지진시 주동토압의 작용점 산정

① 평상시 주동토압 : 시점측 벽체

ΔP_{AE}= 2561.529 - 1656.741 = 904.788 kN

h = 0.6 x 7.006 = 4.204 m

② 평상시 주동토압 : 종점측 벽체

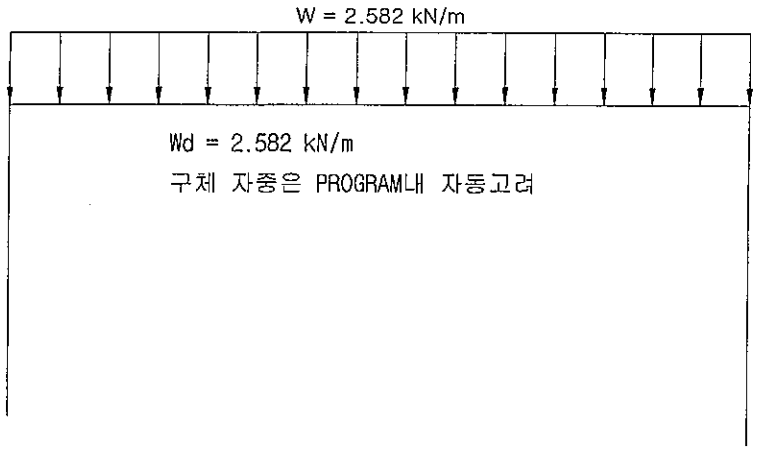
ΔP_{AE}= 3009.189 - 1946.277 = 1062.912 kN

h = 0.6 x 7.594 = 4.556 m

5. 하 중 재 하

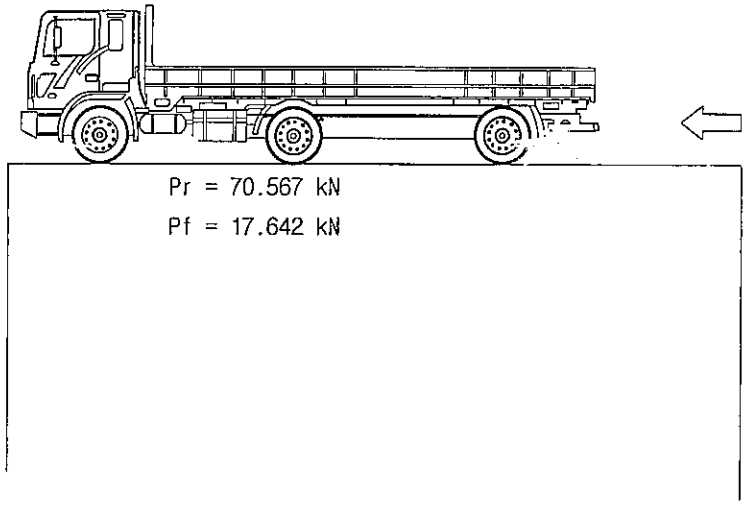
5.1 평 상 시

1) 고정하중

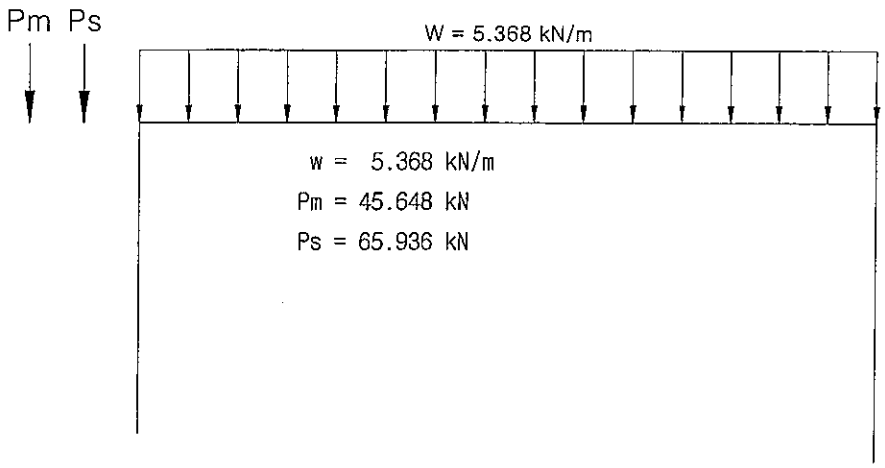


2) 활하중

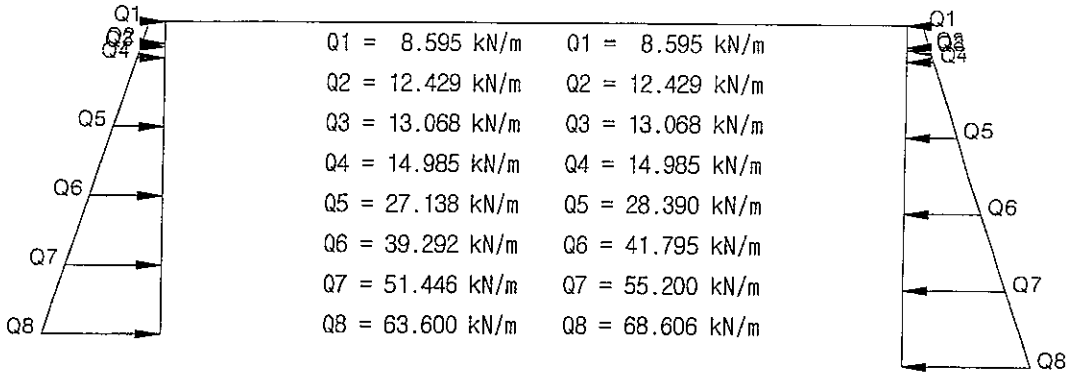
① DB-24



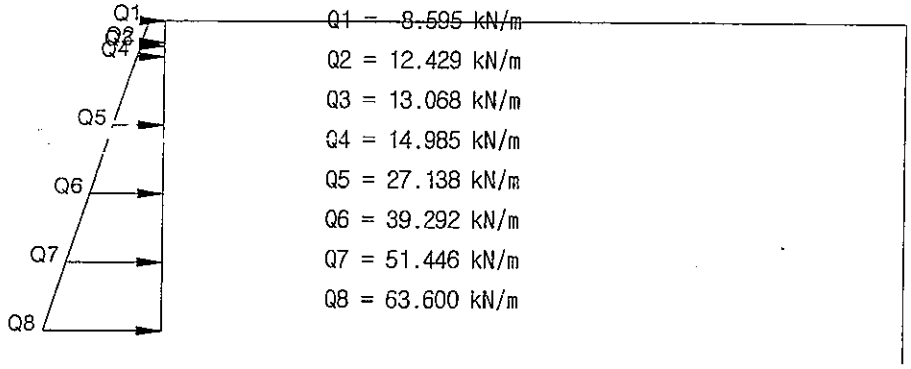
② DL-24



3) 양토압



4) 편토압



5) 온도하중 (+)

① 콘크리트교의 온도변화 범위 : 10 ℃ (단면최소치수 : 900 mm)

② 바닥판 상하면 온도차 : 5 ℃

6) 온도하중 (-)

① 콘크리트교의 온도변화 범위 : -10 ℃ (단면최소치수 : 900 mm)

② 바닥판 상하면 온도차 : -5 ℃

7) 건조수축

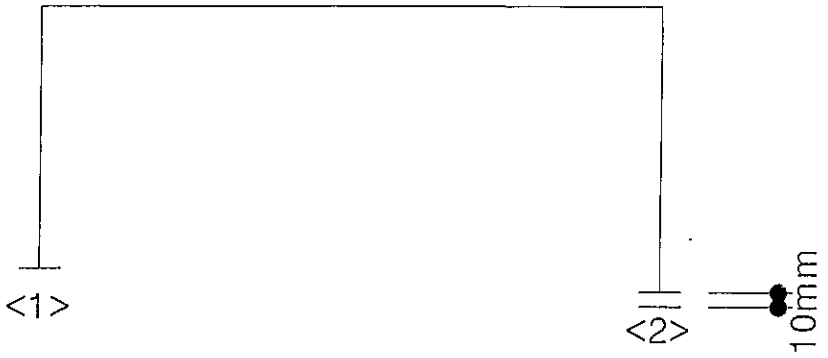
① 선팽창계수(α) : 1.000×10^{-5}

② 건조수축률(ε) : 15.00×10^{-5}

③ 15℃의 온도하중으로 변환하여 설계한다.

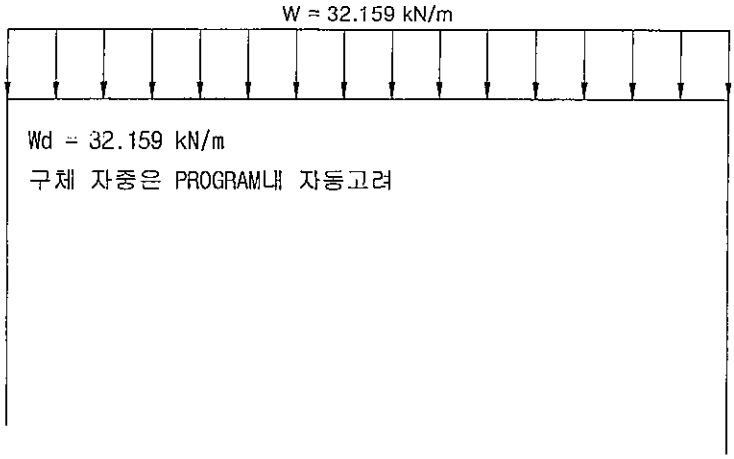
$\Delta T = -\alpha / \varepsilon = -0.000150/0.000010 = -15℃$

8) 지점침하

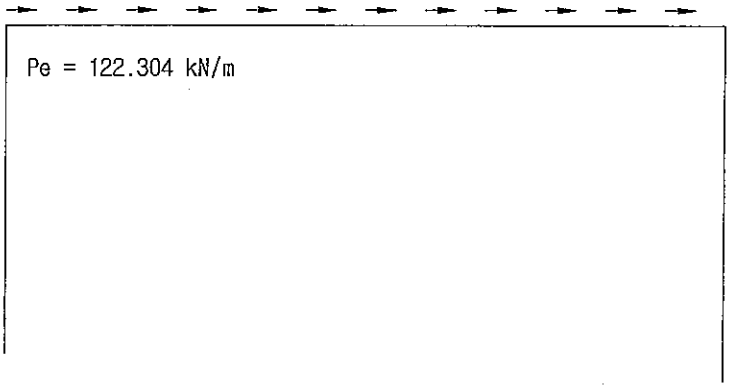


5.2 지 진 시

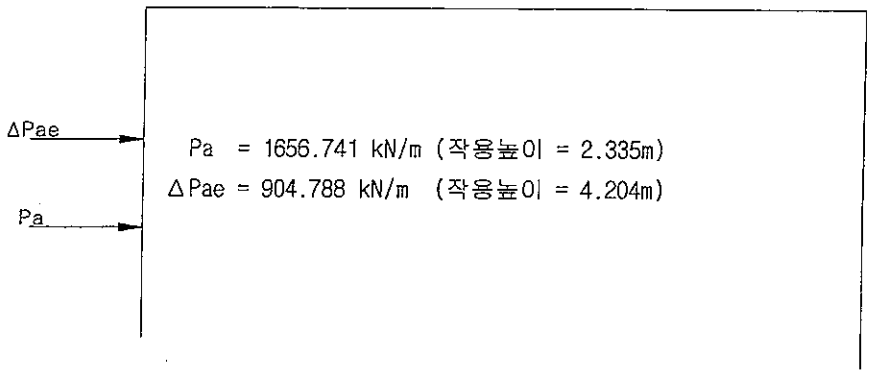
1) 고정하중



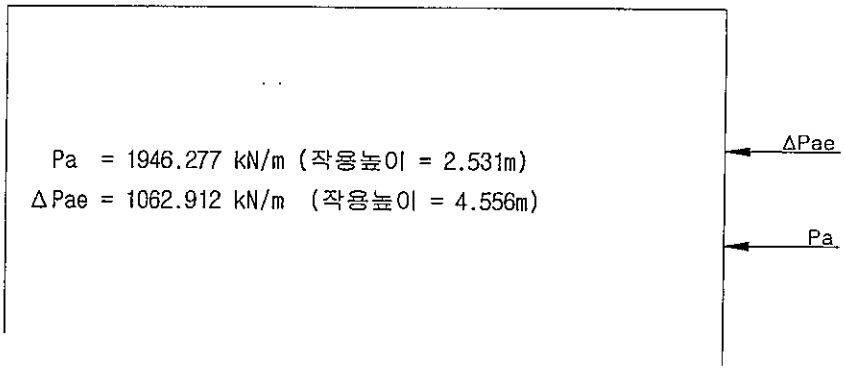
2) 종방향 지진하중



3) 지진시 토압 : 시점측벽체



4) 지진시 토압 : 종점측벽체



6. 하중조합

6.1 사용하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	만재 활하중	편재 활하중	양토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지점 침하
SV01	1.00	1.00	1.00		1.00					
SV02	1.00	1.00		1.00	1.00					
SV03	1.00	1.00	1.00			1.00				
SV04	1.00	1.00		1.00		1.00				
SV05	1.00	1.00			1.00					
SV06	1.00	1.00				1.00				
SV07	1.00	1.00	1.00		1.00		1.00		1.00	1.00
SV08	1.00	1.00	1.00		1.00			1.00	1.00	1.00
SV09	1.00	1.00		1.00	1.00		1.00		1.00	1.00
SV10	1.00	1.00		1.00	1.00			1.00	1.00	1.00
SV11	1.00	1.00	1.00			1.00	1.00		1.00	1.00
SV12	1.00	1.00	1.00			1.00		1.00	1.00	1.00
SV13	1.00	1.00		1.00		1.00	1.00		1.00	1.00
SV14	1.00	1.00		1.00		1.00		1.00	1.00	1.00
SV15	1.00	1.00			1.00		1.00		1.00	1.00
SV16	1.00	1.00			1.00			1.00	1.00	1.00
SV17	1.00	1.00				1.00	1.00		1.00	1.00
SV18	1.00	1.00				1.00		1.00	1.00	1.00
SV19	1.00	1.00	1.00		0.50					
SV20	1.00	1.00		1.00	0.50					
SV21	1.00	1.00	1.00			0.50				
SV22	1.00	1.00		1.00		0.50				
SV23	1.00	1.00			0.50					
SV24	1.00	1.00				0.50				
SV25	1.00	1.00	1.00		0.50		1.00		1.00	1.00
SV26	1.00	1.00	1.00		0.50			1.00	1.00	1.00
SV27	1.00	1.00		1.00	0.50		1.00		1.00	1.00
SV28	1.00	1.00		1.00	0.50			1.00	1.00	1.00
SV29	1.00	1.00	1.00			0.50	1.00		1.00	1.00
SV30	1.00	1.00	1.00			0.50		1.00	1.00	1.00
SV31	1.00	1.00		1.00		0.50	1.00		1.00	1.00
SV32	1.00	1.00		1.00		0.50		1.00	1.00	1.00
SV33	1.00	1.00			0.50		1.00		1.00	1.00
SV34	1.00	1.00			0.50			1.00	1.00	1.00
SV35	1.00	1.00				0.50	1.00		1.00	1.00
SV36	1.00	1.00				0.50		1.00	1.00	1.00

6.2 계수하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	만재 활하중	편재 활하중	양토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지점 침하
UL01	1.30	1.50	2.15		1.70					
UL02	1.30	1.50		2.15	1.70					
UL03	1.30	1.50	2.15			1.70				
UL04	1.30	1.50		2.15		1.70				
UL05	1.30	1.50			1.70					
UL06	1.30	1.50				1.70				
UL07	1.30	1.50	1.30		1.70		1.30		1.30	1.30
UL08	1.30	1.50	1.30		1.70			1.30	1.30	1.30
UL09	1.30	1.50		1.30	1.70		1.30		1.30	1.30
UL10	1.30	1.50		1.30	1.70			1.30	1.30	1.30
UL11	1.30	1.50	1.30			1.70	1.30		1.30	1.30
UL12	1.30	1.50	1.30			1.70		1.30	1.30	1.30
UL13	1.30	1.50		1.30		1.70	1.30		1.30	1.30
UL14	1.30	1.50		1.30		1.70		1.30	1.30	1.30
UL15	1.25	1.45			1.65		1.25		1.25	1.25
UL16	1.25	1.45			1.65			1.25	1.25	1.25
UL17	1.25	1.45				1.65	1.25		1.25	1.25
UL18	1.25	1.45				1.65		1.25	1.25	1.25
UL19	1.30	1.50	2.15		0.65					
UL20	1.30	1.50		2.15	0.65					
UL21	1.30	1.50	2.15			0.65				
UL22	1.30	1.50		2.15		0.65				
UL23	1.30	1.50			0.65					
UL24	1.30	1.50				0.65				
UL25	1.30	1.50	1.30		0.65		1.30		1.30	1.30
UL26	1.30	1.50	1.30		0.65			1.30	1.30	1.30
UL27	1.30	1.50		1.30	0.65		1.30		1.30	1.30
UL28	1.30	1.50		1.30	0.65			1.30	1.30	1.30
UL29	1.30	1.50	1.30			0.65	1.30		1.30	1.30
UL30	1.30	1.50	1.30			0.65		1.30	1.30	1.30
UL31	1.30	1.50		1.30		0.65	1.30		1.30	1.30
UL32	1.30	1.50		1.30		0.65		1.30	1.30	1.30
UL33	1.25	1.45			0.65		1.25		1.25	1.25
UL34	1.25	1.45			0.65			1.25	1.25	1.25
UL35	1.25	1.45				0.65	1.25		1.25	1.25
UL36	1.25	1.45				0.65		1.25	1.25	1.25

6.3 계수하중 조합(최대 편심)

구 분	고정 하중	연직 토압	만재 활하중	편재 활하중	양토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지점 침하
UE01	1.00	1.00	2.15		1.70					
UE02	1.00	1.00		2.15	1.70					
UE03	1.00	1.00	2.15			1.70				
UE04	1.00	1.00		2.15		1.70				
UE05	1.00	1.00			1.70					
UE06	1.00	1.00				1.70				
UE07	1.00	1.00	1.30		1.70		1.30		1.30	1.30
UE08	1.00	1.00	1.30		1.70			1.30	1.30	1.30
UE09	1.00	1.00		1.30	1.70		1.30		1.30	1.30
UE10	1.00	1.00		1.30	1.70			1.30	1.30	1.30
UE11	1.00	1.00	1.30			1.70	1.30		1.30	1.30
UE12	1.00	1.00	1.30			1.70		1.30	1.30	1.30
UE13	1.00	1.00		1.30		1.70	1.30		1.30	1.30
UE14	1.00	1.00		1.30		1.70		1.30	1.30	1.30
UE15	0.95	0.95			1.65		1.25		1.25	1.25
UE16	0.95	0.95			1.65			1.25	1.25	1.25
UE17	0.95	0.95				1.65	1.25		1.25	1.25
UE18	0.95	0.95				1.65		1.25	1.25	1.25
UE1C	1.00	1.00	2.15		0.65					
UE20	1.00	1.00		2.15	0.65					
UE21	1.00	1.00	2.15			0.65				
UE22	1.00	1.00		2.15		0.65				
UE23	1.00	1.00			0.65					
UE24	1.00	1.00				0.65				
UE25	1.00	1.00	1.30		0.65		1.30		1.30	1.30
UE26	1.00	1.00	1.30		0.65			1.30	1.30	1.30
UE27	1.00	1.00		1.30	0.65		1.30		1.30	1.30
UE28	1.00	1.00		1.30	0.65			1.30	1.30	1.30
UE29	1.00	1.00	1.30			0.65	1.30		1.30	1.30
UE30	1.00	1.00	1.30			0.65		1.30	1.30	1.30
UE31	1.00	1.00		1.30		0.65	1.30		1.30	1.30
UE32	1.00	1.00		1.30		0.65		1.30	1.30	1.30
UE33	0.95	0.95			0.65		1.25		1.25	1.25
UE34	0.95	0.95			0.65			1.25	1.25	1.25
UE35	0.95	0.95				0.65	1.25		1.25	1.25
UE36	0.95	0.95				0.65		1.25	1.25	1.25

6.4 지진하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	양토압	지진 하중
EQ01	1.00	1.00	1.00	1.00

7. 단면력 집계

7.1 평상시 단면력

구 분		휨모멘트(kN·m) / m				전단력(kN) / m	
		계수하중		사용하중		계수하중	
		2D FRAME	3D PLATE	2D FRAME	3D PLATE	2D FRAME	3D PLATE
슬래브	좌측단부	-1252.983	-	-904.389	-	558.768	-
	중앙부(지간1)	836.702	-	611.033	-	0.000	-
	우측단부	-1264.402	-	-899.753	-	560.908	-
시점벽체	상단부	-1154.352	-	-866.460	-	358.478	-
	중앙(전면)	193.667	-	122.551	-	321.318	-
	중앙(배면)	-527.094	-	-405.457	-	321.318	-
	하단(전면)	784.622	-	541.427	-	321.318	-
	하단(배면)	-762.345	-	-486.588	-	321.318	-
종점벽체	상단부	-1175.989	-	-864.570	-	358.478	-
	중앙(전면)	198.727	-	124.222	-	302.181	-
	중앙(배면)	-464.593	-	-357.379	-	302.181	-
	하단(전면)	818.473	-	521.056	-	306.506	-
	하단(배면)	-751.351	-	-461.666	-	306.506	-

* 2D FRAME 해석결과와 3D SHELL 해석결과를 비교하여 지배적인 단면력 적용

7.2 지진시 단면력

구 분		휨모멘트(kN·m) / m	전단력(kN) / m
슬래브	좌측단부	-686.886	226.637
	중앙부(지간1)	302.468	0.000
	우측단부	-675.806	227.125
시점벽체	상단부	-595.803	238.942
	중앙(전면)	0.000	154.708
	중앙(배면)	-23.765	154.708
	하단(전면)	309.453	110.740
	하단(배면)	-197.685	110.740
종점벽체	상단부	-592.254	224.737
	중앙(전면)	29.738	124.298
	중앙(배면)	-23.362	124.298
	하단(전면)	285.392	131.288
	하단(배면)	-201.248	131.288

7.3 시점측벽체 기초검토용 하중

구 분	수직력(kN)	모멘트(kN.m)	수평력(kN)	비 고
사용하중	511.487	486.588	-168.475	축력 최대 (SV12)
	511.487	486.588	-168.475	부모멘트 최대 (SV12)
	510.705	-541.427	-175.104	정모멘트 최대 (SV11)
계수하중	758.917	-784.622	-321.318	축력 최대 (UL03)
	668.650	762.345	259.613	부모멘트 최대 (UL12)
	758.917	-784.622	-321.318	정모멘트 최대 (UL03)
지진시	449.784	-358.762	-89.653	지진시 (EQ01)

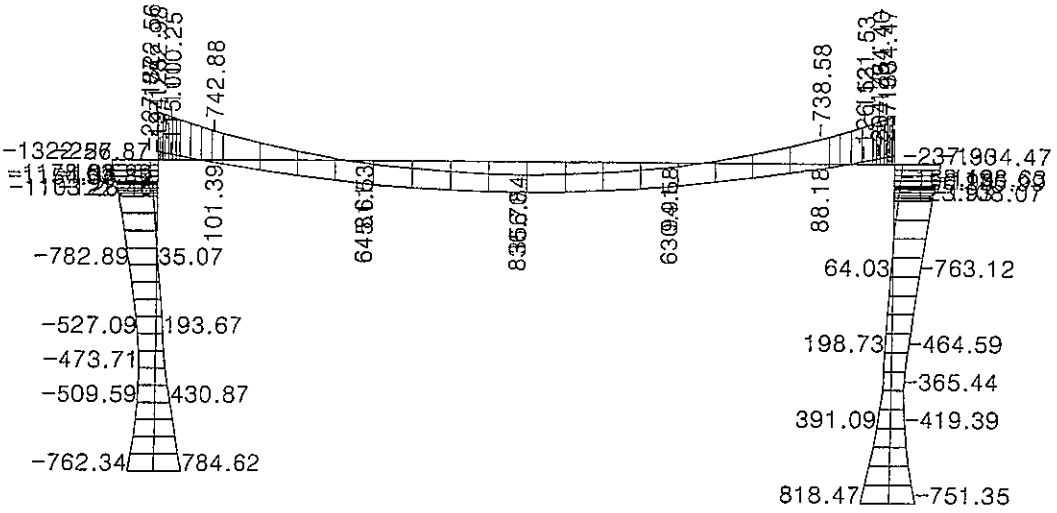
7.4 종점측벽체 기초검토용 하중

구 분	수직력(kN)	모멘트(kN.m)	수평력(kN)	비 고
사용하중	524.880	-521.056	-163.847	축력 최대 (SV11)
	524.098	461.666	164.056	부모멘트 최대 (SV12)
	524.880	-521.056	-163.847	정모멘트 최대 (SV11)
계수하중	778.183	-818.473	-302.181	축력 최대 (UL03)
	684.672	751.351	306.506	부모멘트 최대 (UL12)
	778.183	-818.473	-302.181	정모멘트 최대 (UL03)
지진시	463.493	-325.276	-72.517	지진시 (EQ01)

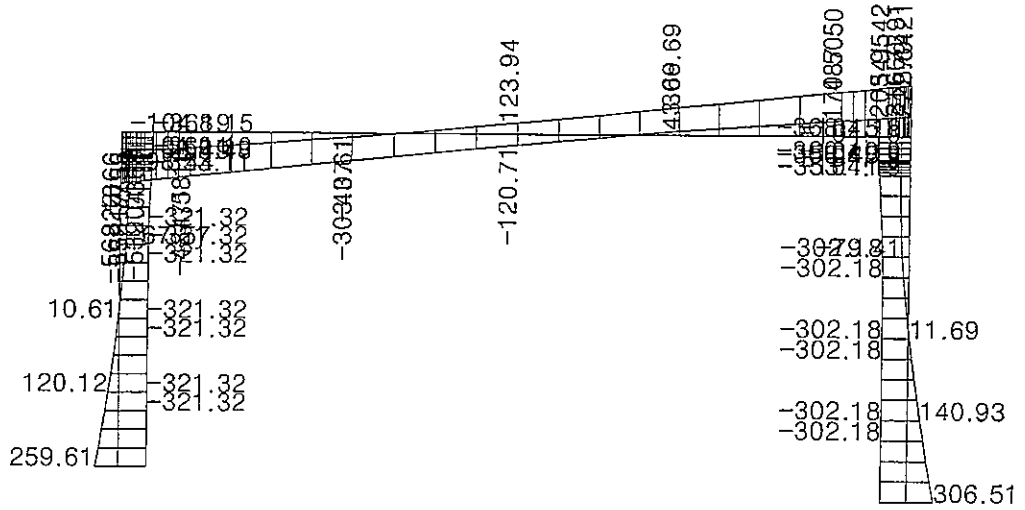
7.5 단면력도

1) 평상시 계수하중

① B.M.D

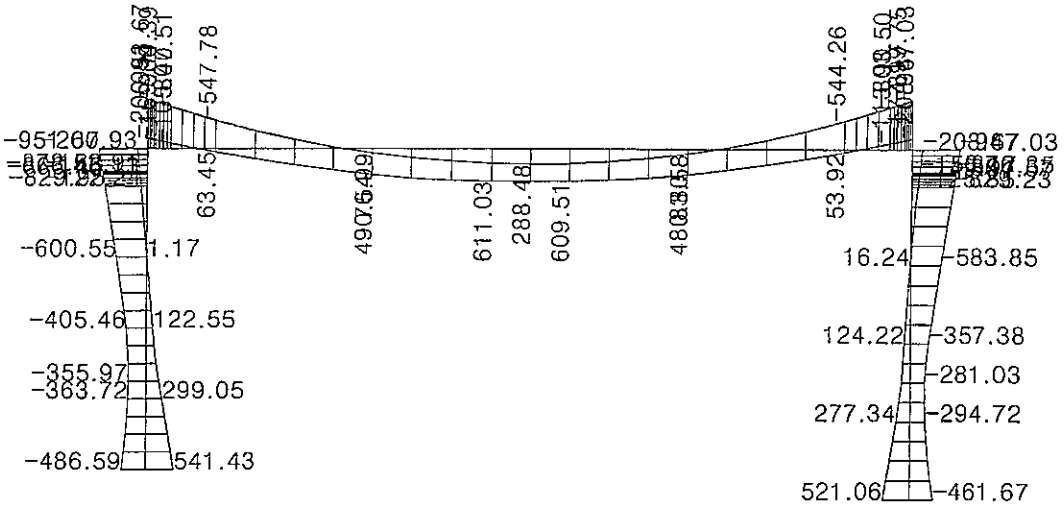


② S.F.D

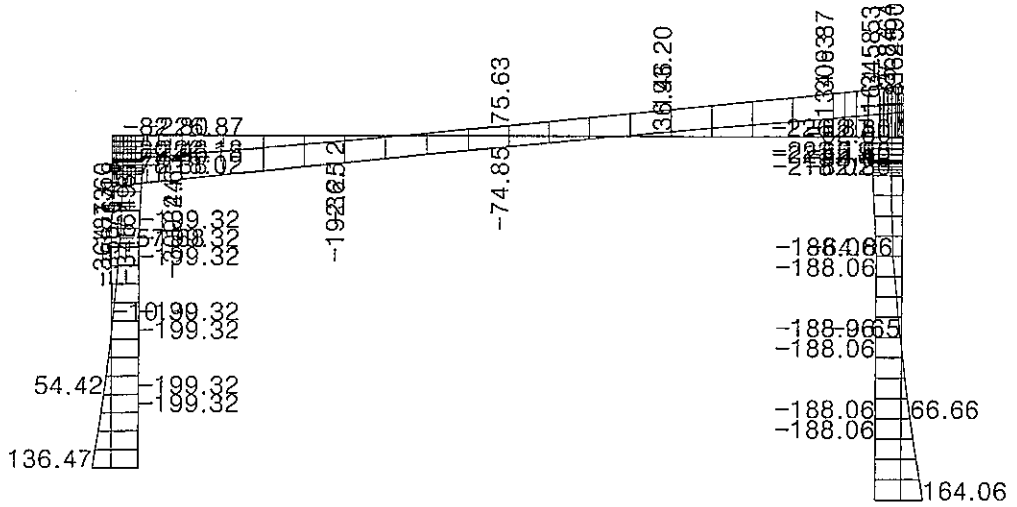


2) 평상시 사용하중

① B.M.D

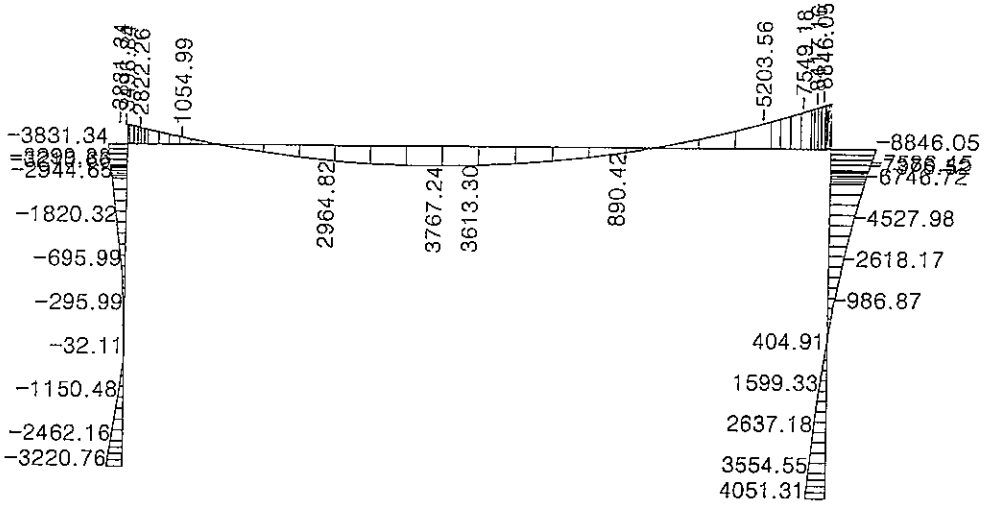


② S.F.D

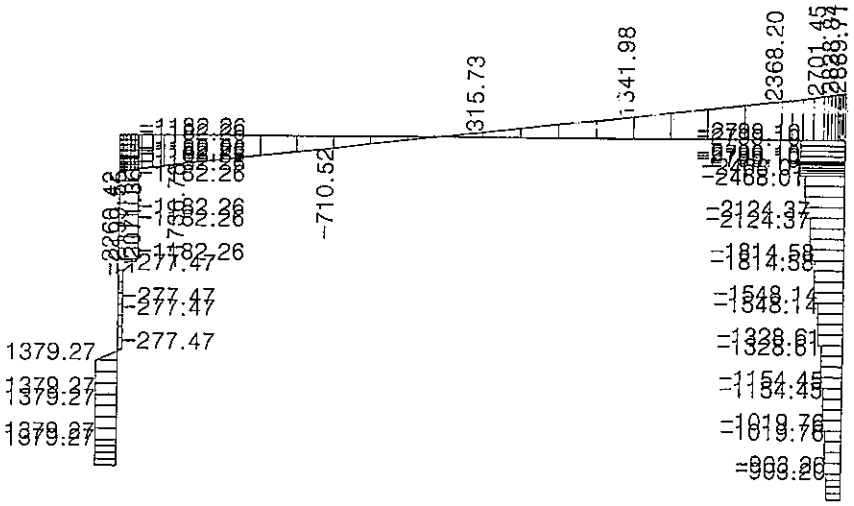


3) 지진시 : 시점부 벽체 토압

① B.M.D

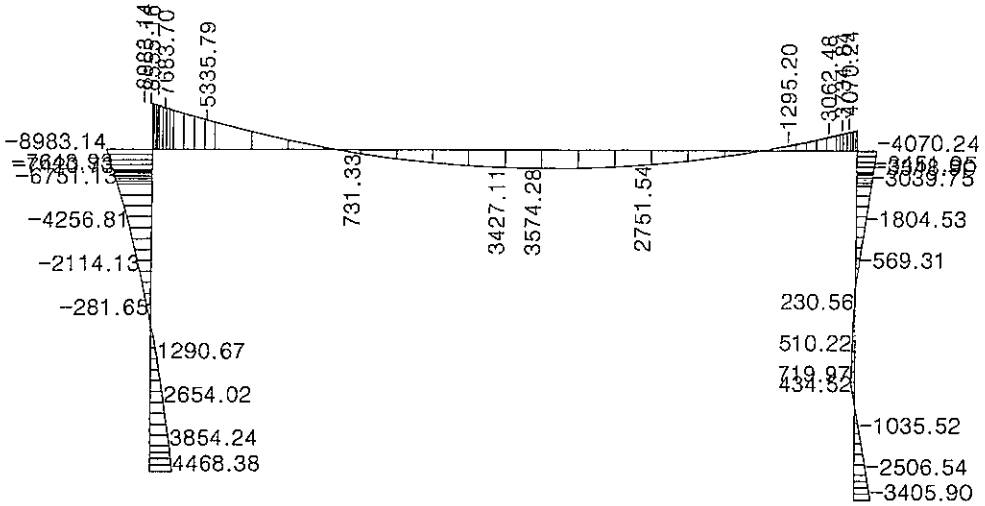


② S.F.D

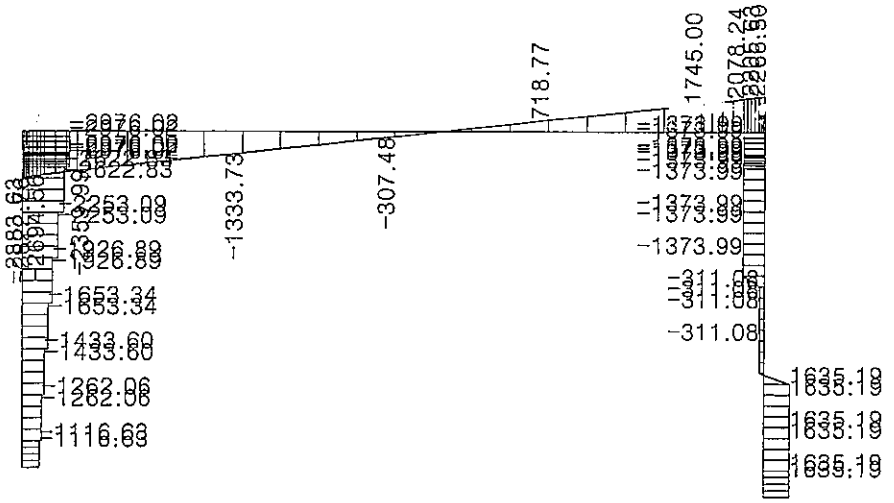


4) 지진시 : 종점벽체 토압

① B.M.D



② S.F.D



8. 단면검토

8.1 주철근 요약

구 분		b	d	Mu	φMn	필요철근량	사용철근량		안전률
		mm	mm	kN.m	kN.m	㎟	사용철근	㎟	
슬래브	좌측단부	1000.0	1120.0	1252.98	1942.12	3379.2	H29@121	5320.4	1.550
	중앙부(지간1)	1000.0	840.0	836.70	1146.34	3024.5	H25@121	4196.5	1.370
	우측단부	1000.0	1120.0	1264.40	1942.12	3410.9	H29@121	5320.4	1.536
시점벽체	상단부	1000.0	920.0	1154.35	1529.29	3829.3	H29@125	5139.2	1.325
	중앙(전면)	1000.0	820.0	193.67	623.44	699.9	H19@125	2292.0	3.219
	중앙(배면)	1000.0	820.0	527.09	1081.46	1930.2	H25@125	4053.6	2.052
	하단(전면)	1000.0	820.0	784.62	1081.46	2903.9	H25@125	4053.6	1.378
	하단(배면)	1000.0	820.0	762.35	1081.46	2818.8	H25@125	4053.6	1.419
종점벽체	상단부	1000.0	920.0	1175.99	1535.09	3903.9	H29@125	5159.8	1.305
	중앙(전면)	1000.0	820.0	198.73	625.88	718.3	H19@125	2301.2	3.149
	중앙(배면)	1000.0	820.0	464.59	1085.59	1697.0	H25@125	4069.8	2.337
	하단(전면)	1000.0	820.0	818.47	1085.59	3033.5	H25@125	4069.8	1.326
	하단(배면)	1000.0	820.0	751.35	1085.59	2776.9	H25@125	4069.8	1.445

8.2 전단철근 요약

구 분		ϕVc	Vu	ϕVn	다리수	필요 철근량	사용철근량			비 고
		kN	kN	kN	개	㎟	직경	간격	㎟	
슬래브	좌측단부	568.11	558.77	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부(지간1)	581.97	0.00	581.97	0.00	-		0	0.0	O.K
	우측단부	568.11	560.91	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
시점벽체	상단부	568.11	358.48	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부	568.11	321.32	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	하단부	568.11	321.32	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
종점벽체	상단부	568.11	358.48	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부	568.11	302.18	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	하단부	568.11	306.51	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K

8.3 단면 검토

1) 슬래브 : 좌측단부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1120.0	80.0	1253.0	558.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5320.357 x 400.00 = 2128142.720

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 92.730 mm, c = 92.730 / β1 = 92.730 / 0.85 = 109.094 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 109.094) / 109.094 = 0.02780

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3379.249 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5320.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.574]

1단 : H29 - 8.3 EA (= 5320.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00475

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 92.730 mm

ΦMn = 0.85 x 5320.357 x 400 x (1120.00 - a/2) = 1942.122 kN.m

≥ Mu (= 1252.983 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.550]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 558.768 kN) , 전단보강 불필요.

2) 슬래브 : 중앙부(지간1)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	840.0	60.0	836.7	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4196.489 x 400.00 = 1678595.760

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 73.141 mm, c = 73.141 / β1 = 73.141 / 0.85 = 86.049 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (840.00 - 86.049) / 86.049 = 0.02629

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3024.532 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4196.5 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.387]

1단 : H25 - 8.3 EA (= 4196.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00500

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 73.141 mm

ΦMn = 0.85 x 4196.489 x 400 x (840.00 - a/2) = 1146.338 kN.m

≥ Mu (= 836.702 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.370]

3) 슬래브 : 우측단부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1120.0	80.0	1264.4	560.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5320.357 x 400.00 = 2128142.720

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 92.730 mm, c = 92.730 / β1 = 92.730 / 0.85 = 109.094 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 109.094) / 109.094 = 0.02780

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3410.909 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5320.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용율 = 1.560]

1단 : H29 - 8.3 EA (= 5320.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00475

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 92.730 mm

ΦMn = 0.85 x 5320.357 x 400 x (1120.00 - a/2) = 1942.122 kN.m

≥ Mu (= 1264.402 kN.m) ∴ O.K [안전율 1.536]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 560.908 kN) , 전단보강 불필요.

4) 벽체 : 시점벽체 상단부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	1154.4	358.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02319

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3829.281 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.342]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00559

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (920.00 - a/2) = 1529.286 kN.m

≥ Mu (= 1154.352 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.325]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 358.478 kN) , 전단보강 불필요.

5) 벽체 : 사절벽체 중앙(전면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	193.7	321.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 46.997) / 46.997 = 0.04934

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 699.851 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.275]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00280

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 623.444 kN.m

≥ Mu (= 193.667 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.219]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 321.318 kN) , 전단보강 불필요.

6) 벽체 : 시점벽체 중앙(배면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	527.1	321.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02660

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1930.175 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.100]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00494

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1081.457 kN.m

≥ Mu (= 527.094 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.052]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 321.318 kN) , 전단보강 불필요.

7) 벽체 : 시점벽체 하단(전면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	784.6	321.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02660

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2903.899 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.396]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00494

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1081.457 kN.m

≥ Mu (= 784.622 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.378]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 321.318 kN) , 전단보강 불필요.

8) 벽체 : 시정벽체 하단(배면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	762.3	321.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02660

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2818.823 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) [사용률 = 1.438]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00494

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1081.457 kN.m

≥ Mu (= 762.345 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.419]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 321.318 kN) , 전단보강 불필요.

9) 벽체 : 종점벽체 상단부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	1176.0	358.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5159.757 x 400.00 = 2063902.720

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.930 mm, c = 89.930 / β1 = 89.930 / 0.85 = 105.800 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 105.800) / 105.800 = 0.02309

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3903.920 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5159.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.322]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5159.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00561

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.930 mm

ΦMn = 0.85 x 5159.757 x 400 x (920.00 - a/2) = 1535.089 kN.m

≥ Mu (= 1175.989 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.305]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 358.478 kN) , 전단보강 불필요.

10) 벽체 : 종정벽체 중앙(전면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	198.7	302.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2301.168 x 400.00 = 920467.200

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 40.108 mm, c = 40.108 / β1 = 40.108 / 0.85 = 47.185 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 47.185) / 47.185 = 0.04913

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 718.279 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2301.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.204]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2301.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00281

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.108 mm

ΦMn = 0.85 x 2301.168 x 400 x (820.00 - a/2) = 625.876 kN.m

≥ Mu (= 198.727 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.149]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 302.181 kN) , 전단보강 불필요.

11) 벽체 : 종정벽체 중앙(배면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	464.6	302.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4069.814 x 400.00 = 1627925.760

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.934 mm, c = 70.934 / β1 = 70.934 / 0.85 = 83.451 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.451) / 83.451 = 0.02648

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1697.009 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4069.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.398]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00496

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.934 mm

ΦMn = 0.85 x 4069.814 x 400 x (820.00 - a/2) = 1085.588 kN.m

≥ Mu (= 464.593 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.337]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 302.181 kN) , 전단보강 불필요.

12) 벽체 : 종점벽체 하단(전면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	818.5	306.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4069.814 x 400.00 = 1627925.760

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.934 mm, c = 70.934 / β1 = 70.934 / 0.85 = 83.451 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.451) / 83.451 = 0.02648

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3033.497 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4069.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.342]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00496

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.934 mm

ΦMn = 0.85 x 4069.814 x 400 x (820.00 - a/2) = 1085.588 kN.m

≥ Mu (= 818.473 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.326]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 306.506 kN) , 전단보강 불필요.

13) 벽체 : 종점벽체 하단(배면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	751.4	306.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4069.814 x 400.00 = 1627925.760

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.934 mm, c = 70.934 / β1 = 70.934 / 0.85 = 83.451 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.451) / 83.451 = 0.02648

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2776.898 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4069.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.466]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00496

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.934 mm

ΦMn = 0.85 x 4069.814 x 400 x (820.00 - a/2) = 1085.588 kN.m

≥ Mu (= 751.351 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.445]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 306.506 kN) , 전단보강 불필요.

9. 사용성 검토

9.1 사용철근 요약

구 분		b	d	Ms	fs	철근간격	최대간격	비 고
		mm	mm	kN·m	MPa	mm	mm	
슬래브	좌측단부	1000.0	1120.0	904.389	164.184	315.894	120.744	O.K
	중앙부(지간1)	1000.0	840.0	611.033	187.855	300.457	120.744	O.K
	우측단부	1000.0	1120.0	899.753	163.343	318.366	120.744	O.K
시점벽체	상단부	1000.0	920.0	866.460	199.431	231.124	125.000	O.K
	중앙(전면)	1000.0	820.0	122.551	69.349	908.453	125.000	O.K
	중앙(배면)	1000.0	820.0	405.457	132.144	427.192	125.000	O.K
	하단(전면)	1000.0	820.0	541.427	176.458	277.531	125.000	O.K
	하단(배면)	1000.0	820.0	486.588	158.586	327.827	125.000	O.K
종점벽체	상단부	1000.0	920.0	864.570	198.233	233.510	124.502	O.K
	중앙(전면)	1000.0	820.0	124.222	70.022	899.712	124.502	O.K
	중앙(배면)	1000.0	820.0	357.379	116.027	509.969	124.502	O.K
	하단(전면)	1000.0	820.0	521.056	169.167	296.766	124.502	O.K
	하단(배면)	1000.0	820.0	461.666	149.885	356.651	124.502	O.K

9.2 균열 검토

1) 슬래브 : 좌측단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 904.389 x 1000000 / [5320.357 x (1120.000 - 253.979/3)]
= 164.184 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5320.357/1000.0 + 7x5320.357/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x5320.357)]
= 253.979 mm

사용철근량 = 5320.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.3 EA (= 5320.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.18) - 2.5 x 65.50 = 315.89 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 164.18) = 383.72 mm
Sa는 작은 값인 315.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.3 EA = 120.74 ≤ Sa (= 315.89 mm) ∴ O.K

2) 슬래브 : 중앙부(지간1)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 611.033 x 1000000 / [4196.489 x (840.000 - 194.709/3)]
= 187.855 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4196.489/1000.0 + 7x4196.489/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x840.0/(7x4196.489)]
= 194.709 mm

사용철근량 = 4196.5 mm² (철근도심 : 60.0 mm)
1단 : H25 - 8.3 EA (= 4196.5 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 60.00 - 25/2 = 47.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.85) - 2.5 x 47.50 = 300.46 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 187.85) = 335.37 mm
Sa는 작은 값인 300.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.3 EA = 120.74 ≤ Sa (= 300.46 mm) ∴ O.K

3) 슬래브 : 우측단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 899.753 x 1000000 / [5320.357 x (1120.000 - 253.979/3)]
= 163.343 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5320.357/1000.0 + 7x5320.357/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x5320.357)]
= 253.979 mm

사용철근량 = 5320.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.3 EA (= 5320.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 163.34) - 2.5 x 65.50 = 318.37 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 163.34) = 385.69 mm
Sa는 작은 값인 318.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.3 EA = 120.74 ≤ Sa (= 318.37 mm) ∴ O.K

4) 벽체 : 시점벽체 상단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 866.460 x 1000000 / [5139.200 x (920.000 - 223.808/3)]
= 199.431 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5139.200)]
= 223.808 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 199.43) - 2.5 x 65.50 = 231.12 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 199.43) = 315.90 mm
Sa는 작은 값인 231.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 231.12 mm) ∴ O.K

5) 벽체 : 시점벽체 중앙(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 122.551 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 69.349 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.35) - 2.5 x 70.50 = 959.32 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 69.35) = 908.45 mm
Sa는 작은 값인 908.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 908.45 mm) ∴ O.K

6) 벽체 : 시점벽체 중앙(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 405.457 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 132.144 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 132.14) - 2.5 x 67.50 = 427.19 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 132.14) = 476.75 mm
Sa는 작은 값인 427.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 427.19 mm) ∴ O.K

7) 벽체 : 시점벽체 하단(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 541.427 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 176.458 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.46) - 2.5 x 67.50 = 277.53 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.46) = 357.03 mm
Sa는 작은 값인 277.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 277.53 mm) ∴ O.K

8) 벽체 : 시점벽체 하단(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 486.588 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 158.586 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 158.59) - 2.5 x 67.50 = 327.83 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 158.59) = 397.26 mm
Sa는 작은 값인 327.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 327.83 mm) ∴ O.K

9) 벽체 : 종점벽체 상단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 864.570 x 1000000 / [5159.757 x (920.000 - 224.193/3)]
= 198.233 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5159.757/1000.0 + 7x5159.757/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5159.757)]
= 224.193 mm

사용철근량 = 5159.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5159.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 198.23) - 2.5 x 65.50 = 233.51 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 198.23) = 317.81 mm
Sa는 작은 값인 233.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 124.50 ≤ Sa (= 233.51 mm) ∴ O.K

10) 벽체 : 종점벽체 중앙(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 124.222 x 1000000 / [2301.168 x (820.000 - 147.222/3)]
= 70.022 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2301.168/1000.0 + 7x2301.168/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2301.168)]
= 147.222 mm

사용철근량 = 2301.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2301.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.02) - 2.5 x 70.50 = 948.39 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 70.02) = 899.71 mm
Sa는 작은 값인 899.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 124.50 ≤ Sa (= 899.71 mm) ∴ O.K

11) 벽체 : 종점벽체 중앙(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 357.379 x 1000000 / [4069.814 x (820.000 - 189.532/3)]
= 116.027 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4069.814/1000.0 + 7x4069.814/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4069.814)]
= 189.532 mm

사용철근량 = 4069.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 116.03) - 2.5 x 67.50 = 509.97 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 116.03) = 542.98 mm
Sa는 작은 값인 509.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 124.50 ≤ Sa (= 509.97 mm) ∴ O.K

12) 벽체 : 종점벽체 하단(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 521.056 x 1000000 / [4069.814 x (820.000 - 189.532/3)]
= 169.167 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4069.814/1000.0 + 7x4069.814/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4069.814)]
= 189.532 mm

사용철근량 = 4069.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.17) - 2.5 x 67.50 = 296.77 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 169.17) = 372.41 mm
Sa는 작은 값인 296.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 124.50 ≤ Sa (= 296.77 mm) ∴ O.K

13) 벽체 : 종점벽체 하단(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 461.666 x 1000000 / [4069.814 x (820.000 - 189.532/3)]
= 149.885 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4069.814/1000.0 + 7x4069.814/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4069.814)]
= 189.532 mm

사용철근량 = 4069.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.89) - 2.5 x 67.50 = 356.65 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 149.89) = 420.32 mm

Sa는 작은 값인 356.65 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 124.50 ≤ Sa (= 356.65 mm) ∴ O.K

10. 처짐 및 피로 검토

10.1 처짐 검토

- 깊이가 일정한 부재의 최소두께

상부구조의 형식	최소두께(m)	
	단순경간	연속경간
주철근이 차량 진행방향에 나란하거나 직각인 교량 슬래브	1.2(S+3)/30	(S+3)/30

* 변단면 부재가 사용되는 경우, 위의 값은 정모멘트 단면과 부모멘트단면에서의 상대강성의 변화를 고려하기 위해 수정될 수 있다.
* S는 경간 길이를 나타낸다(m).

상부구조물의 최소 두께 : tmin = 1.2 x (S + 3.000)/30

= 1.2 x (15.930 + 3.000)/30

= 0.757 m < tuse = 0.900 m

∴ 처짐 검토 불필요. [도설기 4.4.9.5 P.300 - 2005]

10.2 피로 검토

- 충격을 포함한 사용활하중에 의한 철근의 응력 범위 및 프리스트레싱 긴장재의 인장응력 변동 범위가 표 4.4.5의 응력 이내에 들면 피로에 대하여 검토할 필요가 없다.

- 피로를 고려하지 않아도 되는 철근의 응력범위

철근의 종류	철근의 인장 및 압축응력 범위 (MPa)
SD 300	130
SD 350	140
SD 400	150

1) 상부 슬래브 1지간부

M_{Lmax} = 202.821 kN.m (활하중과 충격에 의해 야기되는 최대 모멘트)

M_{Lmin} = 0 kN.m (활하중과 충격에 의해 야기되는 최소 모멘트)

사용철근 : As = H25 @ 125

= 4196.5 ㎟

$M_L = M_{Lmax} - M_{Lmin} = 202.821 - 0 = 202.821$ kN.m

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2000000}{278040} = 7$$

$$p = \frac{As}{b \times d} = \frac{4196.5}{1000 \times 840} = 0.0049958$$

$$k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$$

$$= -7 \times 0.0049958 + \sqrt{(7 \times 0.0049958)^2 + 2 \times 7 \times 0.0049958}$$

$$= 0.232$$

$$j = 1 - k/3 = 0.923$$

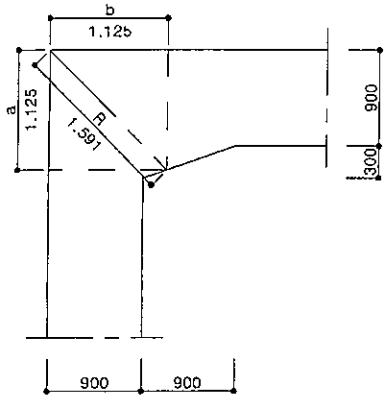
$$\Delta f = \frac{M_L}{As \times j \times d} = \frac{202.821 \times 10^{6}}{4196.5 \times 0.923 \times 840} = 62.355 \text{ MPa}$$

f_f = 150 MPa > Δf = 62.355 MPa ∴ O.K

11. 우각부 및 배력철근 검토

11.1 우각부 검토

1) 시점측 우각부



슬래브 두께 = 0.900 m
벽체 두께 = 0.900 m
헌치 높이 = 0.300 m
헌치 폭 = 0.900 m

a = 0.900 + tan(18.435) x ΔL
b = 0.900 + 0.900 - ΔL
a = b , ΔL = (0.900+0.900-0.900)/(tan(18.435)+1)
ΔL = 0.675 m
a = 0.900 + tan(18.435) x 0.675 = 1.125 m
b = 0.900 + 0.900 - 0.675 = 1.125 m
R = $\sqrt{(a^2 + b^2)}$
= $\sqrt{(1.125^2 + 1.125^2)}$ - 1.591 m

Mu = 1252.983 kN.m (계수하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
Mo = 904.389 kN.m (사용하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
W = 1.000 m (절점부의 구조물 폭)

$f_{t,max} = 5\frac{M_0}{R^2 \cdot w}$

= (5 x 904388662.0) / (1591.0² x 1000.0)
= 1.786 MPa

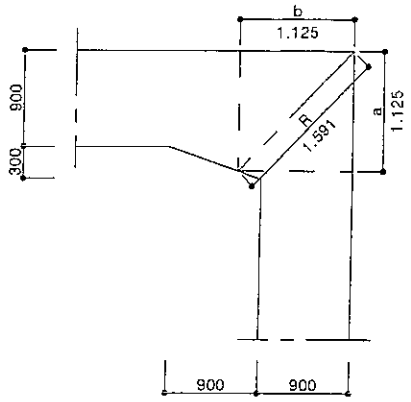
fta = 0.13√Fck = 0.675 MPa < ftmax ∴ 우각부 보강철근 필요

필요철근량 = $\frac{2 \cdot M_0}{R \cdot f_{sa}}$
= (2 x 904388662.0) / (1591.0 x 180)
= 6316.043 ㎟

사용철근량 = 7150.400 ㎟
- 1단 : H25 @ 125 mm = 4053.600 ㎟
- 2단 : H22 @ 125 mm = 3096.800 ㎟

사용철근량 : 7150.400 ㎟ > 필요철근량 : 6316.043 ㎟ ∴ O.K

2) 종점측 우각부



슬래브 두께 = 0.900 m
벽체 두께 = 0.900 m
헌치 높이 = 0.300 m
헌치 폭 = 0.900 m

a = 0.900 + tan(18.435) x ΔL
b = 0.900 + 0.900 - ΔL
a = b , ΔL = (0.900+0.900-0.900)/(tan(18.435)+1)
ΔL = 0.675 m
a = 0.900 + tan(18.435) x 0.675 = 1.125 m
b = 0.900 + 0.900 - 0.675 = 1.125 m
R = $\sqrt{(a^2 + b^2)}$
= $\sqrt{(1.125^2 + 1.125^2)}$ = 1.591 m

Mu = 1264.402 kN.m (계수하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
Mo = 899.753 kN.m (사용하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
W = 1.000 m (절점부의 구조물 폭)

$f_{t,max} = 5\frac{M_0}{R^2 \cdot w}$

= (5 x 899752515.0) / (1591.0² x 1000.0)
= 1.777 MPa

fta = 0.13√Fck = 0.675 MPa < ftmax ∴ 우각부 보강철근 필요

필요철근량 = $\frac{2 \cdot M_0}{R \cdot f_{sa}}$
= (2 x 899752515.0) / (1591.0 x 180)
= 6283.665 ㎟

사용철근량 = 7150.400 ㎟
- 1단 : H25 @ 125 mm = 4053.600 ㎟
- 2단 : H22 @ 125 mm = 3096.800 ㎟

사용철근량 : 7150.400 ㎟ > 필요철근량 : 6283.665 ㎟ ∴ O.K

11.2 배력철근 검토

1) 검토 결과 요약

① 슬래브

단위 : ㎟

구 분	주철근비		단면적비		300㎟이상		비 고
	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
좌측단부	465.7	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
중앙부(지간1)	416.8	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
우측단부	470.0	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K

② 벽체

단위 : ㎟

구 분		0.0015hb		300㎟이상		비 고
		필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
사점벽체	상단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부	1350.0	1986.0	300.0	1324.0	O.K
	하단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
종점벽체	상단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부	1350.0	1986.0	300.0	1324.0	O.K
	하단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K

2) 배력철근 검토

① 슬래브

㉮ 좌측단부

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

Σ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(15.930) = 13.78% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 3379.2 ㎟

필요 철근량 : 3379.2 x 0.138 = 465.7 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 중앙부(지간1)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

Σ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(15.930) = 13.78% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 3024.5 ㎟

필요 철근량 : 3024.5 x 0.138 = 416.8 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉰ 우측단부

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  ∑ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

  55/√(15.930) = 13.78% < 최대 50 % 중 작은값 이상

  소요주철근 : 3410.9 ㎟

  필요 철근량 : 3410.9 x 0.138 = 470.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

  단면적대비 0.0020 이상

  필요철근량 : 0.0020 x B x T

  = 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

  필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

  1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

② 벽체

㉮ 시점벽체 상단부

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  ∑ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 시점벽체 중앙(전면)

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  ∑ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

㉰ 시점벽체 하단(배면)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

$\sum$ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉱ 종점벽체 상단부

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

$\sum$ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 종점벽체 중앙(전면)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

$\sum$ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

㉮ 종점벽체 하단(배면)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

$\sum$ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

③ 접속 슬래브

㉮ 시점측 접속슬래브

- 사용철근량

  압축부 : H19 @ 300 = 955.0 ㎟

  인장부 : H19 @ 150 = 1910.0 ㎟

  ∑ = 2865.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

  55/√(9.132) = 18.20% < 최대 50 % 중 작은값 이상

  소요주철근 : 4657.0 ㎟

  필요 철근량 : 4657.0 x 0.182 = 847.6 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

  단면적대비 0.0020 이상

  필요철근량 : 0.0020 x B x T

  = 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 종점측 접속슬래브

- 사용철근량

  압축부 : H19 @ 300 = 955.0 ㎟

  인장부 : H19 @ 150 = 1910.0 ㎟

  ∑ = 2865.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

  55/√(7.000) = 20.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

  소요주철근 : 4593.8 ㎟

  필요 철근량 : 4593.8 x 0.208 = 955.0 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

  단면적대비 0.0020 이상

  필요철근량 : 0.0020 x B x T

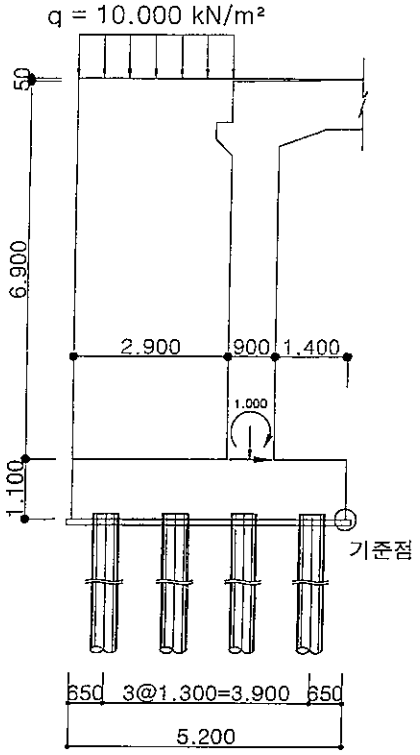
  = 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

12. 기초안정 검토

12.1 시점측 기초



기초자중	=	5.200	x	1.100	x	25.000
	=	143.000		kN/m		
배면토사	=	2.900	x	6.900	x	20.000
	=	400.181		kN/m		
포 장	=	2.900	x	0.050	x	23.500
	=	3.407		kN/m		
노면활하중	=	2.900	x	10.000		
	=	29.000		kN/m		

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	511.487	511.487	510.705	449.784	
수평력(H)	-168.475	-168.475	-175.104	-89.653	
모멘트(M)	486.588	486.588	-541.427	-358.762	
Combo	SV12	SV12	SV11	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
노면활하중	29.000		3.750		108.750		
기초자중	143.000		2.600		371.800		
포 장	3.407		3.750		12.778		
배면토사	400.181		3.750		1500.679		
소 계	575.589				1994.007		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기초자중	143.000	0.231	33.033	2.600	0.550	371.800	18.168	
포 장	3.407			3.750		12.778		
배면토사	400.181			3.750		1500.679		
소 계	546.589		33.033			1885.257	18.168	

3) 기초 안정검토

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

4) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	511.487		1.850		946.250		
	수평력		-168.475		1.100	185.322		
	모멘트						486.588	
기 타 하 중		575.589				1994.007		
총 계		1087.075	-168.475			3125.580	486.588	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2638.992 / 1087.075)

= 0.172 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.000) = 12.889 m

수직력 = 1087.075 x 12.889 = 14010.957 kN

수평력 = -168.475 x 12.889 = -2171.415 kN

모멘트 = 14010.957 x 0.172 = 2415.393 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	511.487		1.850		946.250		
	수평력		-168.475		1.100	185.322		
	모멘트						486.588	
기 타 하 중		575.589				1994.007		
총 계		1087.075	-168.475			3125.580	486.588	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2638.992 / 1087.075)

= 0.172 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.000) = 12.889 m

수직력 = 1087.075 x 12.889 = 14010.957 kN

수평력 = -168.475 x 12.889 = -2171.415 kN

모멘트 = 14010.957 x 0.172 = 2415.393 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	510.705		1.850		944.803		
	수평력		-175.104		1.100	192.614		
	모멘트					541.427		
기 타 하 중		575.589				1994.007		
총 계		1086.293	-175.104			3672.852		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3672.852 / 1086.293)

= -0.781 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.000) = 12.889 m

수직력 = 1086.293 x 12.889 = 14000.877 kN

수평력 = -175.104 x 12.889 = -2256.855 kN

모멘트 = 14000.877 x -0.781 = -10935.901 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	449.784		1.850		832.100		
	수평력		-89.653		0.550	49.309		
	모멘트					358.762		
기 타 하 중		546.589	33.033			1885.257	18.168	
총 계		996.373	-56.620			3125.429	18.168	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3107.261 / 996.373)

= -0.519 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.000) = 12.889 m

수직력 = 996.373 x 12.889 = 12841.919 kN

수평력 = -56.62 x 12.889 = -729.755 kN

모멘트 = 12841.919 x -0.519 = -6659.474 kN.m

5) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	8.000	5.200	
2 열	1.950	8.000	15.600	
3 열	3.250	8.000	26.000	
4 열	4.550	8.000	36.400	
계		32.000	83.200	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	14010.957	14010.957	14000.877	12841.919	
수평력(H)	-2171.415	-2171.415	-2256.855	-729.755	
모멘트(M)	2415.393	2415.393	-10935.901	-6659.474	

주) 도심작용Moment(M) = 연직력(V) x (기초 중앙에서 도심까지의 거리 - M/V)

6) 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta\lambda \le 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 187026.389 x 32 / (12.893 x 5.200) = 89267.059 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 1개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 187026.389 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 12.893 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 32 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.100 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

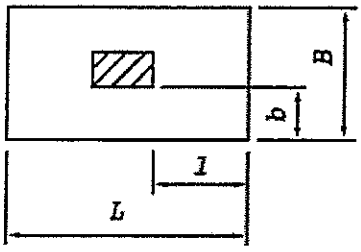
β = $\sqrt[4]{[(3 \times 89267.059) / (27804000.000 \times 1.100^3)]}$ = 0.292 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000,2.600) = 2.600

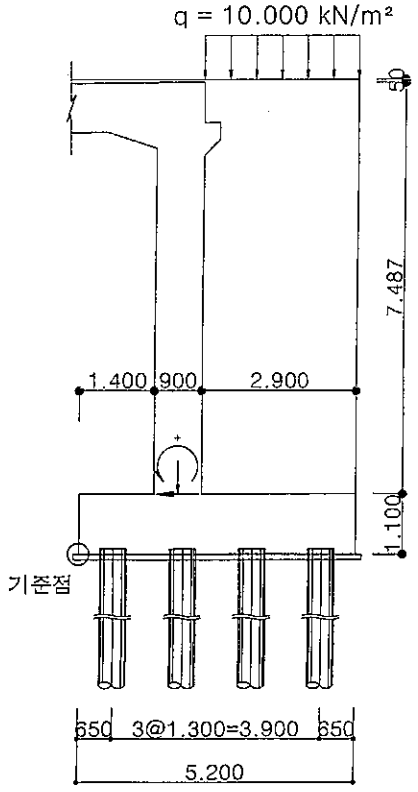
다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 6.447

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.600



βλ = 0.292 x 2.600 = 0.758 ≤ 1.0, ∴ O.K

12.2 종점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.100 x 25.000
= 143.000 kN/m

배면토사 = 2.900 x 7.500 x 20.000
= 434.993 kN/m

포 장 = 2.900 x 0.050 x 23.500
= 3.407 kN/m

노면활하중 = 2.900 x 10.000
= 29.000 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평상시			지진시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	524.880	524.098	524.880	463.493	
수평력(H)	-163.847	164.056	-163.847	-72.517	
모멘트(M)	-521.056	461.666	-521.056	-325.276	
Combo	SV11	SV12	SV11	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
노면 활하중	29.000		3.750		108.750		
기 초 자 중	143.000		2.600		371.800		
포 장	3.407		3.750		12.778		
배 면 토 사	434.993		3.750		1631.222		
소 계	610.400				2124.551		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	143.000	0.231	33.033	2.600	0.550	371.800	18.168	
포 장	3.407			3.750		12.778		
배 면 토 사	434.993			3.750		1631.222		
소 계	581.400		33.033			2015.801	18.168	

3) 기초 안정검토

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

4) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	524.880		1.850		971.027		
	수평력		-163.847		1.100	180.231		
	모멘트					521.056		
기 타 하 중		610.400				2124.551		
총 계		1135.280	-163.847			3796.866		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3796.866 / 1135.280)

= -0.744 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.905) = 12.837 m

수직력 = 1135.28 x 12.837 = 14573.177 kN

수평력 = -163.847 x 12.837 = -2103.241 kN

모멘트 = 14573.177 x -0.744 = -10848.734 kN.m

㉡ 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	524.098		1.850		969.580		
	수평력		164.056		1.100		180.462	
	모멘트						461.666	
기 타 하 중		610.400				2124.551		
총 계		1134.498	164.056			3094.131	642.128	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2452.003 / 1134.498)

= 0.439 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.905) = 12.837 m

수직력 = 1134.498 x 12.837 = 14563.138 kN

수평력 = 164.056 x 12.837 = 2105.929 kN

모멘트 = 14563.138 x 0.439 = 6388.682 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	524.880		1.850		971.027		
	수평력		-163.847		1.100	180.231		
	모멘트					521.056		
기 타 하 중		610.400				2124.551		
총 계		1135.280	-163.847			3796.866		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3796.866 / 1135.280)

= -0.744 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.905) = 12.837 m

수직력 = 1135.28 x 12.837 = 14573.177 kN

수평력 = -163.847 x 12.837 = -2103.241 kN

모멘트 = 14573.177 x -0.744 = -10848.734 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	463.493		1.850		857.462		
	수평력		-72.517		0.550	39.864		
	모멘트					325.276		
기 타 하 중		581.400	33.033			2015.801	18.168	
총 계		1044.893	-39.484			3238.422	18.168	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3220.254 / 1044.893)

= -0.482 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.905) = 12.837 m

수직력 = 1044.893 x 12.837 = 13412.915 kN

수평력 = -39.484 x 12.837 = -506.838 kN

모멘트 = 13412.915 x -0.482 = -6463.666 kN.m

5) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	8.000	5.200	
2 열	1.950	8.000	15.600	
3 열	3.250	8.000	26.000	
4 열	4.550	8.000	36.400	
계		32.000	83.200	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	14573.177	14563.138	14573.177	13412.915	
수평력(H)	-2103.241	2105.929	-2103.241	-506.838	
모멘트(M)	-10848.734	6388.682	-10848.734	-6463.666	

주) 도심작용Moment(M) = 연직력(V) x (기초 중앙에서 도심까지의 거리 - M/V)

6) 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta\lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 183997.264 x 32 / (12.833 x 5.200) = 88229.333 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 1개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 183997.264 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 12.833 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 32 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.100 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

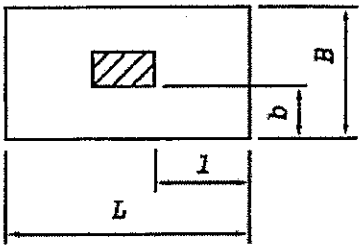
β = ⁴√[(3 x 88229.333) / (27804000.000 x 1.100³)] = 0.291 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.001,2.600) = 2.600

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 6.417

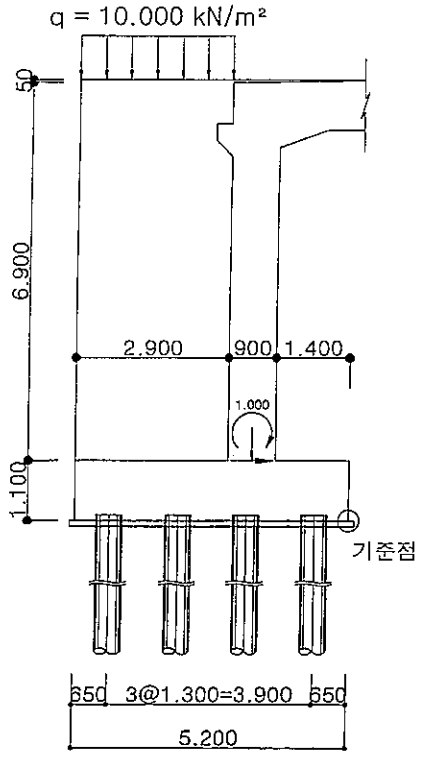
b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.600



β λ = 0.291 x 2.600 = 0.756 ≤ 1.0, ∴ O.K

13. 기 초 설 계

13.1 시점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.100 x 25.000 x 1.30
= 185.900 kN/m

배면토사 = 2.900 x 6.900 x 20.000 x 1.50
= 600.272 kN/m

포 장 = 2.900 x 0.050 x 23.500 x 1.50
= 5.111 kN/m

노면활하중 = 2.900 x 10.000 x 2.15
= 62.350 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	758.917	668.650	758.917	449.784	
수평력(H)	-321.318	259.613	-321.318	-89.653	
모멘트(M)	-784.622	762.345	-784.622	-358.762	
Combo	UL03	UL12	UL03	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
노면 활하중	62.350		3.750		233.812		
기 초 자 중	185.900		2.600		483.340		
포 장	5.111		3.750		19.167		
배 면 토 사	600.272		3.750		2251.019		
소 계	853.633				2987.339		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	143.000	0.231	33.033	2.600	0.550	371.800	18.168	
포 장	3.407			3.750		12.778		
배 면 토 사	400.181			3.750		1500.679		
소 계	546.589		33.033			1885.257	18.168	

3) 기초 기준정작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	758.917		1.850		1403.996		
	수평력		-321.318		1.100	353.450		
	모멘트					784.622		
기 타 하 중		853.633				2987.339		
총 계		1612.550	-321.318			5529.406		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5529.406 / 1612.550)

= -0.829 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.000) = 12.889 m

수직력 = 1612.55 x 12.889 = 20783.623 kN

수평력 = -321.318 x 12.889 = -4141.359 kN

모멘트 = 20783.623 x -0.829 = -17229.272 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	668.650		1.850		1237.003		
	수평력		259.613		1.100		285.574	
	모멘트						762.345	
기 타 하 중		828.983				2894.901		
총 계		1497.633	259.613			4131.904	1047.919	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3083.985 / 1497.633)

= 0.541 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.000) = 12.889 m

수직력 = 1497.633 x 12.889 = 19302.501 kN

수평력 = 259.613 x 12.889 = 3346.068 kN

모멘트 = 19302.501 x 0.541 = 10438.038 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	758.917		1.850		1403.996		
	수평력		-321.318		1.100	353.450		
	모멘트					784.622		
기 타 하 중		853.633				2987.339		
총 계		1612.550	-321.318			5529.406		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5529.406 / 1612.550)

= -0.829 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.000) = 12.889 m

수직력 = 1612.55 x 12.889 = 20783.623 kN

수평력 = -321.318 x 12.889 = -4141.359 kN

모멘트 = 20783.623 x -0.829 = -17229.272 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	449.784		1.850		832.100		
	수평력		-89.653		0.550	49.309		
	모멘트					358.762		
기 타 하 중		546.589	33.033			1885.257	18.168	
총 계		996.373	-56.620			3125.429	18.168	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3107.261 / 996.373)

= -0.519 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.000) = 12.889 m

수직력 = 996.373 x 12.889 = 12841.919 kN

수평력 = -56.62 x 12.889 = -729.755 kN

모멘트 = 12841.919 x -0.519 = -6659.474 kN.m

4) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	8.000	5.200	
2 열	1.950	8.000	15.600	
3 열	3.250	8.000	26.000	
4 열	4.550	8.000	36.400	
계		32.000	83.200	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	20783.623	19302.501	20783.623	12841.919	
수평력(H)	-4141.359	3346.068	-4141.359	-729.755	
모멘트(M)	-17229.272	10438.038	-17229.272	-6659.474	

주) 도심작용Moment(M) = 연직력(V) x (기초 중앙에서 도심까지의 거리 - M/V)

5) 기초의 단면설계

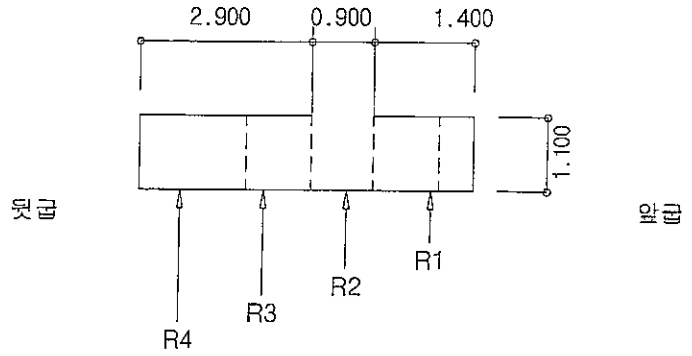
Pile 반력집계 (본당)					
구 분		Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
계수하중	COMBO 1	152.490	483.822	857.037	1272.135
	COMBO 2	1012.369	703.569	466.814	194.037
		0.000	0.000	0.000	0.000
		0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	152.490	483.822	857.037	1272.135
	COMBO 4	209.210	337.277	467.921	601.144
사용	COMBO 1	507.517	431.930	414.617	368.168
	COMBO 2	507.517	431.930	414.617	368.168
	COMBO 4	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	122.069	332.375	564.535	818.550

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 4)은 고려하지 않는다.

R1 = Ru1 x 8본 / 12.893m (KN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.893m (KN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.893m (KN/m)
R4 = Ru4 x 8본 / 12.893m (KN/m)

구 분		R1	R2	R3	R4
계수하중	COMBO 1	94.615	300.196	531.764	789.319
	COMBO 2	628.142	436.542	289.643	120.394
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	94.615	300.196	531.764	789.319
	COMBO 4	129.808	209.269	290.330	372.991
사용하중	COMBO 1	314.898	267.999	257.257	228.436
	COMBO 2	314.898	267.999	257.257	228.436
	COMBO 4	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	75.740	206.228	350.276	507.884

① 평상시(측력 최대) : COMBO 1



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3
= 35.035 kN.m/m

Mcs = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.0
= 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 9.462 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 70.961 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 236.174 kN.m/m

→전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 9.462 - 16.088 = -6.626 kN/m

Mu = Mq - Mc = 70.961 - 35.04 = 35.926 kN.m/m

Ms = Mqs - Ms = 236.174 - 26.950 = 209.224 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3
= 150.329 kN.m/m

Mcs = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.0
= 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 6.900 x 20.000 + 2.900 x 3.290 / 2.900)
x 1.5
= 605.278 kN/m

Mp = (2.900 x 6.900 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.290 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5
= 877.654 kN.m/m

Mps = (2.900 x 6.900 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.290 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.0
= 585.103 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 2.900 x 2.15 = 62.350 kN/m

Ml = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 2.15 = 90.408 kN.m/m

Mls = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.00 = 42.050 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 1321.083 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 2281.143 kN.m/m

Mqs = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 758.375 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

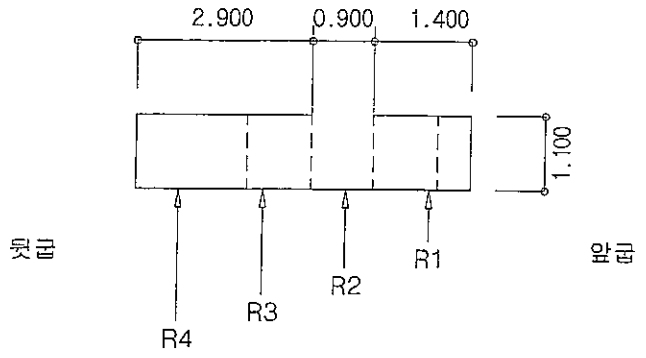
- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq
= 103.675 + 605.278 + 62.350 - 1321.083 = -549.779 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq
= 150.329 + 877.654 + 90.408 - 2281.143 = -1162.753 kN/m

Ms = Mcs + Mps + Mls - Mqs
= 115.638 + 585.103 + 42.050 - 758.375 = -15.585 kN/m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 2



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3
= 35.035 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 62.814 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 471.107 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 236.174 kN.m/m

-, 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 62.814 - 16.088 = 46.727 kN/m

Mu = Mq - Mc = 471.107 - 35.04 = 436.072 kN.m/m

Ms = Mqs - Mcs = 236.174 - 26.950 = 209.224 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3
= 150.329 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 6.900 x 20.000 + 2.900 x 3.290 / 2.900)
x 1.5 = 605.278 kN/m

Mp = (2.900 x 6.900 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.290 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5
= 877.654 kN.m/m

Mps = (COMBO 1 과 동일) = 585.103 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 2.900 x 1.30 = 37.700 kN/m

Ml = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.30 = 54.665 kN.m/m

Mls = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.00 = 42.050 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 410.037 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 546.047 kN.m/m

Mqs = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 758.375 kN.m/m
+ R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

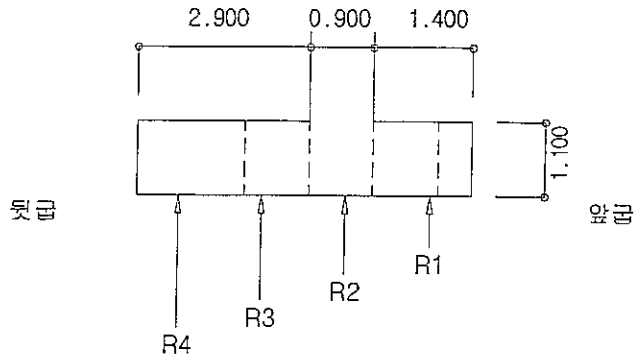
- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq
= 103.675 + 605.278 + 37.700 - 410.037 = 336.617 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq
= 150.329 + 877.654 + 54.665 - 546.047 = 536.601 kN/m

Ms = Mcs + Mps + Mls - Mqs
= 115.638 + 585.103 + 42.050 - 758.375 = -15.585 kN/m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3
= 35.035 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 9.462 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 70.961 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 56.805 kN.m/m

- 단면력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 9.462 - 16.088 = -6.626 kN/m

Mu = Mq - Mc = 70.961 - 35.04 = 35.926 kN.m/m

Ms = Mqs - Mcs = 56.805 - 26.95 = 29.855 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3
= 150.329 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 6.900 x 20.000 + 2.900 x 3.290 / 2.900)
x 1.5 = 605.278 kN/m

Mp = (2.900 x 6.900 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.290 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5
= 877.654 kN.m/m

Mps = (COMBO 1 과 동일) = 585.103 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl	=	10.000	x	2.900	x	2.15						=	62.350	kN/m
Ml	=	10.000	x	2.900	x	2.900	/	2	x	2.15		=	90.408	kN.m/m
Mls	=	10.000	x	2.900	x	2.900	/	2	x	1.00		=	42.050	kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

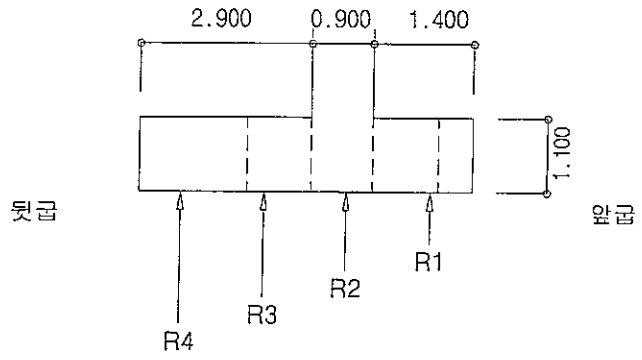
Vq	=	R4	x	1.000	+	R3	x	1.000	+	R2	x	0.000	=	1321.083 kN/m
Mq	=	R4	x	2.250	+	R3	x	0.950	+	R2	x	0.000	=	2281.143 kN.m/m
	+	R1	x	0.000										
Mqs	=	R4	x	2.250	+	R3	x	0.950	+	R2	x	0.000	=	1475.501 kN.m/m
	+	R1	x	0.000										

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu	=	Vc + Vp + Vl - Vq										
	=	103.675	+	605.278	+	62.350	-	1321.083	=	-549.779	kN/m	
Mu	=	Mc + Mp + Ml - Mq										
	=	150.329	+	877.654	+	90.408	-	2281.143	=	-1162.753	kN/m	
Ms	=	Mcs + Mps + Mls - Mqs										
	=	115.638	+	585.103	+	42.050	-	1475.501	=	-732.711	kN/m	

④ 지진시 : COMBO 4



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.0 = 12.375 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.0

= 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 12.981 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 97.356 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 12.981 - 12.375 = 0.606 kN/m

Mu = Mq - Mc = 97.356 - 26.950 = 70.406 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.0 = 79.750 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.0

= 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 6.900 x 20.000 + 2.900 x 3.290 / 2.900)

x 1.0 = 403.519 kN/m

Mp = (2.900 x 6.900 x 20.000 x 2.900 / 2 +

2.900 x 3.290 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.0

= 585.103 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 663.321 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 1115.042 kN.m/m

+ R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp - Vq

= 79.750 + 403.519 - 663.321 = -180.052 kN/m

Mu = Mc + Mp - Mq

= 115.638 + 585.103 - 1115.042 = -414.302 kN/m

⑤ 기초설계 부재력 SUMMARY

- 단위m당

구 분			계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
평상시	축력최대	앞 굽	35.926	-6.626	209.224	
		뒷 굽	-1162.753	-549.779	-15.585	
	부모멘트 최대	앞 굽	436.072	46.727	209.224	
		뒷 굽	536.601	336.617	-15.585	
	정모멘트 최대	앞 굽	35.926	-6.626	29.855	
		뒷 굽	-1162.753	-549.779	-732.711	
지진시		앞 굽	70.406	0.606	70.406	
		뒷 굽	-414.302	-180.052	-414.302	

구 분		계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
앞굽 적용 부재력	상면인장	-	6.625989124	-	
	하면인장	436.072	46.727	209.224	
뒷굽 적용 부재력	상면인장	536.601	336.617	-	
	하면인장	1162.753	549.779	732.711	

3) 철근량 계산

① (앞굽) - 하면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	950.0	150.0	436.1	46.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.00 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02405

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1367.215 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 3.759]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (950 - a/2) = 1581.706 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

≥ Mu (= 436.072 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.627]

* 전단에 대한 검토 (d = 950.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 950.00 = 658.179 kN

≥ Vu (= 46.727 kN) , 전단보강 불필요.

② (뒷굽) - 상면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN-m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	1000.0	100.0	536.6	336.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.00 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 63.500) / 63.500 = 0.04424

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1600.563 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 1.935]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00310

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (1000 - a/2) = 1024.497 kN.m

: a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

≥ Mu (= 536.601 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.909]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 692.820 kN

≥ Vu (= 336.617 kN) , 전단보강 불필요.

③ (뒷굽) - 하면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	950.0	150.0	1162.8	549.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.00 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02405

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3727.296 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.379]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (950 - a/2) = 1581.706 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

≥ Mu (= 1162.753 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.360]

* 전단에 대한 검토 (d = 950.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 950.00 = 658.179 kN

≥ Vu (= 549.779 kN) , 전단보강 불필요.

4) 사용성 검토

① (앞굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 209.224 x 1000000 / [5139.200 x (950.000 - 227.930/3)]
= 46.579 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x5139.200)]
= 227.930 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29.00/2 = 135.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 46.58) - 2.5 x 135.50 = 1351.92 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 46.58) = 1352.54 mm
Sa는 작은 값인 1351.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 1351.92 mm) ∴ O.K

② (뒷굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 732.711 x 1000000 / [5139.200 x (950.000 - 227.930/3)]
= 163.123 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x5139.200)]
= 227.930 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29.00/2 = 135.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 163.12) - 2.5 x 135.50 = 144.02 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 163.12) = 386.21 mm
Sa는 작은 값인 144.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 144.02 mm) ∴ O.K

5) 배력철근 검토

① 앞굽

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300

인장부 : H16 @ 150 = 1986.000 ㎟

∑ = 1986.000 ㎟

- 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요철근량 : 0.0015 x 1100.0 x 1000.0 = 1650.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

② 뒷굽

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 150

인장부 : H16 @ 300 = 1986.000 ㎟

∑ = 1986.000 ㎟

- 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

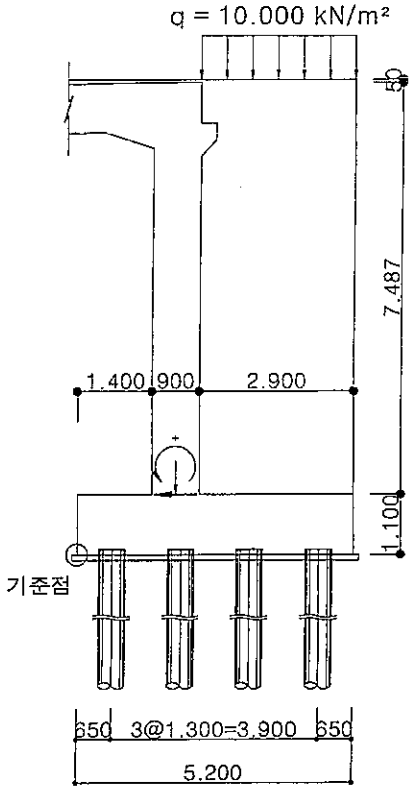
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요철근량 : 0.0015 x 1100.0 x 1000.0 = 1650.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

13.2 종점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.100 x 25.000 x 1.30
= 185.900 kN/m

배면토사 = 2.900 x 7.500 x 20.000 x 1.50
= 652.489 kN/m

포 장 = 2.900 x 0.050 x 23.500 x 1.50
= 5.111 kN/m

노면활하중 = 2.900 x 10.000 x 2.15
= 62.350 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	778.183	684.672	778.183	463.493	
수평력(H)	-302.181	306.506	-302.181	-72.517	
모멘트(M)	-818.473	751.351	-818.473	-325.276	
Combo	UL03	UL12	UL03	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
노면활하중	62.350		3.750		233.812		
기 초 자 중	185.900		2.600		483.340		
포 장	5.111		3.750		19.167		
배 면 토 사	652.489		3.750		2446.834		
소 계	905.850				3183.153		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	143.000	0.231	33.033	2.600	0.550	371.800	18.168	
포 장	3.407			3.750		12.778		
배 면 토 사	434.993			3.750		1631.222		
소 계	581.400		33.033			2015.801	18.168	

3) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	778.183		1.850		1439.639		
	수평력		-302.181		1.100	332.399		
	모멘트					818.473		
기 타 하 중		905.850				3183.153		
총 계		1684.033	-302.181			5773.665		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5773.665 / 1684.033)

= -0.828 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.905) = 12.837 m

수직력 = 1684.033 x 12.837 = 21617.330 kN

수평력 = -302.181 x 12.837 = -3878.986 kN

모멘트 = 21617.33 x -0.828 = -17909.393 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지정침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	684.672		1.850		1266.644		
	수평력		306.506		1.100		337.156	
	모멘트						751.351	
기 타 하 중		881.200				3090.716		
총 계		1565.873	306.506			4357.360	1088.507	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3268.853 / 1565.873)

= 0.512 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.905) = 12.837 m

수직력 = 1565.873 x 12.837 = 20100.544 kN

수평력 = 306.506 x 12.837 = 3934.503 kN

모멘트 = 20100.544 x 0.512 = 10300.332 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	778.183		1.850		1439.639		
	수평력		-302.181		1.100	332.399		
	모멘트					818.473		
기 타 하 중		905.850				3183.153		
총 계		1684.033	-302.181			5773.665		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5773.665 / 1684.033)

= -0.828 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.905) = 12.837 m

수직력 = 1684.033 x 12.837 = 21617.330 kN

수평력 = -302.181 x 12.837 = -3878.986 kN

모멘트 = 21617.33 x -0.828 = -17909.393 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	463.493		1.850		857.462		
	수평력		-72.517		0.550	39.884		
	모멘트					325.276		
기 타 하 중		581.400	33.033			2015.801	18.168	
총 계		1044.893	-39.484			3238.422	18.168	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3220.254 / 1044.893)

= -0.482 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.450 / (sin 75.905) = 12.837 m

수직력 = 1044.893 x 12.837 = 13412.915 kN

수평력 = -39.484 x 12.837 = -506.838 kN

모멘트 = 13412.915 x -0.482 = -6463.666 kN.m

4) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	8.000	5.200	
2 열	1.950	8.000	15.600	
3 열	3.250	8.000	26.000	
4 열	4.550	8.000	36.400	
계		32.000	83.200	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평상시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	21617.330	20100.544	21617.330	13412.915	
수평력(H)	-3878.986	3934.503	-3878.986	-506.838	
모멘트(M)	-17909.393	10300.332	-17909.393	-6463.666	

주) 도심작용Moment(M) = 연직력(V) x (기초 중앙에서 도심까지의 거리 - M/V)

5) 기초의 단면설계

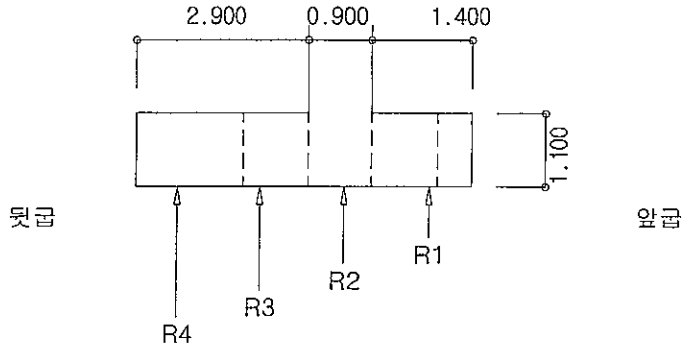
Pile 반력집계 (본당)					
구 분		Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
계수하중	COMBO 1	158.924	503.336	885.577	1305.648
	COMBO 2	1055.463	727.184	485.702	200.821
		0.000	0.000	0.000	0.000
		0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	158.924	503.336	885.577	1305.648
	COMBO 4	232.702	357.003	481.616	606.540
사용	COMBO 1	142.468	351.097	579.511	827.709
	COMBO 2	707.395	516.528	370.999	202.801
	COMBO 4	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	142.468	351.097	579.511	827.709

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 4)은 고려하지 않는다.

R1 = Ru1 x 8본 / 12.833m (KN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.833m (KN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.833m (KN/m)
R4 = Ru4 x 8본 / 12.833m (KN/m)

구 분		R1	R2	R3	R4
계수하중	COMBO 1	99.070	313.767	552.047	813.909
	COMBO 2	657.950	453.308	302.774	125.187
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	99.070	313.767	552.047	813.909
	COMBO 4	145.060	222.547	300.227	378.102
사용	COMBO 1	88.811	218.865	361.253	515.973
	COMBO 2	440.973	321.991	231.272	126.421
	COMBO 4	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	88.811	218.865	361.253	515.973

① 평상시(축력 최대) : COMBO 1



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3
= 35.035 kN.m/m

Mcs = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.0
= 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 9.907 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 74.302 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 66.608 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 9.907 - 16.088 = -6.181 kN/m

Mu = Mq - Mc = 74.302 - 35.04 = 39.267 kN.m/m

Ms = Mqs - Ms = 66.608 - 26.950 = 39.658 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3
= 150.329 kN.m/m

Mcs = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.0
= 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 7.500 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)
x 1.5 = 657.612 kN/m

Mp = (2.900 x 7.500 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5
= 953.537 kN.m/m

Mps = (2.900 x 7.500 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.0
= 635.692 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 2.900 x 2.15 = 62.350 kN/m

Ml = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 2.15 = 90.408 kN.m/m

Mls = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.00 = 42.050 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 1365.955 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 2355.739 kN.m/m

Mqs = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 1504.130 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

= 103.675 + 657.612 + 62.350 - 1365.955 = -542.318 kN/m

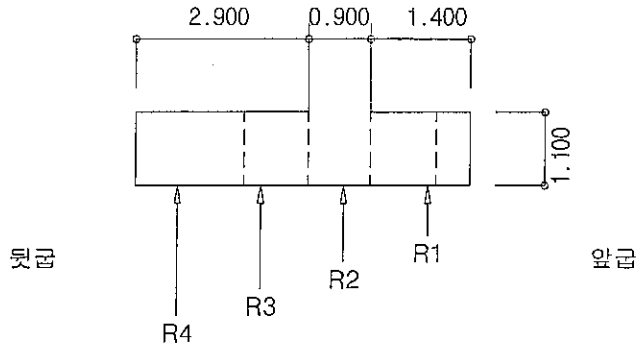
Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 150.329 + 953.537 + 90.408 - 2355.739 = -1161.465 kN/m

Ms = Mcs + Mps + Mls - Mqs

= 115.638 + 635.692 + 42.050 - 1504.130 = -710.751 kN/m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 2



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3
= 35.035 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 65.795 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 493.462 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 330.730 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 65.795 - 16.088 = 49.707 kN/m

Mu = Mq - Mc = 493.462 - 35.04 = 458.427 kN.m/m

Ms = Mqs - Mcs = 330.730 - 26.950 = 303.780 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3
= 150.329 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 7.500 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)
x 1.5 = 657.612 kN/m

Mp = (2.900 x 7.500 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5
= 953.537 kN.m/m

Mps = (COMBO 1 과 동일) = 635.692 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 2.900 x 1.30 = 37.700 kN/m

Ml = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.30 = 54.665 kN.m/m

Mls = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.00 = 42.050 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 427.961 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 569.306 kN.m/m

Mqs = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 504.155 kN.m/m
+ R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

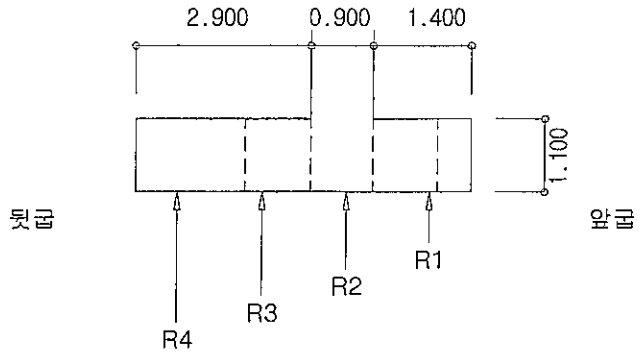
- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq
= 103.675 + 657.612 + 37.700 - 427.961 = 371.026 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq
= 150.329 + 953.537 + 54.665 - 569.306 = 589.226 kN/m

Ms = Mcs + Mps + Mls - Mqs
= 115.638 + 635.692 + 42.050 - 504.155 = 289.224 kN/m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3
= 35.035 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 9.907 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 74.302 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 66.608 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 9.907 - 16.088 = -6.181 kN/m

Mu = Mq - Mc = 74.302 - 35.04 = 39.267 kN.m/m

Ms = Mqs - Mcs = 66.608 - 26.95 = 39.658 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3
= 150.329 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 7.500 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)
x 1.5 = 657.612 kN/m

Mp = (2.900 x 7.500 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5
= 953.537 kN.m/m

Mps = (COMBO 1 과 동일) = 635.692 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 2.900 x 2.15 = 62.350 kN/m

Ml = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 2.15 = 90.408 kN.m/m

Mls = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.00 = 42.050 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 1365.955 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 2355.739 kN.m/m

+ R1 x 0.000

Mqs = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 1504.130 kN.m/m

+ R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

= 103.675 + 657.612 + 62.350 - 1365.955 = -542.318 kN/m

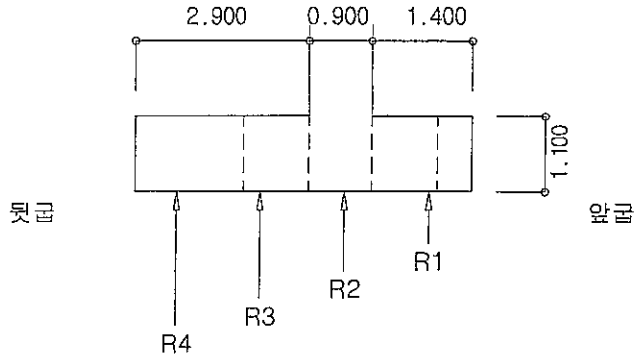
Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 150.329 + 953.537 + 90.408 - 2355.739 = -1161.465 kN/m

Ms = Mcs + Mps + Mls - Mqs

= 115.638 + 635.692 + 42.050 - 1504.130 = -710.751 kN/m

④ 지진시 : COMBO 4



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.0 = 12.375 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.0
= 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 14.506 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 108.795 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 14.506 - 12.375 = 2.131 kN/m

Mu = Mq - Mc = 108.795 - 26.950 = 81.845 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.0 = 79.750 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.0
= 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 7.500 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)
x 1.0 = 438.408 kN/m

Mp = (2.900 x 7.500 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.0
= 635.692 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 678.329 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 1135.945 kN.m/m
+ R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp - Vq
= 79.750 + 438.408 - 678.329 = -160.171 kN/m

Mu = Mc + Mp - Mq
= 115.638 + 635.692 - 1135.945 = -384.616 kN/m

⑤ 기초설계 부재력 SUMMARY

- 단위m당

구 분			계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
평상시	축력최대	앞 굽	39.267	-6.181	39.658	
		뒷 굽	-1161.465	-542.318	-710.751	
	부모멘트 최대	앞 굽	458.427	49.707	303.780	
		뒷 굽	589.226	371.026	289.224	
	정모멘트 최대	앞 굽	39.267	-6.181	39.658	
		뒷 굽	-1161.465	-542.318	-710.751	
지진시		앞 굽	81.845	2.131	81.845	
		뒷 굽	-384.616	-160.171	-384.616	

구 분		계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
앞굽 적용 부재력	상면인장	-	6.180541465	-	
	하면인장	458.427	49.707	303.780	
뒷굽 적용 부재력	상면인장	589.226	371.026	289.224	
	하면인장	1161.465	542.318	710.751	

3) 철근량 계산

① (앞굽) - 하면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	950.0	150.0	458.4	49.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.00 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02405

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1438.255 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 3.573]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (950 - a/2) = 1581.706 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

≥ Mu (= 458.427 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.450]

* 전단에 대한 검토 (d = 950.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 950.00 = 658.179 kN

≥ Vu (= 49.707 kN) , 전단보강 불필요.

② (뒷굽) - 상면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	1000.0	100.0	589.2	371.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.00 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 63.500) / 63.500 = 0.04424

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1760.011 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 1.760]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00310

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (1000 - a/2) = 1024.497 kN.m

: a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

≥ Mu (= 589.226 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.739]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 692.820 kN

≥ Vu (= 371.026 kN) , 전단보강 불필요.

③ (뒷굽) - 하면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN-m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	950.0	150.0	1161.5	542.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.00 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02405

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3723.016 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.380]

: H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (950 - a/2) = 1581.706 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

≥ Mu (= 1161.465 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.362]

* 전단에 대한 검토 (d = 950.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 950.00 = 658.179 kN

≥ Vu (= 542.318 kN) , 전단보강 불필요.

4) 사용성 검토

① (앞굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 303.780 x 1000000 / [5139.200 x (950.000 - 227.930/3)]

= 67.630 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x5139.200)]

= 227.930 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29.00/2 = 135.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 67.63) - 2.5 x 135.50 = 825.67 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 67.63) = 931.54 mm

Sa는 작은 값인 825.67 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 825.67 mm) ∴ O.K

② (뒷굽) - 상면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 289.224 x 1000000 / [3096.800 x (1000.000 - 187.667/3)]

= 99.627 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x3096.800)]

= 187.667 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22.00/2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.63) - 2.5 x 89.00 = 567.95 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 99.63) = 632.36 mm

Sa는 작은 값인 567.95 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 567.95 mm) ∴ O.K

③ (뒷굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 710.751 x 1000000 / [5139.200 x (950.000 - 227.930/3)]
= 158.234 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x5139.200)]
= 227.930 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29.00/2 = 135.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 158.23) - 2.5 x 135.50 = 158.93 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 158.23) = 398.15 mm
Sa는 작은 값인 158.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 158.93 mm) ∴ O.K

5) 배력철근 검토

① 앞굽

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300
인장부 : H16 @ 150 = 1986.000 mm²
∑ = 1986.000 mm²

- 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요철근량 : 0.0015 x 1100.0 x 1000.0 = 1650.000 mm² < 1986.000 mm² ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.000 mm² ∴ O.K

② 뒷굽

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 150
인장부 : H16 @ 300 = 1986.000 mm²
∑ = 1986.000 mm²

- 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요철근량 : 0.0015 x 1100.0 x 1000.0 = 1650.000 mm² < 1986.000 mm² ∴ O.K

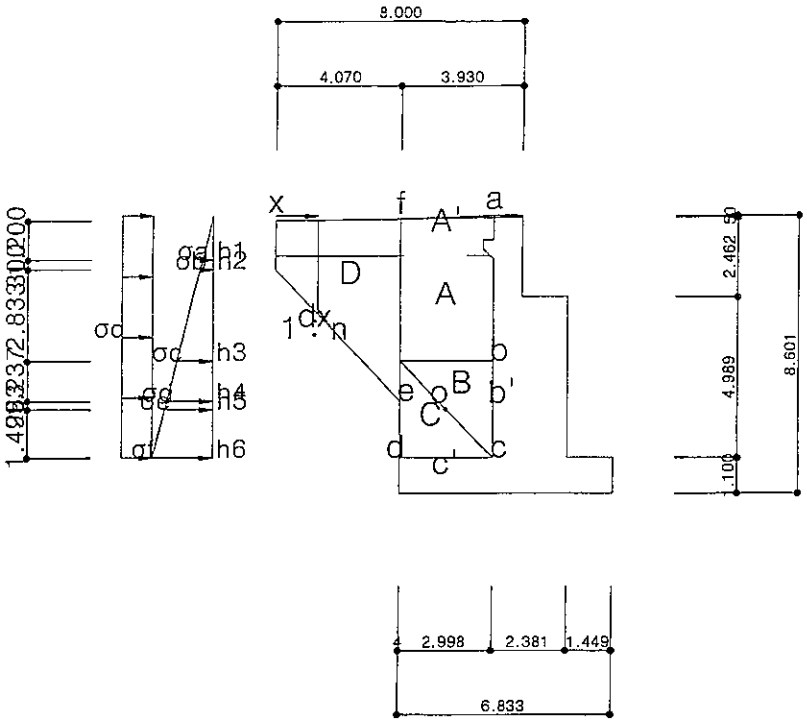
- 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.000 mm² ∴ O.K

14. 날개벽 설계

14.1 시점부 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

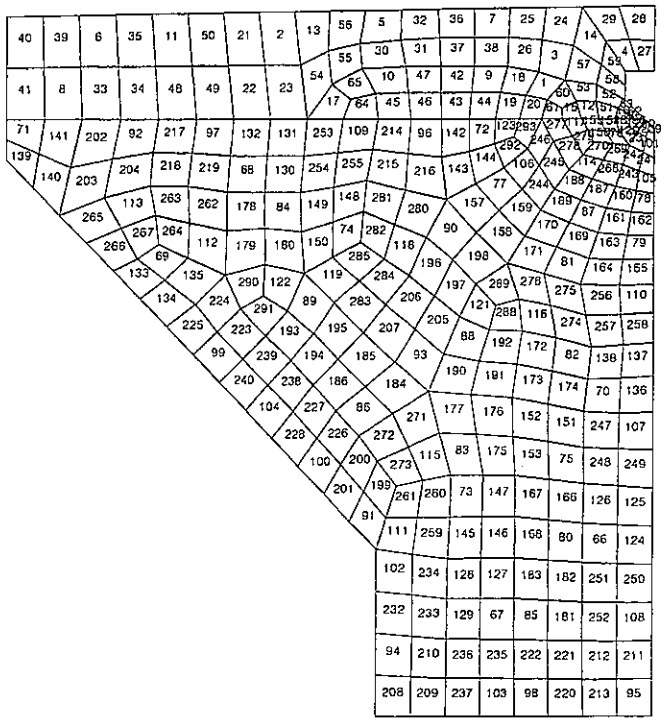


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A
모멘트(kN.m)	281.379	898.806	339.023	545.639	243.925
전단력(kN)	100.036	371.508	213.086	248.975	132.096

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A
모멘트(kN.m)	165.517	528.709	199.425	320.964	143.485
전단력(kN)	58.845	218.534	125.345	146.456	77.704

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	281.4	100.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01035

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2368.887 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.711]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01096

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (370.00 - a/2) = 461.256 kN.m

≥ Mu (= 281.379 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.639]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 370.00 = 256.344 kN

≥ Vu (= 100.036 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN-m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	570.0	80.0	898.8	371.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01013

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5023.644 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.265]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01115

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (570.00 - a/2) = 1111.718 kN.m

≥ Mu (= 898.806 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.237]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 570.00 = 394.908 kN

≥ Vu (= 371.508 kN) , 전단보강 불필요.

③ A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	243.9	132.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00552

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2036.688 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.120]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01717

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (370.00 - a/2) = 679.673 kN.m

≥ Mu (= 243.925 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.786]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 370.00 = 256.344 kN

≥ Vu (= 132.096 kN) , 전단보강 불필요.

④ B(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	570.0	80.0	339.0	213.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01757

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1798.817 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용율 = 2.253]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00711

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (570.00 - a/2) = 736.901 kN.m

≥ Mu (= 339.023 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.174]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 570.00 = 394.908 kN

≥ Vu (= 213.086 kN) , 전단보강 불필요.

⑤ C(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	570.0	80.0	545.6	249.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01757

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2948.380 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.375]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00711

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (570.00 - a/2) = 736.901 kN.m

≥ Mu (= 545.639 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.351]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 570.00 = 394.908 kN

≥ Vu (= 248.975 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 165.517 x 1000000 / [4053.600 x (370.000 - 119.283/3)]

= 123.644 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x4053.600)]

= 119.283 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.64) - 2.5 x 67.50 = 468.16 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 123.64) = 509.53 mm

Sa는 작은 값인 468.16 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 468.16 mm) ∴ O.K

② A(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 528.709 x 1000000 / [6353.600 x (570.000 - 185.046/3)]

= 163.705 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x6353.600)]

= 185.046 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 163.70) - 2.5 x 64.00 = 321.05 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 163.70) = 384.84 mm

Sa는 작은 값인 321.05 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 321.05 mm) ∴ O.K

③ A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 143.485 x 1000000 / [6353.600 x (370.000 - 142.313/3)]
= 70.012 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x6353.600)]
= 142.313 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.01) - 2.5 x 64.00 = 964.81 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 70.01) = 899.84 mm
Sa는 작은 값인 899.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 899.84 mm) ∴ O.K

④ B(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 199.425 x 1000000 / [4053.600 x (570.000 - 153.704/3)]
= 94.835 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x4053.600)]
= 153.704 mm
사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 94.84) - 2.5 x 67.50 = 661.64 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 94.84) = 664.31 mm
Sa는 작은 값인 661.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 661.64 mm) ∴ O.K

⑤ C(T=650 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 320.964 x 1000000 / [4053.600 x (570.000 - 153.704/3)]

= 152.632 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x4053.600)]

= 153.704 ㎜

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 152.63) - 2.5 x 67.50 = 347.20 ㎜

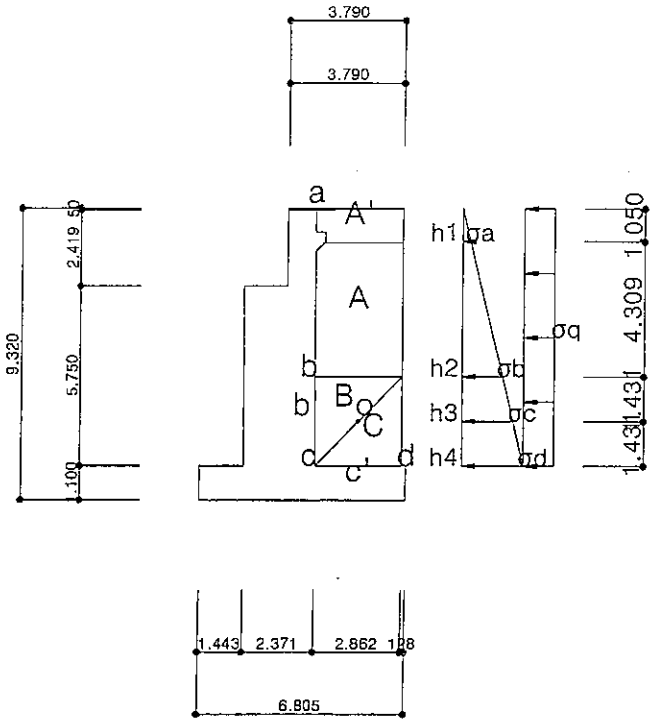
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 152.63) = 412.76 ㎜

Sa는 작은 값인 347.20 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 347.20 ㎜) ∴ O.K

14.2 종점부 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

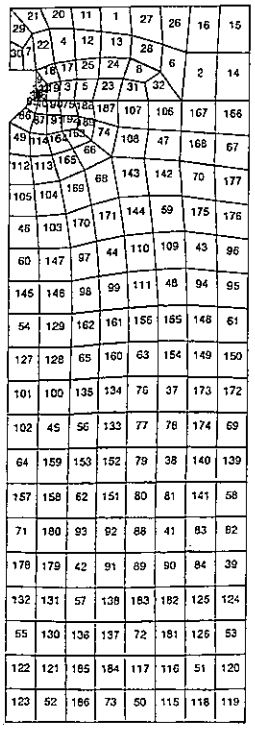


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN·m)	0.000	179.012	152.646	205.928	126.510
전단력(kN)	0.000	173.385	173.052	193.105	75.665

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN·m)	0.000	105.301	89.792	121.134	74.418
전단력(kN)	0.000	101.991	101.795	113.591	44.509

(2) 철근량 검토

① A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	179.0	173.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 32.578) / 32.578 = 0.03568

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1288.010 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.234]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (420.00 - a/2) = 219.401 kN.m

≥ Mu (= 179.012 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.226]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 173.385 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	126.5	75.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 32.578) / 32.578 = 0.03107

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1030.664 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [Mr용률 = 1.542]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00429

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (370.00 - a/2) = 192.392 kN.m

≥ Mu (= 126.510 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.521]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 370.00 = 256.344 kN

≥ Vu (= 75.665 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	152.6	173.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02381

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1093.774 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.095]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (420.00 - a/2) = 311.732 kN.m

≥ Mu (= 152.646 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.042]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 173.052 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	205.9	193.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02381

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1488.015 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.540]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (420.00 - a/2) = 311.732 kN.m

≥ Mu (= 205.928 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.514]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 193.105 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 105.301 x 1000000 / [1588.800 x (420.000 - 86.171/3)]

= 169.388 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1588.800)]

= 86.171 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.39) - 2.5 x 72.00 = 284.91 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 169.39) = 371.93 mm

Sa는 작은 값인 284.91 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 284.91 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.418 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]

= 136.461 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x1588.800)]

= 80.277 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 136.46) - 2.5 x 72.00 = 397.09 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 136.46) = 461.67 mm

Sa는 작은 값인 397.09 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 397.09 mm) ∴ O.K

③ B(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 89.792 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 101.418 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.42) - 2.5 x 70.50 = 600.24 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.42) = 621.19 ㎜

Sa는 작은 값인 600.24 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 600.24 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 121.134 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 136.819 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 136.82) - 2.5 x 70.50 = 399.33 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 136.82) = 460.46 ㎜

Sa는 작은 값인 399.33 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 399.33 ㎜) ∴ O.K

15. 접속슬래브 설계

15.1 접속슬래브 설계(시점부)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

㉮ 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

LP = 0.7 x 12.972 = 9.081 m

㉯ 등분포 고정하중

W1 = 23.500 x (-0.050+0.050 = 0.000 kN/m ; 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

Wd = 0.000 + 12.500 = 12.500 kN/m

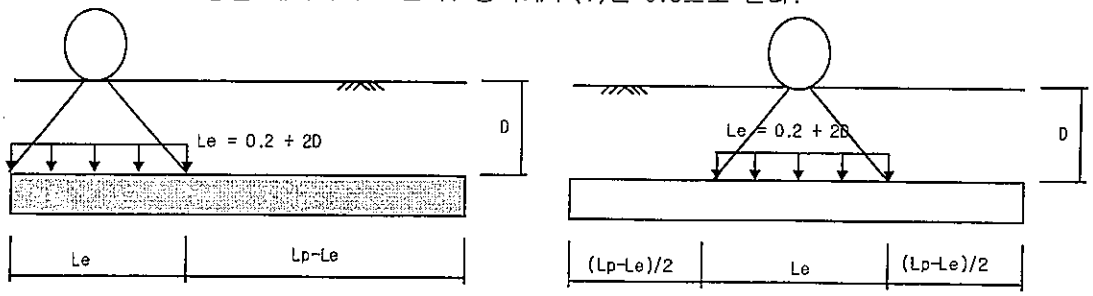
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 9.081 / 2 = 56.753 kN

Md = 12.500 x 9.081^2 / 8 = 128.837 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / {3 x (0.2 + 2D)}

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / {3 x (0.2 + 2 x 0.000)}

= 416.000 kN/m^2

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2) / (2 x 9.081)

= 82.284 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 9.081/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 186.795 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 56.753 + 2.15 x 82.284

= 250.689 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 128.837 + 2.15 x 186.795

= 569.096 kN.m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	569.1	250.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4657.035 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.364]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01588

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (400.00 - a/2) = 744.480 kN.m

≥ Mu (= 569.096 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.308]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 250.689 kN) , 전단보강 불필요.

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 315.631 x 1000000 / [6353.600 x (400.000 - 149.324/3)]
= 141.845 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x6353.600)]
= 149.324 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 141.84) - 2.5 x 84.00 = 345.19 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 141.84) = 444.15 mm
Sa는 작은 값인 345.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 345.19 mm) ∴ O.K

4) 받침부 설계

① 작용하중 산정

㉮ 접속슬래브에서 전달되는 고정하중
Vd = 12.500 x 9.081/2 = 56.753 kN
㉯ 활하중(DB-24) : 82.28 kN
㉰ Vu = 1.300 x 56.753 + 2.150 x 82.284 = 250.689 kN

* 설계에서 모든 단면력에 대한 강도감소계수는 전단강도에 대한 강도감소계수로 취하여야한다.
[콘크리트 구조설계기준 해설, P183]

② 내민받침에 대한 전단설계

* 단면제원 및 설계조건

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.85, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
1000.000	600.000	520.000	80.000	300.000	250.689

a = 150.000 mm, d = 520.000 mm
a / d (= 0.288) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2
지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 300.000 mm ≥ 0.5 x 520.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 250.689 kN
Nuc = 0.20 x 250.689 = 50.138 kN
Mu = Vu x a + Nuc x (h - d)
= 250.689 x 0.150 + 50.138 x (0.600 - 0.520)
= 41.614 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 1000.000 x 520.000 = 2808.000 kN

≤ 5.6 x 1000.000 x 520.000 = 2912.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 2808.000 = 2246.400 kN ≥ Vu (=250.689 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 250689.176 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 559.574 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 250.689 x 0.150 + 50.138 x (0.600 - 0.520) = 41.614 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 236.370 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 250.689 = 50.138 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 156.681 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 529.730 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 1000.000 x 520.000

= 1404.000 mm²

Use As = 1548.400 mm² (철근도심 80.00 mm)

1단 : H22- 4.0EA , d1 = 80.00 mm

Use As ≥ 529.730 mm² , 1404.000 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (529.730 - 156.681)

= 186.525 mm²

사용철근량 (1단) : H19 - 1.0 EA = 286.500 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 520.00 = 346.67 mm구간에 2.0 단 설치

▶ 사용철근량(2.0단) : H19 - 2.00 EA = 573.000 mm² ≥ 186.525 mm² ∴ O.K

15.2 접속슬래브 설계(종점부)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

㉮ 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

LP = 0.7 x 12.852 = 8.996 m

㉯ 등분포 고정하중

W1 = 23.500 x (-0.050+0.050 = 0.000 kN/m ; 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

Wd = 0.000 + 12.500 = 12.500 kN/m

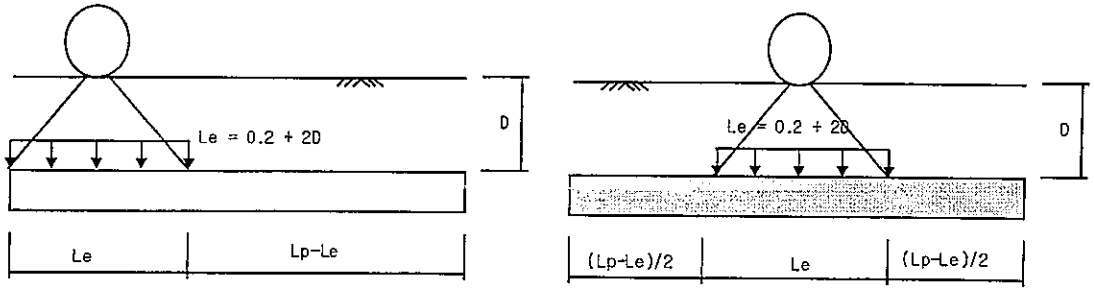
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 8.996 / 2 = 56.226 kN

Md = 12.500 x 8.996^2 / 8 = 126.454 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / {3 x (0.2 + 2D)}

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / {3 x (0.2 + 2 x 0.000)}

= 416.000 kN/m^2

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2) / (2 x 8.996)

= 82.275 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 8.996/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 185.040 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 56.226 + 2.15 x 82.275

= 249.985 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 126.454 + 2.15 x 185.040

= 562.226 kN.m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	562.2	250.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00839

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4593.766 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.119]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01285

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (400.00 - a/2) = 620.675 kN.m

≥ Mu (= 562.226 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.104]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 249.985 kN) , 전단보강 불필요.

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 311.494 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]
= 171.129 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x5139.200)]
= 137.443 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.13) - 2.5 x 85.50 = 246.43 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 171.13) = 368.14 mm
Sa는 작은 값인 246.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 246.43 mm) ∴ O.K

4) 받침부 설계

① 작용하중 산정

㉮ 접속슬래브에서 전달되는 고정하중
Vd = 12.500 x 8.996/2 = 56.226 kN

㉯ 활하중(DB-24) : 82.28 kN

㉰ Vu = 1.300 x 56.226 + 2.150 x 82.275 = 249.985 kN

* 설계에서 모든 단면력에 대한 강도감소계수는 전단강도에 대한 강도감소계수로 취하여야한다.
[콘크리트 구조설계기준 해설, P183]

② 내민받침에 대한 전단설계

* 단면제원 및 설계조건

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.85, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
1000.000	600.000	520.000	80.000	300.000	249.985

a = 150.000 mm, d = 520.000 mm
a / d (= 0.288) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2
지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 300.000 mm ≥ 0.5 x 520.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 249.985 kN
Nuc = 0.20 x 249.985 = 49.997 kN
Mu = Vu x a + Nuc x (h - d)
= 249.985 x 0.150 + 49.997 x (0.600 - 0.520)
= 41.498 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$\le 0.2 \times 27 \times 1000.000 \times 520.000 = 2808.000$ kN

$\le 5.6 \times 1000.000 \times 520.000 = 2912.000$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.80 \times 2808.000 = 2246.400$ kN $\ge$ Vu (=249.985 kN) ∴ O.K

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

$= 249985.245 / (0.80 \times 400 \times 1.4)$

$= 558.003$ mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$M_u = 249.985 \times 0.150 + 49.997 \times (0.600 - 0.520) = 41.498$ kN.m

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times B}$$

$M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2)$ → 위의 a를 대입하여 Af를 아차방정식으로 푼다.

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

$= 235.704$ mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$N_{uc} = 0.20 \times 249.985 = 49.997$ kN

$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 156.241$ mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 528.243 mm²

$A_{s(min)} = 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d$

$= 0.04 \times (27 / 400) \times 1000.000 \times 520.000$

$= 1404.000$ mm²

Use As = 1548.400 mm² (철근도심 80.00 mm)

1단 : H22- 4.0EA , d1 = 80.00 mm

Use As ≥ 528.243 mm² , 1404.000 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (528.243 - 156.241)$

$= 186.001$ mm²

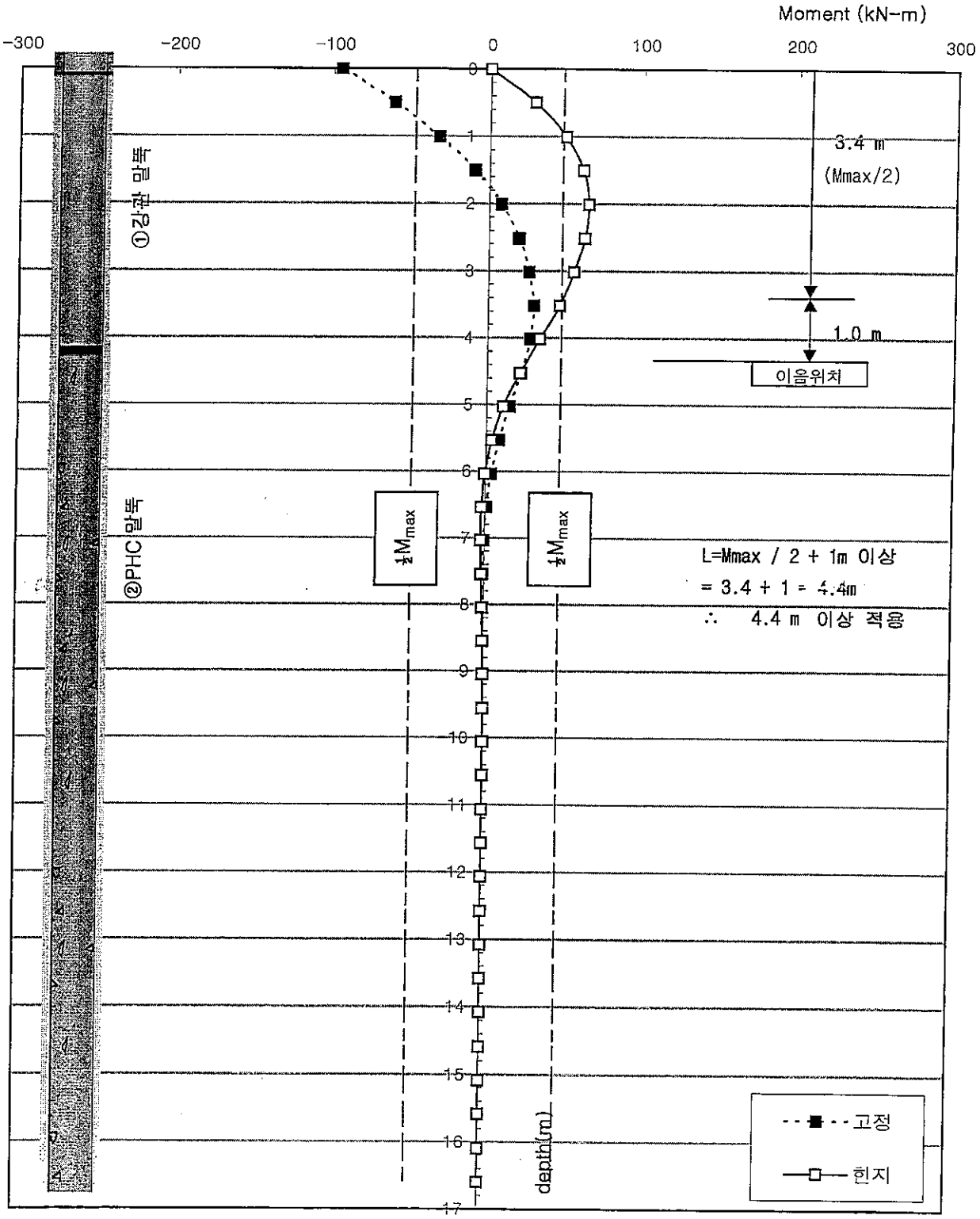
사용철근량 (1단) : H19 - 1.0 EA = 286.500 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 520.00 = 346.67 mm구간에 2.0 단 설치

▶ 사용철근량(2.0단) : H19 - 2.00 EA = 573.000 mm² ≥ 186.001 mm² ∴ O.K

16. 시점측 복합 말뚝검토

16.1 시점측 복합 말뚝 이음위치 검토



16.2 시점측 복합 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 복합말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	10	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	10 * N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	16.5 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	12 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	4.4 m	
단면2차모멘트	Is	450975060 mm^4	
탄 성 계 수	Es	210000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	12.1 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

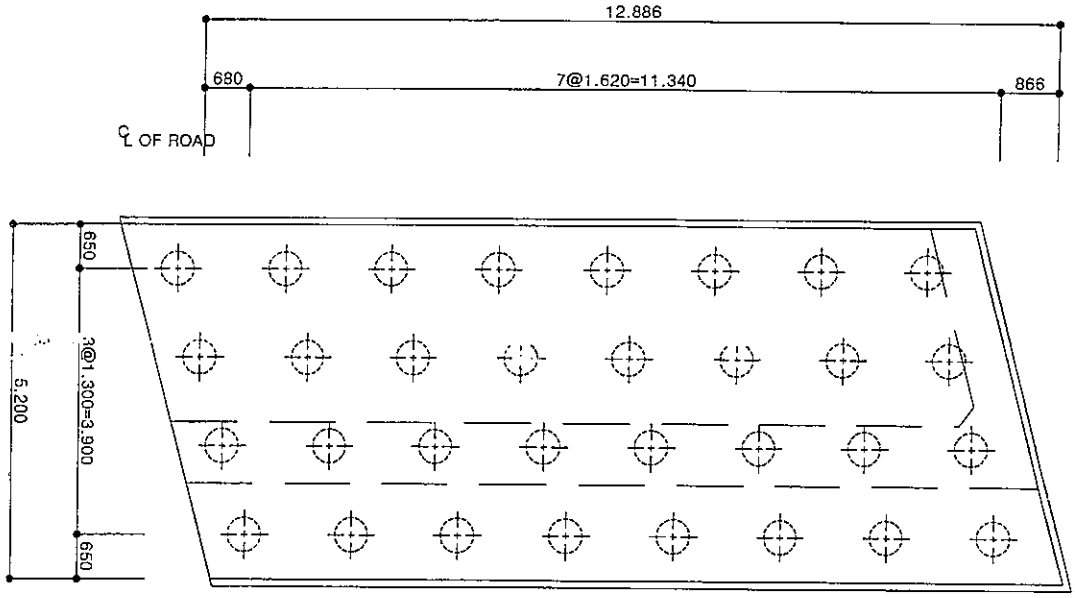
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	14010.957	-2171.415	2415.393	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	14010.957	-2171.415	2415.393	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	14000.877	-2256.855	-10935.901	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	12841.919	-729.755	-6659.474	지진시
계수하중	COMBO 1	20783.623	-4141.359	-17229.272	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	19302.501	3346.068	10438.038	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	20783.623	-4141.359	-17229.272	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	12841.919	-729.755	-6659.474	지진시

3) 말뚝의 배치



* () 안의 치수는 사거리 치수임.

※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용		비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3	m	>	2.5 · D = 1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D = 0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 · (L/D) + 0.53	0.962
Kv	a · A · E / L	227101 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		10 · N	10000		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.185	1.077	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	33333	66667	kN/m³
K_H		$k_{HO}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	11898	25564	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.353	0.428	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	5.820 ≥ 3	7.058 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4 · E · I · β³	16704	29644	kN/m
	K2	2 · E · I · β²	23641	34653	kN/rad
	K3	2 · E · I · β²	23641	34653	kN.m/m
	K4	2 · E · I · β	66916	81016	kN.m/rad
힌지	K1	2 · E · I · β³	8352	14822	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	534522	948624
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-756498	-1108902
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7267222	7267222
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	17493318	17944529
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	-0.0041190	0.0019280	-0.0000401	-0.0097377	0.0028599	-0.0014060
COMBO 2	-0.0041190	0.0019280	-0.0000401	0.0075676	0.0026561	0.0009239
COMBO 3	-0.0054399	0.0019266	-0.0008604	-0.0097377	0.0028599	-0.0014060
COMBO 4	-0.0012968	0.0017671	-0.0004512	-0.0012968	0.0017671	-0.0004512

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.440 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

⑥ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0041190	0.0018499	-0.0000401	420.105	-67.857	94.696
	2	-0.0041190	0.0019019	-0.0000401	431.930	-67.857	94.696
	3	-0.0041190	0.0019540	-0.0000401	443.755	-67.857	94.696
COMBO 2	1	-0.0041190	0.0018499	-0.0000401	420.105	-67.857	94.696
	2	-0.0041190	0.0019019	-0.0000401	431.930	-67.857	94.696
	3	-0.0041190	0.0019540	-0.0000401	443.755	-67.857	94.696
	4	-0.0041190	0.0020061	-0.0000401	455.579	-67.857	94.696
COMBO 3	1	-0.0054399	0.0002488	-0.0008604	56.505	-70.527	71.028
	2	-0.0054399	0.0013673	-0.0008604	310.520	-70.527	71.028
	3	-0.0054399	0.0024858	-0.0008604	564.535	-70.527	71.028
	4	-0.0054399	0.0036043	-0.0008604	818.550	-70.527	71.028
COMBO 4	1	-0.0012968	0.0008872	-0.0004512	201.476	-22.805	8.379
	2	-0.0012968	0.0014738	-0.0004512	334.699	-22.805	8.379
	3	-0.0012968	0.0020604	-0.0004512	467.921	-22.805	8.379
	4	-0.0012968	0.0026470	-0.0004512	601.144	-22.805	8.379

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0097377	0.0001182	-0.0014060	26.841	-129.417	136.119
	2	-0.0097377	0.0019460	-0.0014060	441.939	-129.417	136.119
	3	-0.0097377	0.0037738	-0.0014060	857.037	-129.417	136.119
	4	-0.0097377	0.0056016	-0.0014060	1272.135	-129.417	136.119
COMBO 2	1	0.0075676	0.0044578	0.0009239	1012.369	104.565	-117.075
	2	0.0075676	0.0032567	0.0009239	739.592	104.565	-117.075
	3	0.0075676	0.0020555	0.0009239	466.814	104.565	-117.075
	4	0.0075676	0.0008544	0.0009239	194.037	104.565	-117.075
COMBO 3	1	-0.0097377	0.0001182	-0.0014060	26.841	-129.417	136.119
	2	-0.0097377	0.0019460	-0.0014060	441.939	-129.417	136.119
	3	-0.0097377	0.0037738	-0.0014060	857.037	-129.417	136.119
	4	-0.0097377	0.0056016	-0.0014060	1272.135	-129.417	136.119
COMBO 4	1	-0.0012968	0.0008872	-0.0004512	201.476	-22.805	8.379
	2	-0.0012968	0.0014738	-0.0004512	334.699	-22.805	8.379
	3	-0.0012968	0.0020604	-0.0004512	467.921	-22.805	8.379
	4	-0.0012968	0.0026470	-0.0004512	601.144	-22.805	8.379

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	420.105	-67.857	94.696	8
	2	0.650	0	431.930	-67.857	94.696	8
	3	-0.650	0	443.755	-67.857	94.696	8
	4	-1.950	0	455.579	-67.857	94.696	8
	계			14010.957	-2171.415	2415.393	32
COMBO 2	1	1.950	0	420.105	-67.857	94.696	8
	2	0.650	0	431.930	-67.857	94.696	8
	3	-0.650	0	443.755	-67.857	94.696	8
	4	-1.950	0	455.579	-67.857	94.696	8
	계			14010.957	-2171.415	2415.393	32
COMBO 3	1	1.950	0	56.505	-70.527	71.028	8
	2	0.650	0	310.520	-70.527	71.028	8
	3	-0.650	0	564.535	-70.527	71.028	8
	4	-1.950	0	818.550	-70.527	71.028	8
	계			14000.877	-2256.855	-10935.901	32
COMBO 4	1	1.950	0	201.476	-22.805	8.379	8
	2	0.650	0	334.699	-22.805	8.379	8
	3	-0.650	0	467.921	-22.805	8.379	8
	4	-1.950	0	601.144	-22.805	8.379	8
	계			12841.919	-729.755	-6659.474	32

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	26.841	-129.417	136.119	8
	2	0.650	0	441.939	-129.417	136.119	8
	3	-0.650	0	857.037	-129.417	136.119	8
	4	-1.950	0	1272.135	-129.417	136.119	8
	계			20783.623	-4141.359	-17229.272	32
COMBO 2	1	1.950	0	1012.369	104.565	-117.075	8
	2	0.650	0	739.592	104.565	-117.075	8
	3	-0.650	0	466.814	104.565	-117.075	8
	4	-1.950	0	194.037	104.565	-117.075	8
	계			19302.501	3346.068	10438.038	32
COMBO 3	1	1.950	0	26.841	-129.417	136.119	8
	2	0.650	0	441.939	-129.417	136.119	8
	3	-0.650	0	857.037	-129.417	136.119	8
	4	-1.950	0	1272.135	-129.417	136.119	8
	계			20783.623	-4141.359	-17229.272	32
COMBO 4	1	1.950	0	201.476	-22.805	8.379	8
	2	0.650	0	334.699	-22.805	8.379	8
	3	-0.650	0	467.921	-22.805	8.379	8
	4	-1.950	0	601.144	-22.805	8.379	8
	계			12841.919	-729.755	-6659.474	32

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	267261	474312
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7267222	7267222
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	15352007	15352007
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	-0.0081247	0.0019280	0.0001573	-0.0154956	0.0028599	-0.0011223
COMBO 2	-0.0081247	0.0019280	0.0001573	0.0125198	0.0026561	0.0006799
COMBO 3	-0.0084444	0.0019266	-0.0007123	-0.0154956	0.0028599	-0.0011223
COMBO 4	-0.0015386	0.0017671	-0.0004338	-0.0015386	0.0017671	-0.0004338

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 8.444 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

⑥ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0081247	0.0022348	0.0001573	507.517	-67.857	0.000
	2	-0.0081247	0.0020302	0.0001573	461.067	-67.857	0.000
	3	-0.0081247	0.0018257	0.0001573	414.617	-67.857	0.000
	4	-0.0081247	0.0016212	0.0001573	368.168	-67.857	0.000
COMBO 2	1	-0.0081247	0.0022348	0.0001573	507.517	-67.857	0.000
	2	-0.0081247	0.0020302	0.0001573	461.067	-67.857	0.000
	3	-0.0081247	0.0018257	0.0001573	414.617	-67.857	0.000
	4	-0.0081247	0.0016212	0.0001573	368.168	-67.857	0.000
COMBO 3	1	-0.0084444	0.0005375	-0.0007123	122.069	-70.527	0.000
	2	-0.0084444	0.0014636	-0.0007123	332.375	-70.527	0.000
	3	-0.0084444	0.0023896	-0.0007123	542.680	-70.527	0.000
	4	-0.0084444	0.0033156	-0.0007123	752.986	-70.527	0.000
COMBO 4	1	-0.0015386	0.0009212	-0.0004338	209.210	-22.805	0.000
	2	-0.0015386	0.0014851	-0.0004338	337.277	-22.805	0.000
	3	-0.0015386	0.0020491	-0.0004338	465.343	-22.805	0.000
	4	-0.0015386	0.0026130	-0.0004338	593.410	-22.805	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0154956	0.0006715	-0.0011223	152.490	-129.417	0.000
	2	-0.0154956	0.0021304	-0.0011223	483.822	-129.417	0.000
	3	-0.0154956	0.0035894	-0.0011223	815.154	-129.417	0.000
	4	-0.0154956	0.0050484	-0.0011223	1146.486	-129.417	0.000
COMBO 2	1	0.0125198	0.0039819	0.0006799	904.300	104.565	0.000
	2	0.0125198	0.0030980	0.0006799	703.569	104.565	0.000
	3	0.0125198	0.0022142	0.0006799	502.837	104.565	0.000
	4	0.0125198	0.0013303	0.0006799	302.106	104.565	0.000
COMBO 3	1	-0.0154956	0.0006715	-0.0011223	152.490	-129.417	0.000
	2	-0.0154956	0.0021304	-0.0011223	483.822	-129.417	0.000
	3	-0.0154956	0.0035894	-0.0011223	815.154	-129.417	0.000
	4	-0.0154956	0.0050484	-0.0011223	1146.486	-129.417	0.000
COMBO 4	1	-0.0015386	0.0009212	-0.0004338	209.210	-22.805	0.000
	2	-0.0015386	0.0014851	-0.0004338	337.277	-22.805	0.000
	3	-0.0015386	0.0020491	-0.0004338	465.343	-22.805	0.000
	4	-0.0015386	0.0026130	-0.0004338	593.410	-22.805	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	507.517	-67.857	0.000	8
	2	0.650	0	461.067	-67.857	0.000	8
	3	-0.650	0	414.617	-67.857	0.000	8
	4	-1.950	0	368.168	-67.857	0.000	8
	계			14010.957	-2171.415	2415.393	32
COMBO 2	1	1.950	0	507.517	-67.857	0.000	8
	2	0.650	0	461.067	-67.857	0.000	8
	3	-0.650	0	414.617	-67.857	0.000	8
	4	-1.950	0	368.168	-67.857	0.000	8
	계			14010.957	-2171.415	2415.393	32
COMBO 3	1	1.950	0	122.069	-70.527	0.000	8
	2	0.650	0	332.375	-70.527	0.000	8
	3	-0.650	0	542.680	-70.527	0.000	8
	4	-1.950	0	752.986	-70.527	0.000	8
	계			14000.877	-2256.855	-10935.901	32
COMBO 4	1	1.950	0	209.210	-22.805	0.000	8
	2	0.650	0	337.277	-22.805	0.000	8
	3	-0.650	0	465.343	-22.805	0.000	8
	4	-1.950	0	593.410	-22.805	0.000	8
	계			12841.919	-729.755	-6659.474	32

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	152.490	-129.417	0.000	8
	2	0.650	0	483.822	-129.417	0.000	8
	3	-0.650	0	815.154	-129.417	0.000	8
	4	-1.950	0	1146.486	-129.417	0.000	8
	계			20783.623	-4141.359	-17229.272	32
COMBO 2	1	1.950	0	904.300	104.565	0.000	8
	2	0.650	0	703.569	104.565	0.000	8
	3	-0.650	0	502.837	104.565	0.000	8
	4	-1.950	0	302.106	104.565	0.000	8
	계			19302.501	3346.068	10438.038	32
COMBO 3	1	1.950	0	152.490	-129.417	0.000	8
	2	0.650	0	483.822	-129.417	0.000	8
	3	-0.650	0	815.154	-129.417	0.000	8
	4	-1.950	0	1146.486	-129.417	0.000	8
	계			20783.623	-4141.359	-17229.272	32
COMBO 4	1	1.950	0	209.210	-22.805	0.000	8
	2	0.650	0	337.277	-22.805	0.000	8
	3	-0.650	0	465.343	-22.805	0.000	8
	4	-1.950	0	593.410	-22.805	0.000	8
	계			12841.919	-729.755	-6659.474	32

3. 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	420.105	-67.857	94.696	26.841	-129.417	136.119
	2	431.930	-67.857	94.696	441.939	-129.417	136.119
	3	443.755	-67.857	94.696	857.037	-129.417	136.119
	4	455.579	-67.857	94.696	1272.135	-129.417	136.119
COMBO 2	1	420.105	-67.857	94.696	1012.369	104.565	-117.075
	2	431.930	-67.857	94.696	739.592	104.565	-117.075
	3	443.755	-67.857	94.696	466.814	104.565	-117.075
	4	455.579	-67.857	94.696	194.037	104.565	-117.075
COMBO 3	1	56.505	-70.527	71.028	26.841	-129.417	136.119
	2	310.520	-70.527	71.028	441.939	-129.417	136.119
	3	564.535	-70.527	71.028	857.037	-129.417	136.119
	4	818.550	-70.527	71.028	1272.135	-129.417	136.119
COMBO 4	1	201.476	-22.805	8.379	201.476	-22.805	8.379
	2	334.699	-22.805	8.379	334.699	-22.805	8.379
	3	467.921	-22.805	8.379	467.921	-22.805	8.379
	4	601.144	-22.805	8.379	601.144	-22.805	8.379

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	507.517	-67.857	0.000	152.490	-129.417	0.000
	2	461.067	-67.857	0.000	483.822	-129.417	0.000
	3	414.617	-67.857	0.000	815.154	-129.417	0.000
	4	368.168	-67.857	0.000	1146.486	-129.417	0.000
COMBO 2	1	507.517	-67.857	0.000	904.300	104.565	0.000
	2	461.067	-67.857	0.000	703.569	104.565	0.000
	3	414.617	-67.857	0.000	502.837	104.565	0.000
	4	368.168	-67.857	0.000	302.106	104.565	0.000
COMBO 3	1	122.069	-70.527	0.000	152.490	-129.417	0.000
	2	332.375	-70.527	0.000	483.822	-129.417	0.000
	3	542.680	-70.527	0.000	815.154	-129.417	0.000
	4	752.986	-70.527	0.000	1146.486	-129.417	0.000
COMBO 4	1	209.210	-22.805	0.000	209.210	-22.805	0.000
	2	337.277	-22.805	0.000	337.277	-22.805	0.000
	3	465.343	-22.805	0.000	465.343	-22.805	0.000
	4	593.410	-22.805	0.000	593.410	-22.805	0.000

4. 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 958.100 kN(평상시)

Ra2 = 1437.150 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 8.444 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 1.539 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 434.588 kN(평상시)

Pa2 = 651.882 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	455.579	420.105	958.100	434.588	O.K
	HINGE	507.517	368.168	958.100	434.588	O.K
COMBO 2	FIX	455.579	420.105	958.100	434.588	O.K
	HINGE	507.517	368.168	958.100	434.588	O.K
COMBO 3	FIX	818.550	56.505	958.100	434.588	O.K
	HINGE	752.986	122.069	958.100	434.588	O.K
COMBO 4	FIX	601.144	201.476	1437.150	651.882	O.K
	HINGE	593.410	209.210	1437.150	651.882	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140 MPa (평상시)

= 210 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 15268 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 450975060

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	455.579	94.696	82.334	140	O.K
	HINGE	507.517	61.924	67.568	140	O.K
COMBO 2	FIX	455.579	94.696	82.334	140	O.K
	HINGE	507.517	61.924	67.568	140	O.K
COMBO 3	FIX	818.550	71.028	92.986	140	O.K
	HINGE	752.986	64.361	84.996	140	O.K
COMBO 4	FIX	601.144	8.379	44.017	210	O.K
	HINGE	593.410	17.189	48.395	210	O.K

② 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80 MPa (평상시)

= 120 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D^2 + D×d + d^2) / (3 × (D^2 + d^2))

= 4 × (496.000² + 496.000 × 476.000 + 476.000²) ÷

(3 × (496.000² + 476.000²))

= 1.999 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	67.857	8.886	80	O.K
	HINGE	67.857	8.886	80	O.K
COMBO 2	FIX	67.857	8.886	80	O.K
	HINGE	67.857	8.886	80	O.K
COMBO 3	FIX	70.527	9.236	80	O.K
	HINGE	70.527	9.236	80	O.K
COMBO 4	FIX	22.805	2.986	120	O.K
	HINGE	22.805	2.986	120	O.K

③ PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.00 MPa (평상시)

= 26.60 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	818.550	22.945	14.133	9.376	20	0	O.K
	HINGE	752.986	24.043	13.625	8.641	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	601.144	1.513	9.852	9.538	26.60	-3	O.K
	HINGE	593.410	6.376	10.283	8.961	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	201.476	1.513	6.065	5.752	26.60	-3	O.K
	HINGE	209.210	6.376	6.643	5.321	26.60	-3	O.K

④ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_o / M

= 1.419 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.419 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_o : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_o = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 1.21 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷

(3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

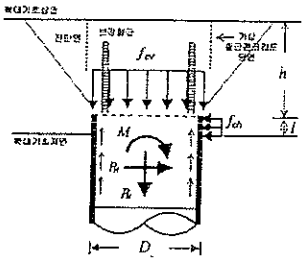
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	11.942	0.221	1.200	O.K
	HINGE	28.969	0.536	1.200	O.K
지진시최대	FIX	3.544	0.066	1.596	O.K
	HINGE	9.571	0.177	1.596	O.K

16.3 시점측 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

16.3.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	818.550	56.505	601.144	201.476
H(kN)	70.527		22.805	
M(kN)	94.696		8.379	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D_s) 500.0mm 말뚝두께 (t') 12.0mm , 부식두께 2.0mm

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 27.0 MPa 기초두께 (H') 1100.0mm

수직 유효두께 (h) 1000.0mm

수평 유효두께 (h') 400.0mm

말뚝 매입길이 (l) 100.0mm

4) 보강철근 제원

보강철근 H19(SD40) 10.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

16.3.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

$$\text{상 시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{818550.3}{\pi/4 \times 500.0^2} = 4.17\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{601144.3}{\pi/4 \times 500.0^2} = 3.06\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

$$\text{상 시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{818550.3}{\pi \times (500.0 + 1000) \times 1000} = 0.17\ \text{MPa} \le \tau_{a3} = 0.95\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{601144.3}{\pi \times (500.0 + 1000) \times 1000} = 0.13\ \text{MPa} \le \tau_{a3}' = 1.26\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

$$\text{상 시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{70526.7}{500.0 \times 100} = 1.41\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{22804.8}{500.0 \times 100} = 0.46\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{70526.7}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.12\ MPa \leq \tau_{a3} = 0.95\ MPa$ ∴ O.K

지진시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{22804.8}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.04\ MPa \leq \tau_{a3}' = 1.26\ MPa$ ∴ O.K

16.3.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 12t' }	=	476.0mm
t' { 강관의 두께 = 12.0t' - 2(부식두께) }	=	10.0mm
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π×(D500.0-10t')×10t'×13.5(fcsa)}	=	207.816 kN (상시)
S'{지압력 = π×(D500.0-10t')×10t'×18.0(fcsa')}	=	276.396 kN (지진시)

상 시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{818550.3 - 207816.4}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 5.82\ MPa \leq f_{csa} = 13.50\ MPa$ ∴ O.K

지진시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{601144.3 - 276395.8}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 3.09\ MPa \leq f_{csa}' = 17.96\ MPa$ ∴ O.K

16.3.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1}\times A_{st}}{\tau_{oa}\times U} = \frac{180.0\times286.5}{1.7\times60.0} = 505.6mm \geq L0min=35d_1 = 35\times19.1 = 668.5mm$$

Max(505.6mm , 668.5mm) = 668.5mm

∴ 보강철근의 정착장은 668.5mm 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1$(35×$d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

16.3.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0mm
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0mm
p {가상단면의 철근비 = 2865.0(As) / π × 350(r)² }	=	0.0074
np = 탄성계수(n=15) × 0.0074	=	0.112
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	818.550 kN
최대 모멘트(M max)	=	94.696 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	381.189 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	115.688mm
e/r = 115.688 / 350.0	=	0.331

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.516 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{381188712.8}{350^3} \times 0.516 = 4.59\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{381188712.8}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	601.144 kN
최대 모멘트(M max)	=	8.379 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	218.779 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	13.938mm
e/r = 13.938 / 350.0	=	0.040

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.495 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{218779129.2}{350^3} \times 0.495 = 2.53\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{218779129.2}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.00\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn,min)	=	56.505 kN
최대 모멘트(M max)	=	94.696 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	114.473 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	1675.903mm
e/r = 1675.903 / 350.0	=	4.788

이므로, 휨압축응력계수(c) = 2.302 , 휨인장응력계수 (S) = 4.046

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{114472695.3}{350^3} \times 2.302 = 6.15\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{114472695.3}{350^3} \times 4.046 \times 15 = 162.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	201.476 kN
최대 모멘트(M max)	=	8.379 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	78.895 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	41.586mm
e/r = 41.586 ; 350.0	=	0.119

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.495 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

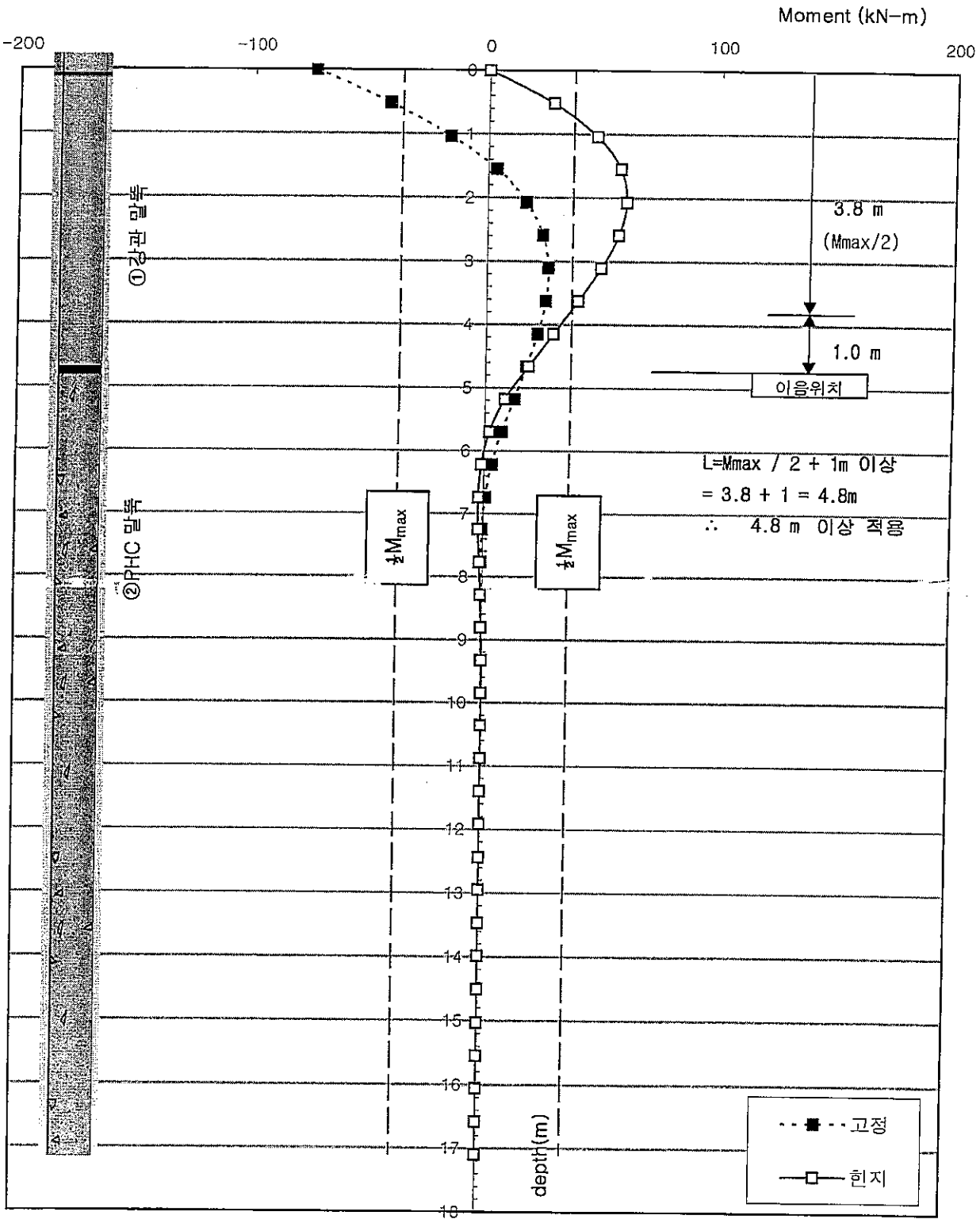
$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{78895100.0}{350^3} \times 2.302 = 0.91\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{78895100.0}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.00\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

17.종점측 HCP 말뚝검토

17.1 종점측 HCP 이음위치 검토



17.2 종점측 HCP 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	10	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	10 · N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	17.0 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	12 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	4.8 m	
단면2차모멘트	Is	450975060 mm^4	
탄 성 계 수	Es	210000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	12.2 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

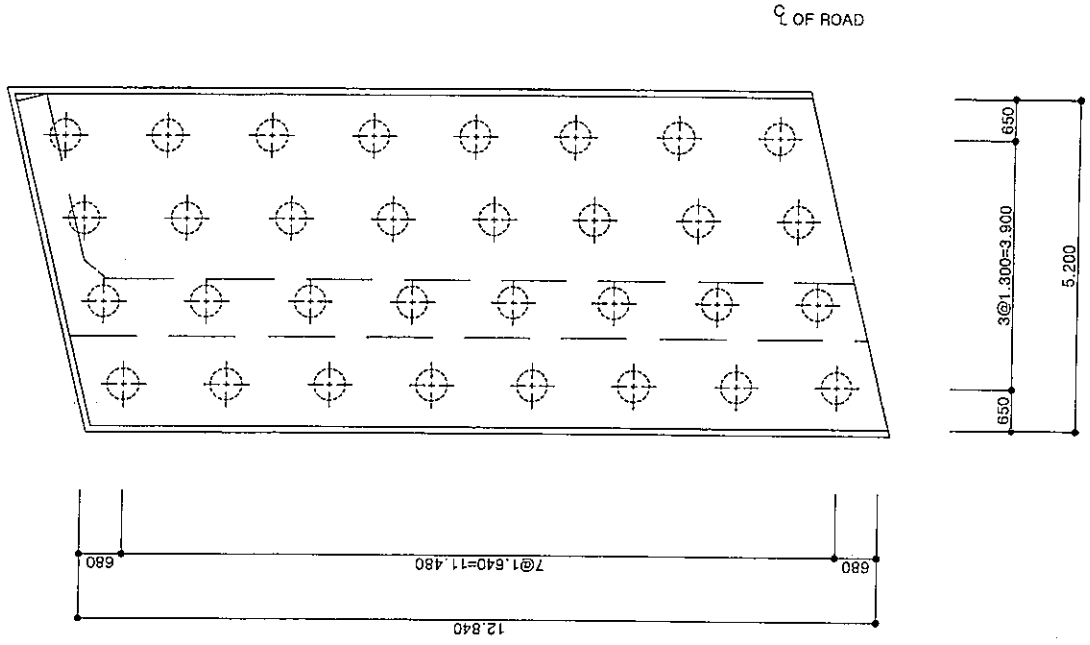
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	14573.177	-2103.241	-10848.734	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	14563.138	2105.929	6388.682	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	14573.177	-2103.241	-10848.734	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	13412.915	-506.838	-6463.666	지진시
계수하중	COMBO 1	21617.330	-3878.986	-17909.393	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	20100.544	3934.503	10300.332	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	21617.330	-3878.986	-17909.393	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	13412.915	-506.838	-6463.666	지진시

3) 말뚝의 배치



* ( ) 안의 치수는 사거리 치수임.

※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용		비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3	m	>	2.5 · D = 1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D = 0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 ·(L/D)+ 0.53	0.976
Kv	a·A·E / L	222403 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		10·N	10000		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.185	1.077	
K_{H0}		$:\frac{1}{30}\alpha E_o$	33333	66667	kN/m³
K_H		$:k_{HO}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	11898	25564	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.353	0.428	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	6.006 ≥ 3	7.271 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4·E·I·β³	16704	29644	kN/m
	K2	2·E·I·β²	23641	34653	kN/rad
	K3	2·E·I·β²	23641	34653	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	66916	81016	kN.m/rad
힌지	K1	2·E·I·β³	8352	14822	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	534522	948624
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-756498	-1108902
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7116902	7116902
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	17175766	17626978
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_v\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	-0.0051497	0.0020477	-0.0008584	-0.0093132	0.0030375	-0.0014529
COMBO 2	0.0047632	0.0020463	0.0005818	0.0087553	0.0028243	0.0009853
COMBO 3	-0.0051497	0.0020477	-0.0008584	-0.0093132	0.0030375	-0.0014529
COMBO 4	-0.0010394	0.0018847	-0.0004321	-0.0010394	0.0018847	-0.0004321

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.150 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0051497	0.0003737	-0.0008584	83.115	-65.726	64.299
	2	-0.0051497	0.0014897	-0.0008584	331.313	-65.726	64.299
	3	-0.0051497	0.0026057	-0.0008584	579.511	-65.726	64.299
COMBO 2	1	0.0047632	0.0031807	0.0005818	707.395	65.810	-73.676
	2	0.0047632	0.0024244	0.0005818	539.197	65.810	-73.676
	3	0.0047632	0.0016681	0.0005818	370.999	65.810	-73.676
	4	0.0047632	0.0009119	0.0005818	202.801	65.810	-73.676
COMBO 3	1	-0.0051497	0.0003737	-0.0008584	83.115	-65.726	64.299
	2	-0.0051497	0.0014897	-0.0008584	331.313	-65.726	64.299
	3	-0.0051497	0.0026057	-0.0008584	579.511	-65.726	64.299
	4	-0.0051497	0.0037217	-0.0008584	827.709	-65.726	64.299
COMBO 4	1	-0.0010394	0.0010421	-0.0004321	231.767	-15.839	1.012
	2	-0.0010394	0.0016038	-0.0004321	356.692	-15.839	1.012
	3	-0.0010394	0.0021655	-0.0004321	481.616	-15.839	1.012
	4	-0.0010394	0.0027272	-0.0004321	606.540	-15.839	1.012

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0093132	0.0002043	-0.0014529	45.436	-121.218	122.946
	2	-0.0093132	0.0020931	-0.0014529	465.506	-121.218	122.946
	3	-0.0093132	0.0039819	-0.0014529	885.577	-121.218	122.946
	4	-0.0093132	0.0058706	-0.0014529	1305.648	-121.218	122.946
COMBO 2	1	0.0087553	0.0047457	0.0009853	1055.463	122.953	-141.046
	2	0.0087553	0.0034648	0.0009853	770.582	122.953	-141.046
	3	0.0087553	0.0021839	0.0009853	485.702	122.953	-141.046
	4	0.0087553	0.0009030	0.0009853	200.821	122.953	-141.046
COMBO 3	1	-0.0093132	0.0002043	-0.0014529	45.436	-121.218	122.946
	2	-0.0093132	0.0020931	-0.0014529	465.506	-121.218	122.946
	3	-0.0093132	0.0039819	-0.0014529	885.577	-121.218	122.946
	4	-0.0093132	0.0058706	-0.0014529	1305.648	-121.218	122.946
COMBO 4	1	-0.0010394	0.0010421	-0.0004321	231.767	-15.839	1.012
	2	-0.0010394	0.0016038	-0.0004321	356.692	-15.839	1.012
	3	-0.0010394	0.0021655	-0.0004321	481.616	-15.839	1.012
	4	-0.0010394	0.0027272	-0.0004321	606.540	-15.839	1.012

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	83.115	-65.726	64.299	8
	2	0.650	0	331.313	-65.726	64.299	8
	3	-0.650	0	579.511	-65.726	64.299	8
	4	-1.950	0	827.709	-65.726	64.299	8
	계			14573.177	-2103.241	-10848.734	32
COMBO 2	1	1.950	0	707.395	65.810	-73.676	8
	2	0.650	0	539.197	65.810	-73.676	8
	3	-0.650	0	370.999	65.810	-73.676	8
	4	-1.950	0	202.801	65.810	-73.676	8
	계			14563.138	2105.929	6388.682	32
COMBO 3	1	1.950	0	83.115	-65.726	64.299	8
	2	0.650	0	331.313	-65.726	64.299	8
	3	-0.650	0	579.511	-65.726	64.299	8
	4	-1.950	0	827.709	-65.726	64.299	8
	계			14573.177	-2103.241	-10848.734	32
COMBO 4	1	1.950	0	231.767	-15.839	1.012	8
	2	0.650	0	356.692	-15.839	1.012	8
	3	-0.650	0	481.616	-15.839	1.012	8
	4	-1.950	0	606.540	-15.839	1.012	8
	계			13412.915	-506.838	-6463.666	32

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	45.436	-121.218	122.946	8
	2	0.650	0	465.506	-121.218	122.946	8
	3	-0.650	0	885.577	-121.218	122.946	8
	4	-1.950	0	1305.648	-121.218	122.946	8
	계			21617.330	-3878.986	-17909.393	32
COMBO 2	1	1.950	0	1055.463	122.953	-141.046	8
	2	0.650	0	770.582	122.953	-141.046	8
	3	-0.650	0	485.702	122.953	-141.046	8
	4	-1.950	0	200.821	122.953	-141.046	8
	계			20100.544	3934.503	10300.332	32
COMBO 3	1	1.950	0	45.436	-121.218	122.946	8
	2	0.650	0	465.506	-121.218	122.946	8
	3	-0.650	0	885.577	-121.218	122.946	8
	4	-1.950	0	1305.648	-121.218	122.946	8
	계			21617.330	-3878.986	17909.393	32
COMBO 4	1	1.950	0	231.767	-15.839	1.012	8
	2	0.650	0	356.692	-15.839	1.012	8
	3	-0.650	0	481.616	-15.839	1.012	8
	4	-1.950	0	606.540	-15.839	1.012	8
	계			13412.915	-506.838	-6463.666	32

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	267261	474312
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7116902	7116902
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	15034455	15034455
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	-0.0078696	0.0020477	-0.0007216	-0.0145138	0.0030375	-0.0011912
COMBO 2	0.0078797	0.0020463	0.0004249	0.0147216	0.0028243	0.0006851
COMBO 3	-0.0078696	0.0020477	-0.0007216	-0.0145138	0.0030375	-0.0011912
COMBO 4	-0.0010686	0.0018847	-0.0004299	-0.0010686	0.0018847	-0.0004299

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.880 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0078696	0.0006406	-0.0007216	142.468	-65.726	0.000
	2	-0.0078696	0.0015787	-0.0007216	351.097	-65.726	0.000
	3	-0.0078696	0.0025167	-0.0007216	559.727	-65.726	0.000
	4	-0.0078696	0.0034548	-0.0007216	768.356	-65.726	0.000
COMBO 2	1	0.0078797	0.0028749	0.0004249	639.387	65.810	0.000
	2	0.0078797	0.0023225	0.0004249	516.528	65.810	0.000
	3	0.0078797	0.0017701	0.0004249	393.668	65.810	0.000
	4	0.0078797	0.0012176	0.0004249	270.809	65.810	0.000
COMBO 3	1	-0.0078696	0.0006406	-0.0007216	142.468	-65.726	0.000
	2	-0.0078696	0.0015787	-0.0007216	351.097	-65.726	0.000
	3	-0.0078696	0.0025167	-0.0007216	559.727	-65.726	0.000
	4	-0.0078696	0.0034548	-0.0007216	768.356	-65.726	0.000
COMBO 4	1	-0.0010686	0.0010463	-0.0004299	232.702	-15.839	0.000
	2	-0.0010686	0.0016052	-0.0004299	357.003	-15.839	0.000
	3	-0.0010686	0.0021641	-0.0004299	481.304	-15.839	0.000
	4	-0.0010686	0.0027230	-0.0004299	605.605	-15.839	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0145138	0.0007146	-0.0011912	158.924	-121.218	0.000
	2	-0.0145138	0.0022632	-0.0011912	503.336	-121.218	0.000
	3	-0.0145138	0.0038118	-0.0011912	847.747	-121.218	0.000
	4	-0.0145138	0.0053603	-0.0011912	1192.159	-121.218	0.000
COMBO 2	1	0.0147216	0.0041603	0.0006851	925.267	122.953	0.000
	2	0.0147216	0.0032697	0.0006851	727.184	122.953	0.000
	3	0.0147216	0.0023790	0.0006851	529.100	122.953	0.000
	4	0.0147216	0.0014884	0.0006851	331.017	122.953	0.000
COMBO 3	1	-0.0145138	0.0007146	-0.0011912	158.924	-121.218	0.000
	2	-0.0145138	0.0022632	-0.0011912	503.336	-121.218	0.000
	3	-0.0145138	0.0038118	-0.0011912	847.747	-121.218	0.000
	4	-0.0145138	0.0053603	-0.0011912	1192.159	-121.218	0.000
COMBO 4	1	-0.0010686	0.0010463	-0.0004299	232.702	-15.839	0.000
	2	-0.0010686	0.0016052	-0.0004299	357.003	-15.839	0.000
	3	-0.0010686	0.0021641	-0.0004299	481.304	-15.839	0.000
	4	-0.0010686	0.0027230	-0.0004299	605.605	-15.839	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	142.468	-65.726	0.000	8
	2	0.650	0	351.097	-65.726	0.000	8
	3	-0.650	0	559.727	-65.726	0.000	8
	4	-1.950	0	768.356	-65.726	0.000	8
	계			14573.177	-2103.241	-10848.734	32
COMBO 2	1	1.950	0	639.387	65.810	0.000	8
	2	0.650	0	516.528	65.810	0.000	8
	3	-0.650	0	393.668	65.810	0.000	8
	4	-1.950	0	270.809	65.810	0.000	8
	계			14563.138	2105.929	6388.682	32
COMBO 3	1	1.950	0	142.468	-65.726	0.000	8
	2	0.650	0	351.097	-65.726	0.000	8
	3	-0.650	0	559.727	-65.726	0.000	8
	4	-1.950	0	768.356	-65.726	0.000	8
	계			14573.177	-2103.241	-10848.734	32
COMBO 4	1	1.950	0	232.702	-15.839	0.000	8
	2	0.650	0	357.003	-15.839	0.000	8
	3	-0.650	0	481.304	-15.839	0.000	8
	4	-1.950	0	605.605	-15.839	0.000	8
	계			13412.915	-506.838	-6463.666	32

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	158.924	-121.218	0.000	8
	2	0.650	0	503.336	-121.218	0.000	8
	3	-0.650	0	847.747	-121.218	0.000	8
	4	-1.950	0	1192.159	-121.218	0.000	8
	계			21617.330	-3878.986	-17909.393	32
COMBO 2	1	1.950	0	925.267	122.953	0.000	8
	2	0.650	0	727.184	122.953	0.000	8
	3	-0.650	0	529.100	122.953	0.000	8
	4	-1.950	0	331.017	122.953	0.000	8
	계			20100.544	3934.503	10300.332	32
COMBO 3	1	1.950	0	158.924	-121.218	0.000	8
	2	0.650	0	503.336	-121.218	0.000	8
	3	-0.650	0	847.747	-121.218	0.000	8
	4	-1.950	0	1192.159	-121.218	0.000	8
	계			21617.330	-3878.986	-17909.393	32
COMBO 4	1	1.950	0	232.702	-15.839	0.000	8
	2	0.650	0	357.003	-15.839	0.000	8
	3	-0.650	0	481.304	-15.839	0.000	8
	4	-1.950	0	605.605	-15.839	0.000	8
	계			13412.915	-506.838	-6463.666	32

3. 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	83.115	-65.726	64.299	45.436	-121.218	122.946
	2	331.313	-65.726	64.299	465.506	-121.218	122.946
	3	579.511	-65.726	64.299	885.577	-121.218	122.946
	4	827.709	-65.726	64.299	1305.648	-121.218	122.946
COMBO 2	1	707.395	65.810	-73.676	1055.463	122.953	-141.046
	2	539.197	65.810	-73.676	770.582	122.953	-141.046
	3	370.999	65.810	-73.676	485.702	122.953	-141.046
	4	202.801	65.810	-73.676	200.821	122.953	-141.046
COMBO 3	1	83.115	-65.726	64.299	45.436	-121.218	122.946
	2	331.313	-65.726	64.299	465.506	-121.218	122.946
	3	579.511	-65.726	64.299	885.577	-121.218	122.946
	4	827.709	-65.726	64.299	1305.648	-121.218	122.946
COMBO 4	1	231.767	-15.839	1.012	231.767	-15.839	1.012
	2	356.692	-15.839	1.012	356.692	-15.839	1.012
	3	481.616	-15.839	1.012	481.616	-15.839	1.012
	4	606.540	-15.839	1.012	606.540	-15.839	1.012

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	142.468	-65.726	0.000	158.924	-121.218	0.000
	2	351.097	-65.726	0.000	503.336	-121.218	0.000
	3	559.727	-65.726	0.000	847.747	-121.218	0.000
	4	768.356	-65.726	0.000	1192.159	-121.218	0.000
COMBO 2	1	639.387	65.810	0.000	925.267	122.953	0.000
	2	516.528	65.810	0.000	727.184	122.953	0.000
	3	393.668	65.810	0.000	529.100	122.953	0.000
	4	270.809	65.810	0.000	331.017	122.953	0.000
COMBO 3	1	142.468	-65.726	0.000	158.924	-121.218	0.000
	2	351.097	-65.726	0.000	503.336	-121.218	0.000
	3	559.727	-65.726	0.000	847.747	-121.218	0.000
	4	768.356	-65.726	0.000	1192.159	-121.218	0.000
COMBO 4	1	232.702	-15.839	0.000	232.702	-15.839	0.000
	2	357.003	-15.839	0.000	357.003	-15.839	0.000
	3	481.304	-15.839	0.000	481.304	-15.839	0.000
	4	605.605	-15.839	0.000	605.605	-15.839	0.000

4. 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 971.100 kN(평상시)

Ra2 = 1456.650 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 7.880 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 1.069 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 447.678 kN(평상시)

Pa2 = 671.517 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	827.709	83.115	971.100	447.678	O.K
	HINGE	768.356	142.468	971.100	447.678	O.K
COMBO 2	FIX	707.395	202.801	971.100	447.678	O.K
	HINGE	639.387	270.809	971.100	447.678	O.K
COMBO 3	FIX	827.709	83.115	971.100	447.678	O.K
	HINGE	768.356	142.468	971.100	447.678	O.K
COMBO 4	FIX	606.540	231.767	1456.650	671.517	O.K
	HINGE	605.605	232.702	1456.650	671.517	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140 MPa (평상시)

= 210 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 15268 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 450975060

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	827.709	64.299	89.856	140	O.K
	HINGE	768.356	59.980	83.574	140	O.K
COMBO 2	FIX	707.395	73.676	87.174	140	O.K
	HINGE	639.387	60.057	75.170	140	O.K
COMBO 3	FIX	827.709	64.299	89.856	140	O.K
	HINGE	768.356	59.980	83.574	140	O.K
COMBO 4	FIX	606.540	1.012	40.287	210	O.K
	HINGE	605.605	11.938	46.283	210	O.K

② 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80 MPa (평상시)

= 120 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D^2 + D×d + d^2) / (3 × (D^2 + d^2))

= 4 × (496.000^2 + 496.000 × 476.000 + 476.000^2) ÷

(3 × (496.000^2 + 476.000^2))

= 1.999 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	65.726	8.607	80	O.K
	HINGE	65.726	8.607	80	O.K
COMBO 2	FIX	65.810	8.618	80	O.K
	HINGE	65.810	8.618	80	O.K
COMBO 3	FIX	65.726	8.607	80	O.K
	HINGE	65.726	8.607	80	O.K
COMBO 4	FIX	15.839	2.074	120	O.K
	HINGE	15.839	2.074	120	O.K

③ PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.00 MPa (평상시)

= 26.60 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN·m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	827.709	16.175	13.518	10.165	20	0	O.K
	HINGE	768.356	15.695	12.906	9.652	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	606.540	0.135	9.760	9.732	26.60	-3	O.K
	HINGE	605.605	3.116	10.060	9.414	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	231.767	0.135	6.210	6.182	26.60	-3	O.K
	HINGE	232.702	3.116	6.527	5.882	26.60	-3	O.K

④ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_o / M

= 1.538 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.538 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_o : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_o = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 1.31 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷

(3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

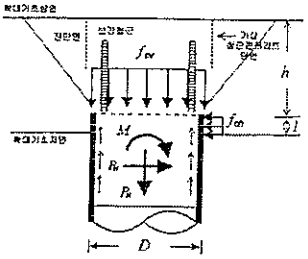
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	10.269	0.190	1.200	O.K
	HINGE	23.205	0.429	1.200	O.K
지진시최대	FIX	0.772	0.014	1.596	O.K
	HINGE	5.586	0.103	1.596	O.K

17.3 종점측 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

17.3.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	827.709	83.115	606.540	231.767
H(kN)	65.810		15.839	
M(kN)	73.676		1.012	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D. 500.0㎜ 말뚝두께 (t') 12.0㎜ , 부식두께 2.0㎜

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 27.0 MPa 기초두께 (H 1100.0㎜

수직 유효두께 (h) 1000.0㎜

수평 유효두께 (h') 400.0㎜

말뚝 매입길이 (l) 100.0㎜

4) 보강철근 제원

보강철근 H16(SD40) 10.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

17.3.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

$$\text{상 시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{827709.0}{\pi/4 \times 500.0^2} = 4.22\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{606539.7}{\pi/4 \times 500.0^2} = 3.09\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

$$\text{상 시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{827709.0}{\pi \times (500.0 + 1000) \times 1000} = 0.18\ \text{MPa} \le \tau_{a3} = 0.95\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{606539.7}{\pi \times (500.0 + 1000) \times 1000} = 0.13\ \text{MPa} \le \tau_{a3}' = 1.26\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

$$\text{상 시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{65810.3}{500.0 \times 100} = 1.32\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{15838.7}{500.0 \times 100} = 0.32\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{65810.3}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.11\ MPa \leq \tau_{a3} = 0.95\ MPa \quad \therefore O.K$

지진시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{15838.7}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.03\ MPa \leq \tau_{a3}' = 1.26\ MPa \quad \therefore O.K$

17.3.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 12t' }	=	476.0㎜
t' { 강관의 두께 = 12.0t' - 2(부식두께) }	=	10.0㎜
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π×(D500.0-10t')×10t'×13.5(fcsa)}	=	207.816 kN (상시)
S'{지압력 = π×(D500.0-10t')×10t'×18.0(fcsa')}	=	276.396 kN (지진시)

상 시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{827709.0 - 207816.4}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 5.91\ MPa \leq f_{csa} = 13.50\ MPa \quad \therefore O.K$

지진시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{606539.7 - 276395.8}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 3.15\ MPa \leq f_{csa}' = 17.96\ MPa \quad \therefore O.K$

17.3.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1}\times A_{st}}{\tau_{oa}\times U} = \frac{180.0\times198.6}{1.7\times50.0} = 420.6㎜ \geq L0min=35d_1 = 35\times15.9 = 556.5㎜$$

Max(420.6㎜ , 556.5㎜) = 556.5㎜

∴ 보강철근의 정착장은 556.5㎜ 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1$(35×$d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

17.3.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0mm
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0mm
p {가상단면의 철근비 = 1986.0(As) / π × 350(r)² }	=	0.0052
np = 탄성계수(n=15) × 0.0052	=	0.077
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	827.709 kN
최대 모멘트(M max)	=	73.676 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	363.374 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	89.012mm
e/r = 89.012 / 350.0	=	0.254

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.509 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{363373848.0}{350^3} \times 0.509 = 4.31\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore\ O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{363373848.0}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore\ O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	606.540 kN
최대 모멘트(M max)	=	1.012 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	213.301 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	1.669mm
e/r = 1.669 / 350.0	=	0.005

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.509 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{213301010.5}{350^3} \times 0.509 = 2.53\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore\ O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{213301010.5}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.00\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore\ O.K$$

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn,min)	=	83.115 kN
최대 모멘트(M max)	=	73.676 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	102.766 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	886.436㎜
e/r = 886.436 / 350.0	=	2.533

이므로, 휨압축응력계수(c) = 2.263 , 휨인장응력계수 (S) = 4.164

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{102765787.2}{350^3} \times 2.263 = 5.42\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \ \therefore\ O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{102765787.2}{350^3} \times 4.164 \times 15 = 149.7\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \ \therefore\ O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	231.767 kN
최대 모멘트(M max)	=	1.012 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	82.131 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	4.367㎜
e/r = 4.367 / 350.0	=	0.012

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.509 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{82130705.4}{350^3} \times 2.263 = 0.97\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \ \therefore\ O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

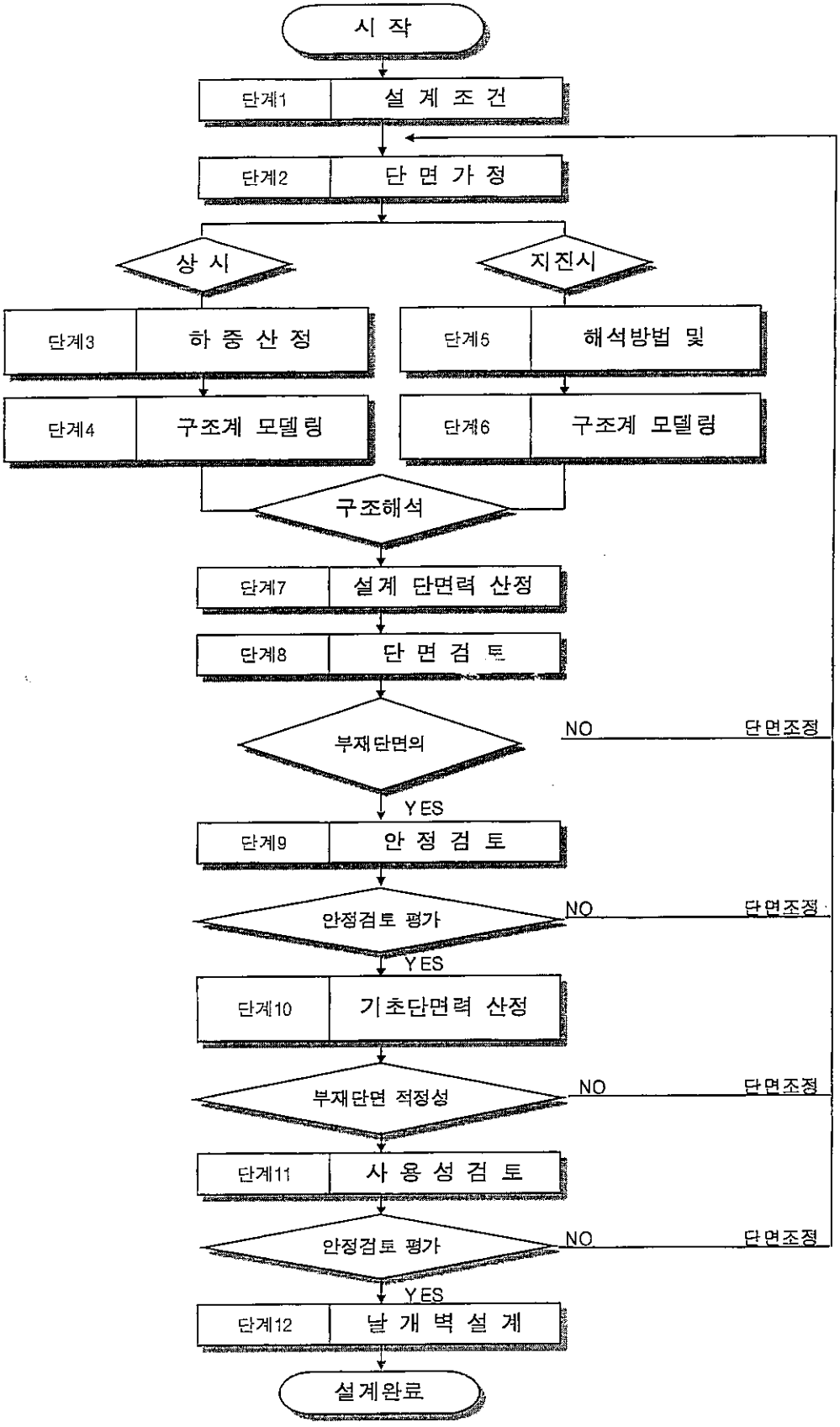
$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{82130705.4}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.00\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \ \therefore\ O.K$$

라멘 계산서(오창방향)

양지교(오창) 구조계산서

▣ 교 량 위 치 : STA. 7 + 774.900
▣ 교 량 형 식 : 1 경간 문형 라멘교
▣ 지 간 구 성 : L = 15.000 m()
▣ 횡 단 폭 원 : 11.835 m
▣ SKEW 각 도 : 시점:75.000 °, 종점:75.905 °
▣ 기 초 형 식 : 말뚝기초
▣ 교 량 등 급 : 1 등급
▣ 내 진 등 급 : 1 등급

라멘 설계 흐름도


시 작
단계1
설 계 조 건
단계2
단 면 가 정
상 시
지진시
단계3
하 중 산 정
단계5
해석방법 및
단계4
구조계 모델링
단계6
구조계 모델링
구조해석
단계7
설계 단면력 산정
단계8
단 면 검 토
부재단면의
NO
단면조정
YES
단계9
안 정 검 토
안정검토 평가
NO
단면조정
YES
단계10
기초단면력 산정
부재단면 적정성
NO
단면조정
단계11
사 용 성 검 토
안정검토 평가
NO
단면조정
YES
단계12
날 개 벽 설 계
설계완료

목 차

1. 설 계 조 건
- 1.1 일반사항
- 1.2 하중
- 1.3 사용재료
- 1.4 참고문헌

2. 단 면 가 정
- 2.1 설계단면
- 2.2 기타단면
- 2.3 지반정보

3. 모 델 링
- 3.1 평상시(2D Frame)
- 3.2 지진시(2D Frame)
- 3.3 3D Plate

4. 하 중 산 정
- 4.1 고정하중
- 4.2 활하중
- 4.3 토압
- 4.4 온도하중
- 4.5 건조수축
- 4.6 지점침하
- 4.7 종방향 지진하중
- 4.8 횡방향 지진하중
- 4.9 지진시 토압

5. 하 중 재 하
- 5.1 평상시
- 5.2 지진시

6. 하 중 조 합
- 6.1 사용하중 조합
- 6.2 계수하중 조합
- 6.3 계수하중 조합(최대 편심)
- 6.4 지진하중 조합

7. 단 면 력 집 계
- 7.1 평상시 단면력
- 7.2 지진시 단면력
- 7.3 시점측 벽체 기초검토용 하중
- 7.4 종점측 벽체 기초검토용 하중
- 7.5 단면력도

8. 단 면 검 토
- 8.1 주철근 요약
- 8.2 전단철근 요약
- 8.3 단면 검토

9. 사 용 성 검 토
- 9.1 사용철근 요약
- 9.2 균열 검토

10. 처 짐 및 피 로 검 토
- 10.1 처짐 검토
- 10.2 피로 검토

11. 우각부 및 배력철근 검토
- 11.1 우각부 검토
- 11.2 배력철근 검토

12. 기 초 안 정 검 토
- 12.1 시점측 기초
- 12.2 종점측 기초

13. 기 초 설 계
- 13.1 시점측 기초
- 13.2 종점측 기초

14. 날 개 벽 설 계

15. 접 속 슬 래 브 설 계
- 15.1 접속슬래브 설계(시점부)
- 15.2 접속슬래브 설계(종점부)

16. 말 뚝 검 토
- 16.1 시점측 기초 말뚝검토
- 16.2 종점측 기초 말뚝검토

목 차

16. 시점측 복합 말뚝검토
16.1 복합 말뚝 이음위치 검토
16.2 복합 말뚝검토
1) 설계조건
2) 파일도심에서의 작용하중
3) 말뚝의 배치
4) 말뚝의 스프링 정수 산정
5) 말뚝의 변위 및 부재력
16.3 말뚝머리 작용력 집계표
1) 말뚝머리 고정일 경우
2) 말뚝머리 힌지일 경우
16.4 말뚝의 안정성 검토
1) 말뚝의 허용지지력 검토
2) 말뚝의 응력 검토

17. 종점측 복합 말뚝검토
17.1 복합 말뚝 이음위치 검토
17.2 복합 말뚝검토
1) 설계조건
2) 파일도심에서의 작용하중
3) 말뚝의 배치
4) 말뚝의 스프링 정수 산정
5) 말뚝의 변위 및 부재력
17.3 말뚝머리 작용력 집계표
1) 말뚝머리 고정일 경우
2) 말뚝머리 힌지일 경우
17.4 말뚝의 안정성 검토
1) 말뚝의 허용지지력 검토
2) 말뚝의 응력 검토

18. 두부 보강 계산

▣ 해석결과 요약

■ 기초 및 말뚝의 검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
시점	평상시	허용지지력(kN/EA)	958.100	773.080	1.239	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	434.588	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	140.000	87.265	1.604	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	8.626	9.275	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	7.886	1.902	1.000	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1437.150	570.840	2.518	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	651.882	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	210.000	45.972	4.568	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	2.838	42.278	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.462	10.258	1.000	O.K
중점	평상시	허용지지력(kN/EA)	971.100	781.266	1.243	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	447.678	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	140.000	84.274	1.661	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	80.000	8.354	9.577	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	7.638	1.964	1.000	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1456.650	575.725	2.530	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	671.517	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	210.000	43.952	4.778	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	1.973	60.828	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.016	14.759	1.000	O.K

■ 단면 휨 설계

단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (㎟)	사용철근량 (㎟)	Mu (kN.m)	φMn (kN.m)	안전도	비 고
본체	좌측단부	1200	80	3330.8	H29@121	1235.501	1942.122	1.572	O.K
	중앙부(지간1)	900	60	2979.0	H25@121	824.513	1146.338	1.390	O.K
	우측단부	1200	80	3360.8	H29@121	1246.318	1942.122	1.558	O.K
	시점벽체 상단부	1000	80	3772.5	H29@125	1137.871	1529.286	1.344	O.K
	시점벽체 중앙(전면)	900	80	713.8	H19@125	197.506	623.444	3.157	O.K
	시점벽체 중앙(배면)	900	80	1915.8	H25@125	523.255	1081.457	2.067	O.K
	시점벽체 하단(전면)	900	80	2873.8	H25@125	776.742	1081.457	1.392	O.K
	시점벽체 하단(배면)	900	80	2848.9	H25@125	770.224	1081.457	1.404	O.K
	종점벽체 상단부	1000	80	3844.9	H29@125	1158.894	1535.089	1.325	O.K
	종점벽체 중앙(전면)	900	80	730.1	H19@125	201.973	625.876	3.099	O.K
	종점벽체 중앙(배면)	900	80	1684.9	H25@125	461.347	1085.588	2.353	O.K
	종점벽체 하단(전면)	900	80	2996.4	H25@125	808.794	1085.588	1.342	O.K
	종점벽체 하단(배면)	900	80	2813.8	H25@125	761.030	1085.588	1.426	O.K
기초	시점측(앞굽)-하면	1100	150	1369.0	5139.2	436.632	1581.706	3.623	O.K
	시점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-	-	-	-
	시점측(뒷굽)-상면	1100	100	1640.7	3096.8	549.846	1024.497	1.863	O.K
	시점측(뒷굽)-하면	1100	150	3683.5	5139.2	1149.569	1581.706	1.376	O.K
	종점측(앞굽)-하면	1100	150	1441.0	5139.2	459.278	1581.706	3.444	O.K
	종점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-	-	-	-
	종점측(뒷굽)-상면	1100	100	1802.6	3096.8	603.273	1024.497	1.698	O.K
	종점측(뒷굽)-하면	1100	150	3676.9	5139.2	1147.572	1581.706	1.378	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	2498.26	4053.6	295.788	461.256	1.559	O.K
	A(T=650 mm)	650	80	4454.3	5139.2	804.455	917.721	1.141	O.K
	A변화부(T=450 mm)	450	80	1833.45	5139.2	220.688	568.255	2.575	O.K
	B(T=650 mm)	650	80	1436.15	4053.6	272.214	736.901	2.707	O.K
	C(T=650 mm)	650	80	3356.2	4053.6	617.056	736.901	1.194	O.K
우측날개벽	A(T=500 mm)	500	80	1224.74	1588.8	170.448	219.401	1.287	O.K
	A변화부(T=450 mm)	450	80	1041.43	1588.8	127.799	192.392	1.505	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	932.828	1588.8	130.629	219.401	1.68	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1279.18	1588.8	177.819	219.401	1.234	O.K

■ 사용성 검토

구 분		Ms(kN.m)	fs(MPa)	철근간격(S)	최대간격(Sa)	비 고
본체	좌측단부	890.941	161.743	120.744	323.134	O.K
	중앙부(지간1)	601.885	185.043	120.744	306.828	O.K
	우측단부	885.842	160.817	120.744	325.937	O.K
	시점벽체 상단부	853.782	196.513	125.000	236.987	O.K
	시점벽체 중앙(전면)	125.504	71.020	125.000	887.077	O.K
	시점벽체 중앙(배면)	402.504	131.181	125.000	431.564	O.K
	시점벽체 하단(전면)	535.366	174.483	125.000	282.584	O.K
	시점벽체 하단(배면)	492.649	160.561	125.000	321.718	O.K
	종점벽체 상단부	851.420	195.218	124.502	239.645	O.K
	종점벽체 중앙(전면)	126.719	71.430	124.502	881.984	O.K
	종점벽체 중앙(배면)	354.882	115.217	124.502	514.744	O.K
	종점벽체 하단(전면)	513.611	166.750	124.502	303.514	O.K
	종점벽체 하단(배면)	469.112	152.303	124.502	348.312	O.K
기초	시점측(앞굽)-하면	208.984	46.526	125.000	1353.858	O.K
	시점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-
	시점측(뒷굽)-상면	-	-	-	-	-
	시점측(뒷굽)-하면	722.580	160.867	125.000	150.785	O.K
	종점측(앞굽)-하면	304.430	67.775	125.000	823.185	O.K
	종점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-
	종점측(뒷굽)-상면	300.023	103.347	125.000	539.498	O.K
	종점측(뒷굽)-하면	700.038	155.849	125.000	166.548	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	129.976	180	125	437.133	O.K
	A(T=650 mm)	179.339	180	125	275.362	O.K
	A변화부(T=450 mm)	77.414	180	125	813.806	O.K
	B(T=650 mm)	76.146	180	125	827.353	O.K
	C(T=650 mm)	172.609	180	125	287.483	O.K
우측날개벽	A(T=500 mm)	161.284	180	125	308.27	O.K
	A변화부(T=450 mm)	137.851	180	125	391.271	O.K
	B(T=500 mm)	123.606	180	125	457.105	O.K
	C(T=500 mm)	168.258	180	125	288.03	O.K

■ 배력철근 검토

단위 : ㎟

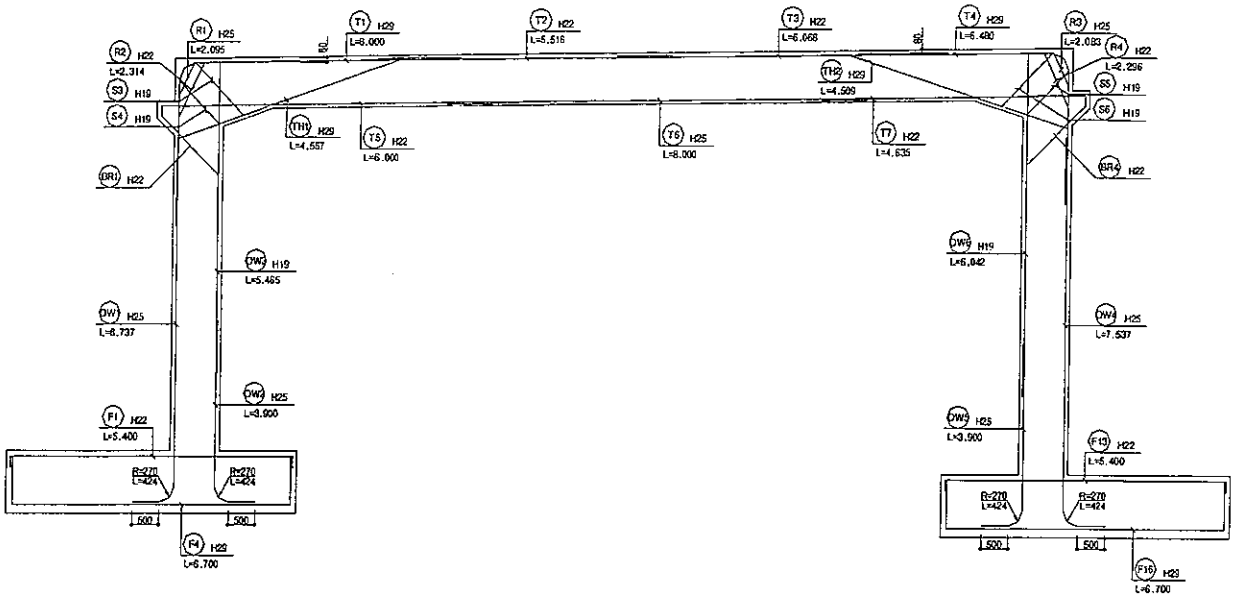
구 분		주철근비/0.0015hb		단면적비		300㎜이상		비 고
		필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
본체	좌측단부	459.0	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부(지간1)	410.5	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	우측단부	463.1	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	시점벽체 상단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	시점벽체 중앙부	1350.0	1986.0			300.0	1324.0	O.K
	시점벽체 하단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점벽체 상단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점벽체 중앙부	1350.0	1986.0			300.0	1324.0	O.K
	종점벽체 하단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
기초	시점측(앞굽)	1650.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	시점측(뒷굽)	1650.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점측(앞굽)	1650.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점측(뒷굽)	1650.0	1986.0			300.0	662.0	O.K

■ 전단철근 검토

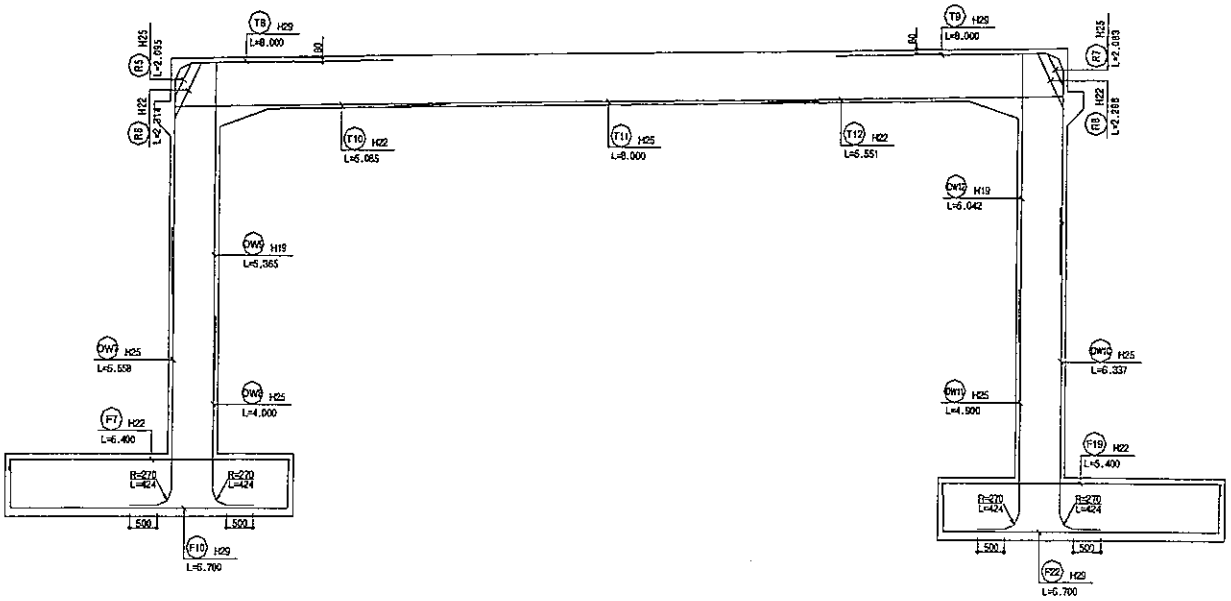
구 분		ϕVc	Vu	ϕVn	다리수	필요 철근량	사용철근량			비 고
		kN	kN	kN	개	㎟	직경	간격	㎟	
본체	좌측단부	568.11	551.14	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부(지간1)	581.97	0.00	581.97	0.00	-		0	0.0	O.K
	우측단부	568.11	553.20	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점벽체 상단부	568.11	354.37	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점벽체 중앙부	568.11	317.21	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점벽체 하단부	568.11	317.21	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 상단부	568.11	354.37	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 중앙부	568.11	298.07	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 하단부	568.11	310.61	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
기초	시점측(앞굽)	658.18	46.80	658.18	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점측(뒷굽)	692.82	344.18	692.82	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점측(앞굽)	658.18	49.82	658.18	2.00	-	H19	300	573.0	O.K
	종점측(뒷굽)	692.82	378.98	692.82	0.00	-		0	0.0	O.K

▣ 주철근 조립도

①CTC250

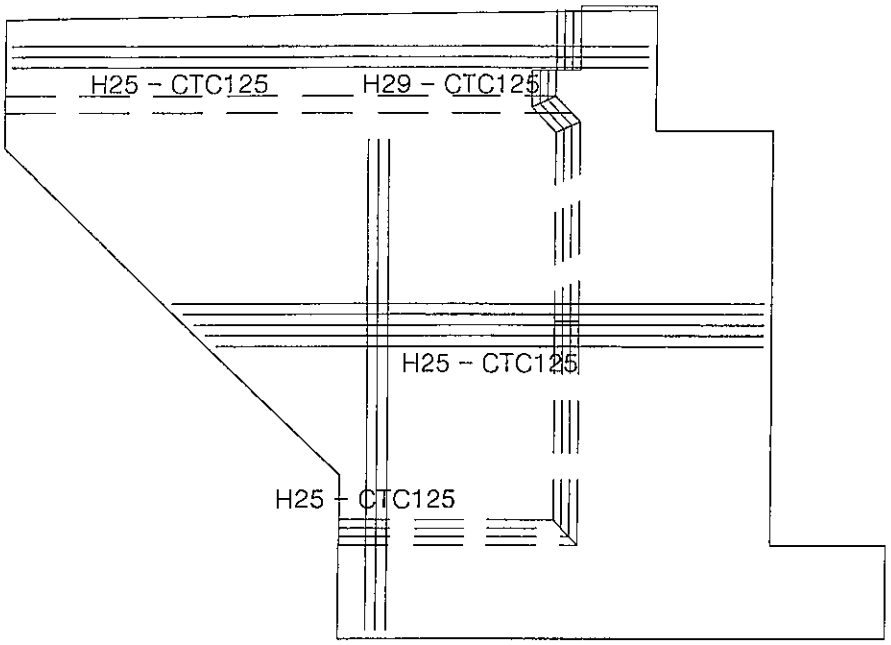


②CTC250

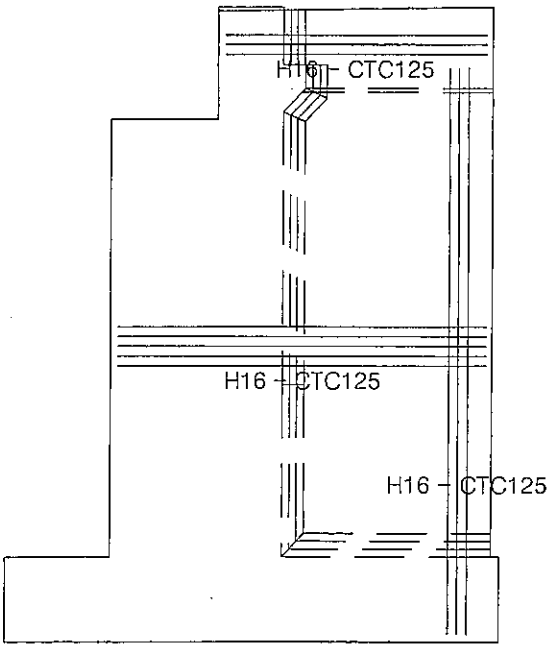


▣ 주철근 조립도

- 시점좌측 날개벽



- 종점우측 날개벽



1. 설 계 조 건

1.1 일 반 사 항

1) 교 량 형 식 : 단경간 RC 라멘교
2) 지 간 구 성 : L = 15.000 m
3) 횡 단 폭 원 : 11.835 m
4) SKEW 각 도 : 75.000 °
5) 기 초 형 식 : 말뚝기초
6) 교 량 등 급 : 1 등급
7) 내 진 등 급 : 1 등급

1.2 하 중

1) 고 정 하 중
   ① 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m³
   ② 뒷채움 토사 : 20.00 kN/m³

2) 활 하 중
   ① 1 등 급 교 : DB-24
   ② 과 재 하 중 : 10.00 kN/m²

3) 토 압
   ① 흙의 내부마찰각 : Φ = 35.00 °
   ② 정지토압계수 : Ko = 1 - SinΦ = 0.426

4) 지 진 하 중
   ① 내진등급 : 1 등급
   ② 내진구역 : 1 구역
   ③ 지반계수 : S = 1.20
   ④ 가속도계수 : A = 1.400 x 0.110 = 0.154
   ⑤ 지진시 토압계수 : Mononobe-Okabe 공식

5) 온 도 하 중
   ① 선팽창계수 (α) : 1.000×10^{-5}
   ② 바닥판 상하면 온도차 : 5 ℃
   ③ 콘크리트교의 온도변화 범위 : 10 ℃ (단면최소치수 : 900 mm)

6) 지 점 침 하
   콘크리트교이므로 δ = 10.00 mm를 고려한다.

7) 건 조 수 축
   ① 건조수축률 (ε) : 15.00×10^{-5}
   ② 선팽창계수 (α) : 1.000×10^{-5}

1.3 사 용 재 료

1) 콘 크 리 트
   ① fck = 27.0 MPa
   ② Ec = 27804.0 MPa

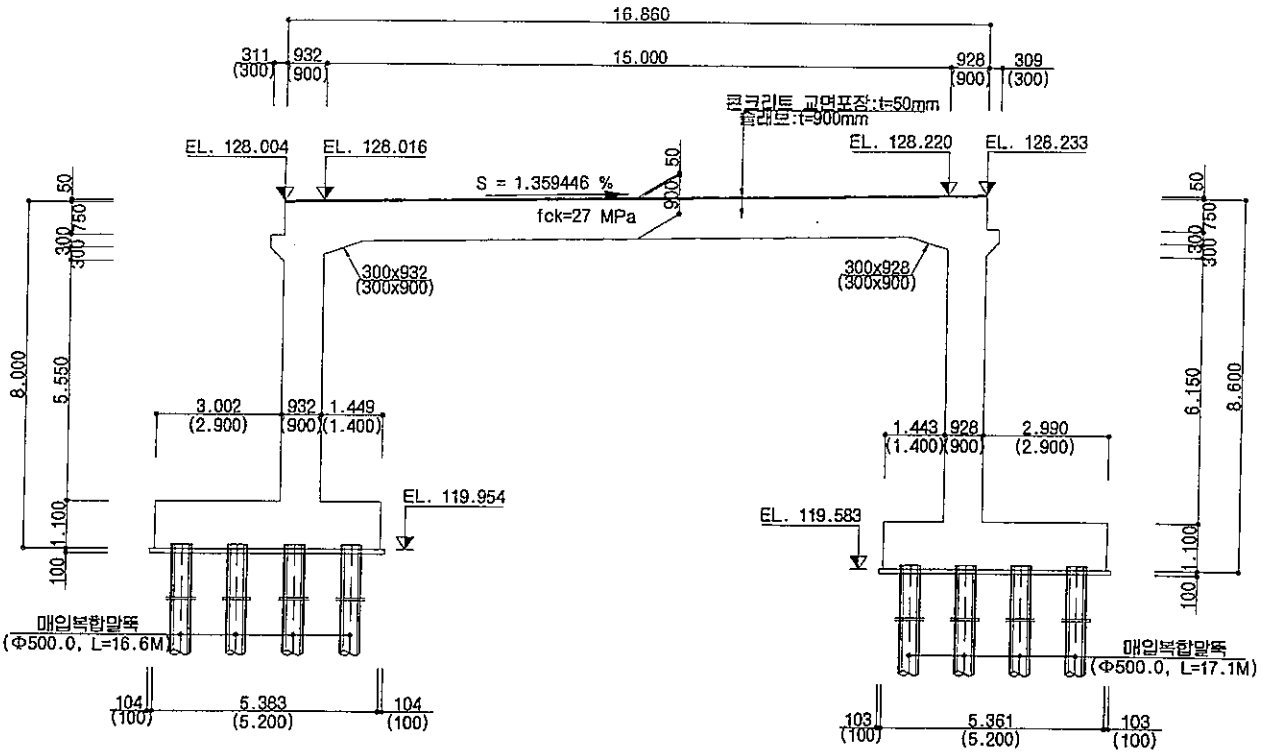
2) 철 근
   ① fy = 400.0 MPa
   ② Es = 200000.0 MPa

1.4 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 - 한국도로교통협회 (2010년)
2) 콘크리트구조설계기준 - 한국콘크리트학회 (2007년)
3) 도로설계요령 제3권 교량편 - 한국도로공사 (2009년)
4) 고속도로 교량의 내진설계편람 - 한국도로공사 (2000년)

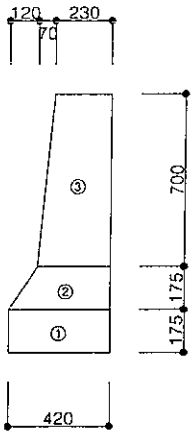
2. 단 면 가 정

2.1 설 계 단 면



2.2 기 타 단 면

1) 방호벽(우)



①	0.175 x 0.420	=	0.073	㎡
②	(0.420 + 0.300)/2 x 0.175	=	0.063	㎡
③	(0.300 + 0.230)/2 x 0.700	=	0.186	㎡
	계	=	0.323	㎡

2.3 지 반 정 보

1) 시점측 기초 : SBB-47, STA. 7774.219, EL. 119.900

구분	보링명칭	dH	N	c	Cu	Eo	μ
1	매립토	2.500	18	0.000	0.000	12000	0.350
2	충적토	4.700	3	0.000	0.000	10000	0.350
3	충적토	6.000	4	0.000	0.000	10000	0.350
4	풍화토	15.000	40	0.000	0.000	40000	0.320
5	풍화암	22.000	50	0.000	0.000	160000	0.300

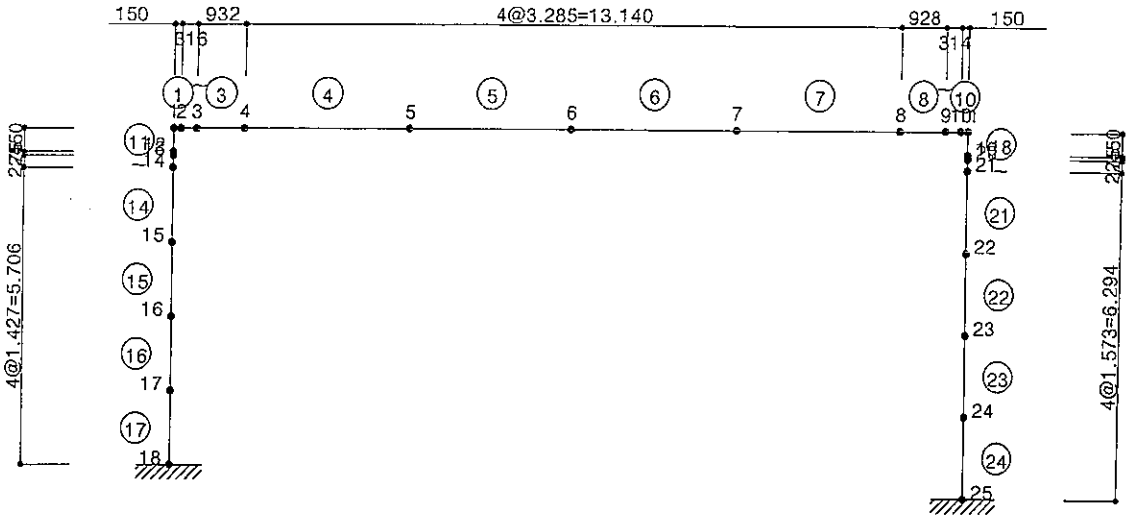
2) 종점측 기초 : SSB-48, STA. 7787.010, EL. 121.500

구분	보링명칭	dH	N	c	Cu	Eo	μ
1	매립토	2.500	15	0.000	0.000	10000	0.350
2	충적토	6.000	3	0.000	0.000	10000	0.350
3	풍화토	18.000	30	0.000	0.000	40000	0.320
4	풍화암(WR)	22.700	50	0.000	0.000	160000	0.300
5	연암(SR)	25.700	50	0.000	0.000	1200000	0.270

3. 모델링 해석

3.1 평상시(2D Frame)

1) 해석 모델링



2) 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	7.044	10	15.780	7.044	19	15.930	6.594
2	0.150	7.044	11	15.930	7.044	20	15.930	6.519
3	0.466	7.044	12	0.000	6.594	21	15.930	6.294
4	1.398	7.044	13	0.000	6.519	22	15.930	4.720
5	4.683	7.044	14	0.000	6.294	23	15.930	3.147
6	7.968	7.044	15	0.000	4.867	24	15.930	1.573
7	11.253	7.044	16	0.000	3.441	25	15.930	0.000
8	14.538	7.044	17	0.000	2.014			
9	15.466	7.044	18	0.000	0.588			

3) 단면 특성

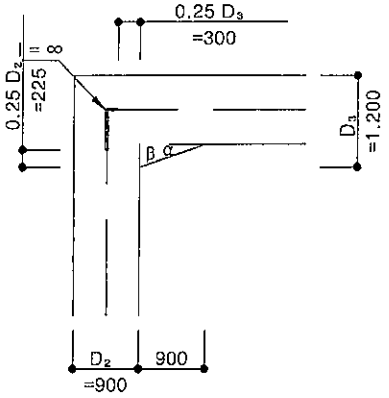
구 분		B(m)	H(m)	A(m²)	I(m⁴)	적용절점
슬래브	①	1.000	0.900	0.900	0.060750	4~8
	②	1.000	1.200	1.200	0.144000	1~3, 9~11
벽 체	①	1.000	0.900	0.900	0.060750	14~18, 21~25
	②	1.000	0.975	0.975	0.077238	13, 20
	③	1.000	1.000	1.000	0.083333	1, 11, 12, 19

4) 강역구간 설정

기둥과 보의 절점부에 특히 큰 헌치가 있는 경우나 보부재 또는 기둥부재의 부재두께가 매우 큰 경우에는 강역의 영향을 고려한다. 『도로교설계기준』 4.12.3,(3)

부재가 그 축선에 대해 25° 이상 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서부터 절점까지로 한다. 다만, 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지로 한다. 『도로교설계기준』 4.12.3,(3)

① 시종점 벽체



α = 18.435°

β = 71.565°

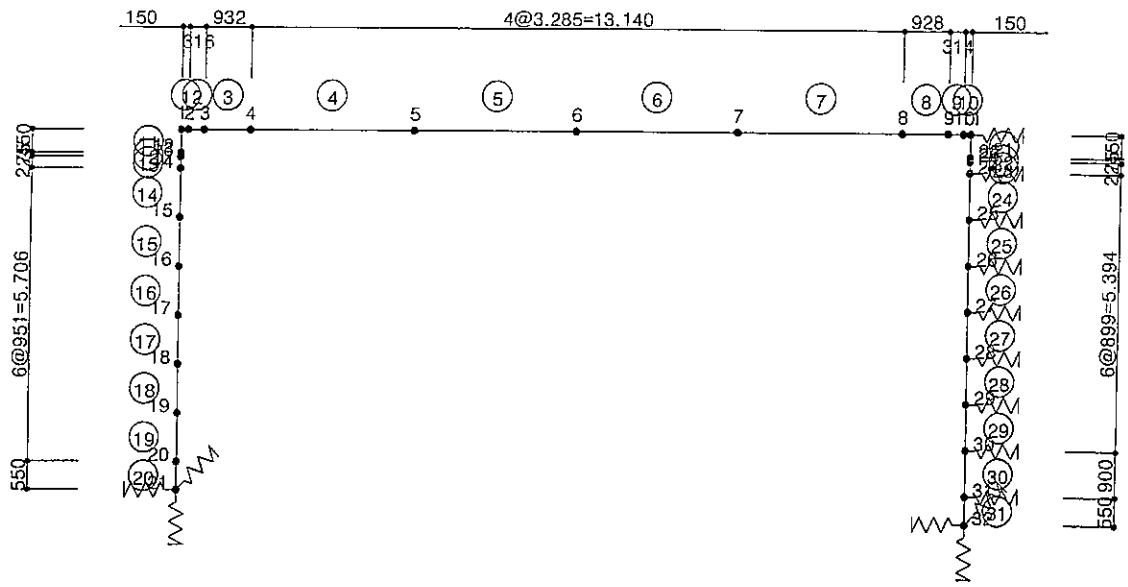
강역 계산결과

슬래브 : 150.000

벽 체 : 525.000

3.2 지진시(2D Frame)

1) 해석 모델링



2) 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	7.594	9	15.466	7.594	17	0.000	3.991	25	15.930	5.945
2	0.150	7.594	10	15.780	7.594	18	0.000	3.040	26	15.930	5.046
3	0.466	7.594	11	15.930	7.594	19	0.000	2.089	27	15.930	4.147
4	1.398	7.594	12	0.000	7.144	20	0.000	1.138	28	15.930	3.248
5	4.683	7.594	13	0.000	7.069	21	0.000	0.588	29	15.930	2.349
6	7.968	7.594	14	0.000	6.844	22	15.930	7.144	30	15.930	1.450
7	11.253	7.594	15	0.000	5.893	23	15.930	7.069	31	15.930	0.550
8	14.538	7.594	16	0.000	4.942	24	15.930	6.844	32	15.930	0.000

3) 스프링강성 : 『 6) SPRING 계수 산정 』 참조

① 기초 스프링강성

위치 / 절점		kδx	kδy	kδz	kθx	kθy	kθz
시점기초	21	948624	948624	5984844	79057289	15235506	14123965
종점기초	32	948624	948624	5887912	76857498	15030738	13969078

② 벽체 스프링강성

절점	산출식	K δ x	비고
1	100598 x (0.900 + 0.750) / 2	82993	
14	100598 x (0.750 + 0.951) / 2	85558	
15	100598 x (0.951 + 0.951) / 2	95668	
16	100598 x (0.951 + 0.951) / 2	95668	
17	100598 x (0.951 + 0.951) / 2	95668	
18	100598 x (0.951 + 0.951) / 2	95668	
19	100598 x (0.951 + 0.951) / 2	95669	
20	100598 x (0.951 + 1.100) / 2	103163	
11	100598 x (0.900 + 0.750) / 2	82993	
24	100598 x (0.750 + 0.899) / 2	82943	
25	100598 x (0.899 + 0.899) / 2	90437	
26	100598 x (0.899 + 0.899) / 2	90437	
27	100598 x (0.899 + 0.899) / 2	90437	
28	100598 x (0.899 + 0.899) / 2	90437	
29	100598 x (0.899 + 0.899) / 2	90437	
30	100598 x (0.899 + 0.900) / 2	90466	
31	100598 x (0.900 + 1.100) / 2	100576	

4) 단면 특성

구 분		B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)	적용절점
슬래브	①	11.835	0.900	10.652	0.718976	4~8
	②	11.835	1.200	14.202	1.704240	1~3, 9~11
벽 체	①	11.835	0.900	10.652	0.718976	14~21, 24~32
	②	11.835	0.975	11.539	0.914115	13, 23
	③	11.835	1.000	11.835	0.986250	1, 11, 12, 22

5) 강역구간 설정 : 평상시 모델링과 동일

6) SPRING 계수 산정 : 시점측 기초

① 벽체의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 종방향(교축방향 : X-DIR) 변위강성

K_S = 0.425 x Eo x B

= 0.425 x 20000 x 11.835

= 100598 kN/m

㉯ 횡방향(교축직각방향 : Y-DIR) 회전강성

K_R = 0.072 x Eo x B x H^2

= 0.072 x 20000 x 11.835 x 7.006^2

= 836512 kN.m/rad

㉰ Y축,Z축으로의 변위강성과 X축,Z축에 대한 회전강성은 무시한다.

② 기초의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	500	12	2	16.500

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 210000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.496^4 - 0.476^4) = 0.0004510 m^4

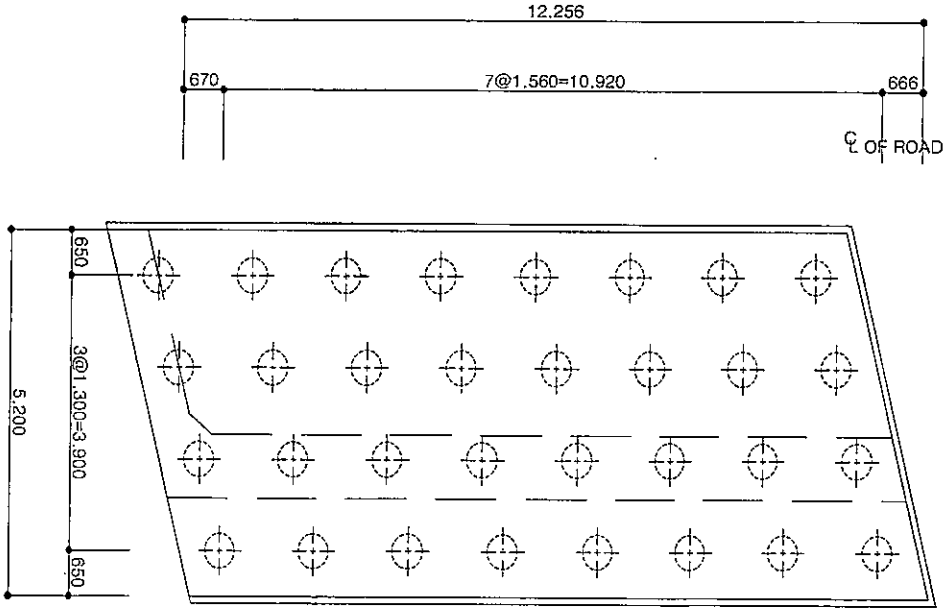
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

㉯ 말뚝의 배치



* ( ) 안의 치수는 사거리 치수임.

㉰ 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.496² - 0.476²) = 0.0153 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.962

Kv = a x Ap x Ep / L = 187026.389 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

㉱ 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_o \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 10 = 10000 kN/m²

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

※ 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.496	2.022	45723.39
2.022	2.306	26996.38
2.306	2.335	25695.22
2.335	2.338	25576.50
2.338	2.338	25565.40
2.338	2.338	25564.36
2.338	2.338	25564.26

Kh = 25564.25 kN/m³

β = 0.428 m-1

βL = 0.428 x 16.5000 = 7.058 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

㉲ 축직각방향 스프링정수 : 말뚝머리 고정인 경우

K1 = 4EIβ³ = 29644 kN/m

K2 = 2EIβ² = 34653 kN/rad

K3 = 2EIβ² = 34653 kN/rad

K4 = 2EIβ = 81016 kN/rad

㉳ 말뚝기초의 스프링 강성

Kxt = ∑K1 = 948624 kN/m

Kyt = ∑K1 = 948624 kN/m

Kzt = ∑Kv = 5984844 kN/m

Kxr = Kv x ∑yi² + ∑K4 = 79057289 kN.m/m

Kyr = Kv x ∑xi² + ∑K4 = 15235506 kN.m/m

Kzr = K1 x (∑xi² + ∑yi²) = 14123965 kN.m/m

7) SPRING 계수 산정 : 종점측 기초

① 벽체의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 종방향(교축방향 : X-DIR) 변위강성

K_S = 0.425 x Eo x B

= 0.425 x 20000 x 11.835

= 100598 kN/m

㉯ 횡방향(교축직각방향 : Y-DIR) 회전강성

K_R = 0.072 x Eo x B x H^2

= 0.072 x 20000 x 11.835 x 7.594^2

= 982703 kN.m/rad

㉰ Y축,Z축으로의 변위강성과 X축,Z축에 대한 회전강성은 무시한다.

② 기초의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	500	12	2	17.000

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 210000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.496^4 - 0.476^4) = 0.0004510 m^4

말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

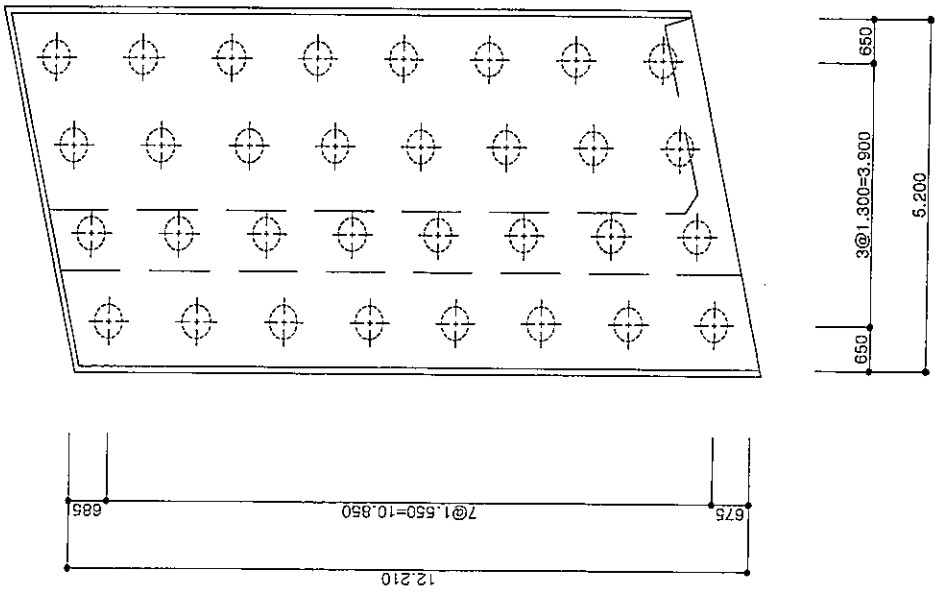
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

㉯ 말뚝의 배치

℄ OF ROAD



* () 안의 치수는 사거리 치수임.

㉰ 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.496² - 0.476²) = 0.0153 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.976

Kv = a x Ap x Ep / L = 183997.264 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

㉱ 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 10 = 10000 kN/m²

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

※ 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.496	2.022	45723.39
2.022	2.306	26996.38
2.306	2.335	25695.22
2.335	2.338	25576.50
2.338	2.338	25565.40
2.338	2.338	25564.36
2.338	2.338	25564.26

Kh = 25564.25 kN/m³

β = 0.428 m-1

βL = 0.428 x 17.0000 = 7.271 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

㉲ 축직각방향 스프링정수 : 말뚝머리 고정인 경우

K1 = 4EIβ³ = 29644 kN/m

K2 = 2EIβ² = 34653 kN/rad

K3 = 2EIβ² = 34653 kN/rad

K4 = 2EIβ = 81016 kN/rad

㉳ 말뚝기초의 스프링 강성

Kxt = ∑K1 = 948624 kN/m

Kyt = ∑K1 = 948624 kN/m

Kzt = ∑Kv = 5887912 kN/m

Kxr = Kv x ∑yi² + ∑K4 = 76857498 kN.m/m

Kyr = Kv x ∑xi² + ∑K4 = 15030738 kN.m/m

Kzr = K1 x (∑xi² + ∑yi²) = 13969078 kN.m/m

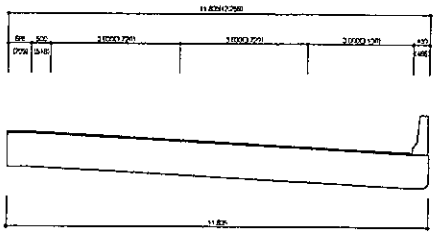
4. 하 중 산 정

4.1 고 정 하 중

1) 구체자중 : 프로그램내에서 자동고려 (w = A × γc)

2) 기타 고정하중

()는 사거리 치수임



① 포 장	:	(0.050 x 23.500) x 11.385 / 11.835	=	1.130 kN/m²
② 방호벽	:	(0.323 x 25.000 + 0.176) / 11.835	=	0.697 kN/m²
합 계	:		=	1.827 kN/m²

4.2 활 하 중

1) 설 계 지 간 : 15.930 m , 『도로교 설계기준』 4.8.3.2

설계지간은 사각 45° 이상인 경우는 아래식에 따라 결정하는 것으로 한다.
단, 사각이 65° 이상인 경우는 사각의 영향이 작으므로 경사지간을 적용한다.
l = ls (ls/B ≥ 1.5), ls = 15.930 m : 경사지간)
l = (ls + ln) / 2 (ls/B < 1.5), ln = 15.387 m : 직각거리)

→ 교량의 사각이 75° 이므로 경사지간을 적용한다.

2) 연석간의 교폭 : 11.385 m

3) 유효폭 산정 : 『도로교 설계기준』 4.7.5.1,(2)

E = 1.2 + 0.06 x L = 2.156 m (≤ 2.100 m) , ∴ E = 2.100 m

4) 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 0.268 ≤ 0.300 , ∴ i = 0.268

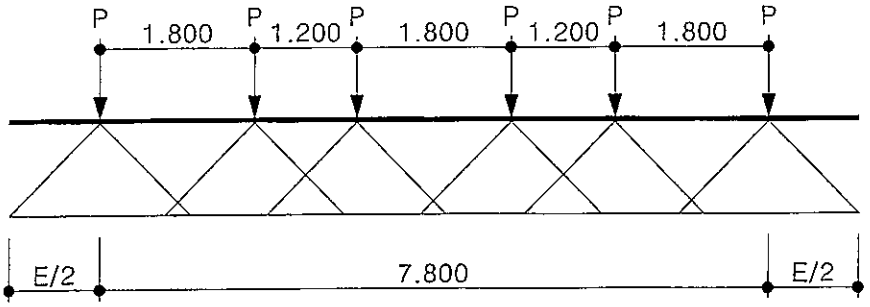
5) 설계차선 산정

연석간의 교폭(Wc)이 11.385m 이므로 3차선을 재하한다.

Wc의 범위(m)	차로수	Wc의 범위(m)	차로수
6.0 ≤ Wc < 9.1	2	23.8 ≤ Wc < 27.4	7
9.1 ≤ Wc < 12.8	3	27.4 ≤ Wc < 31.1	8
12.8 ≤ Wc < 16.4	4	31.1 ≤ Wc < 34.7	9
16.4 ≤ Wc < 20.1	5	34.7 ≤ Wc < 38.4	10
20.1 ≤ Wc < 23.8	6		

설계차로폭 W는 표준 점유폭인 3 m마다 재하한다.

6) 활하중(DB-24,DL-24) 산정



① DB-24 : 2차선재하시 적용

㉮ 1차선 재하시

Ea = 1.800 x 1 + 1.200 x 0 + 2.100 = 3.900 m

Pf = 2 x 24.000 x (1 + 0.268) / 3.900 = 15.606 kN

Pr = 2 x 96.000 x (1 + 0.268) / 3.900 = 62.425 kN

㉯ 2차선 재하시

Ea = 1.800 x 2 + 1.200 x 1 + 2.100 = 6.900 m

Pf = 4 x 24.000 x (1 + 0.268) / 6.900 = 17.642 kN

Pr = 4 x 96.000 x (1 + 0.268) / 6.900 = 70.567 kN

㉰ 3차선 재하시 : 90% 적용

Ea = 1.800 x 3 + 1.200 x 2 + 2.100 = 9.900 m

Pf = 6 x 24.000 x (1 + 0.268) / 9.900 x 0.90 = 16.599 kN

Pr = 6 x 96.000 x (1 + 0.268) / 9.900 x 0.90 = 66.397 kN

② DL-24

㉮ 모멘트 계산시

Pm = 108.000 x (1 + 0.268) / 3 = 45.648 kN

㉯ 전단력 계산시

Ps = 156.000 x (1 + 0.268) / 3 = 65.936 kN

㉰ 등분포하중

w = 12.700 x (1 + 0.268) / 3 = 5.368 kN/m

③ 단위폭당 활하중

구분	E(m)	DB-24		DL-24			비고
		Pr(kN)	Pf(kN)	w(kN/m)	Pm(kN)	Ps(kN)	
1차선	3.900	62.425	15.606	5.368	45.648	65.936	
2차선	6.900	70.567	17.642	5.368	45.648	65.936	적용
3차선	9.900	66.397	16.599	5.368	45.648	65.936	

4.3 토 압

1) 정지토압 계수

$Ko = 1.0 - \sin\Phi = 1.0 - \sin 35.0^\circ = 0.426$

2) 상재하중 : 10.000 kN/㎡

3) 평상시 작용토압 : 시점측 벽체

q1	= 0.426 x (10.000 + 0.050 x 23.500 + 0.450 x 20.000)	=	8.595 kN/㎡
q2	= 8.595 + 0.426 x 0.450 x 20.000	=	12.429 kN/㎡
q3	= 8.595 + 0.426 x 0.525 x 20.000	=	13.068 kN/㎡
q4	= 8.595 + 0.426 x 0.750 x 20.000	=	14.985 kN/㎡
q5	= 8.595 + 0.426 x 2.177 x 20.000	=	27.138 kN/㎡
q6	= 8.595 + 0.426 x 3.603 x 20.000	=	39.292 kN/㎡
q7	= 8.595 + 0.426 x 5.030 x 20.000	=	51.446 kN/㎡
q8	= 8.595 + 0.426 x 6.456 x 20.000	=	63.600 kN/㎡

4) 평상시 작용토압 : 종점측 벽체

q1	= 0.426 x (10.000 + 0.050 x 23.500 + 0.450 x 20.000)	=	8.595 kN/㎡
q2	= 8.595 + 0.426 x 0.450 x 20.000	=	12.429 kN/㎡
q3	= 8.595 + 0.426 x 0.525 x 20.000	=	13.068 kN/㎡
q4	= 8.595 + 0.426 x 0.750 x 20.000	=	14.985 kN/㎡
q5	= 8.595 + 0.426 x 2.323 x 20.000	=	28.390 kN/㎡
q6	= 8.595 + 0.426 x 3.897 x 20.000	=	41.795 kN/㎡
q7	= 8.595 + 0.426 x 5.470 x 20.000	=	55.200 kN/㎡
q8	= 8.595 + 0.426 x 7.044 x 20.000	=	68.606 kN/㎡

4.4 온 도 하 중

1) 콘크리트교의 온도변화 범위 : 10 ℃ (단면최소치수 : 900 ㎜)

2) 바닥판 상하면 온도차 : 5 ℃

4.5 건 조 수 축

1) 선팽창계수(α) : 1.000×10^{-5}

2) 건조수축률(ε) : 15.00×10^{-5}

3) 15℃의 온도하중으로 변환하여 설계한다.

$\Delta T = -\varepsilon / \alpha = -0.000150/0.000010 = -15℃$

4.6 지 점 침 하

지점침하는 20㎜로 추정하여 설계한다.

(콘크리트교에서는 탄성설계력의 50%를 적용, 『도로교 설계기준』 2.1.15)

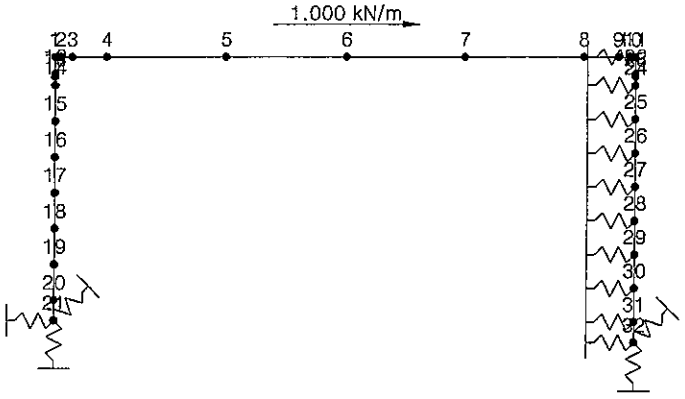
→ 지점침하는 10㎜로 탄성해석에 적용.

4.7 종방향 지진하중

1) 상부구조 자중 계산

①	슬래브	: 0.900 x 11.835 x 25.000	=	266.288 kN/m
②	헌치 1	: (0.900 x 0.300)/2 x 11.835 x 25.000 / 15.930	=	2.507 kN/m
③	헌치 2	: (0.900 x 0.300)/2 x 11.835 x 25.000 / 15.930	=	2.507 kN/m
④	기타하중	: 1.827 x 11.835	=	21.623 kN/m
	합 계	:	=	292.925 kN/m

2) 단위하중재하 및 변위계산



→ 종방향 최대변위 V(x) = 0.000020400 m

3) α, β, γ 계수값 산정

W(x) = 292.925 kN/m

$\alpha = \int_0^L \cdot V_s(x) \cdot dy$ = 0.000020400 x 15.930 = 0.000324969 m²

$\beta = \int_0^L \cdot W(x) \cdot V_s(x) \cdot dy$ = 292.925 x 0.000020400 x 15.930 = 0.095191336 kN.m

$\gamma = \int_0^L \cdot W(x) \cdot V_s(x)^2 \cdot dy$ = 292.925 x 0.000020400² x 15.930 = 0.000001942 kN.m²

4) 교량의 주기 계산

$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{r}{P_o \cdot g \cdot \alpha}}$; Po : 가상 정적 단위하중 (1.000 kN/m)

= 2π x √(0.000001942 / (1.000 x 9.810 x 0.000324969))

= 0.155 (sec)

5) 탄성지진 응답계수 계산

$Cs = \frac{1.2 \cdot (A) \cdot (S)}{T^{\frac{2}{3}}}$; S : 토질 형상 특성에 대한 무차원 계수

= 1.2 x 0.154 x 1.200 / 0.155^⅔

= 0.768 (≤ 2.5 x A), ∴ Cs = 0.385 적용

6) 등가 정적 지진하중 계산

$$Pe = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} \cdot W(x) \cdot V_s(x)$$

= 0.095 x 0.385 / 0.000001942 x 292.925 x 0.000020400

= 112.776 kN/m

4.8 횡방향 지진하중 : 횡방향 강성이 매우 크므로 생략한다.

4.9 지진시 토압

1) 지진시 주동토압

① 지진시 주동토압계수(Mononobe-Okabe식 적용)

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

= 0.419

여기서, Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(= 35.00 도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(= 0 도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(= 0 도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(= 0 도)

Kh = 수평지진계수 = A x 1.5, A=0.154

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)] = 13.007, Kv = 0.000

② 지진시 주동토압 : 시점측 벽체

P_{AE} = ½ x Kae x r x H² x B

= ½ x 0.419 x 20.000 x 7.006² x 11.835

= 2434.018 kN

③ 지진시 주동토압 : 종점측 벽체

P_{AE} = ½ x Kae x r x H² x B

= ½ x 0.419 x 20.000 x 7.594² x 11.835

= 2859.394 kN

2) 평상시 주동토압

① 평상시 주동토압계수(Coulomb식 적용)

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

= 0.271

② 시점측 벽체

P_A = ½ x r x H² x B

= ½ x 0.271 x 20.000 x 7.006² x 11.835

= 1574.269 kN

h = 1/3 x 7.01 = 2.335 m

③ 종점측 벽체

P_A = ½ ɣ x r x H^2 x B

= ½ x 0.271 x 20.000 x 7.594^2 x 11.835

= 1849.393 kN

h = 1/3 x 7.59 = 2.531 m

3) 지진시 주동토압의 작용점 산정

① 평상시 주동토압 : 시점측 벽체

ΔP_{AE}= 2434.018 - 1574.269 = 859.749 kN

h = 0.6 x 7.006 = 4.204 m

② 평상시 주동토압 : 종점측 벽체

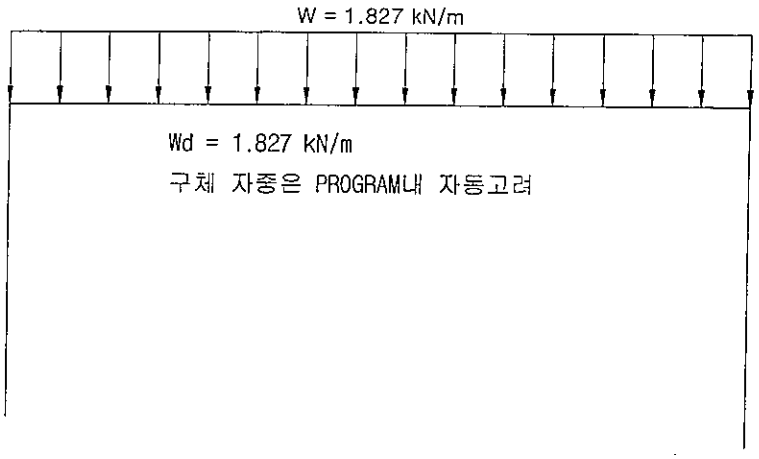
ΔP_{AE}= 2859.394 - 1849.393 = 1010.001 kN

h = 0.6 x 7.594 = 4.556 m

5. 하 중 재 하

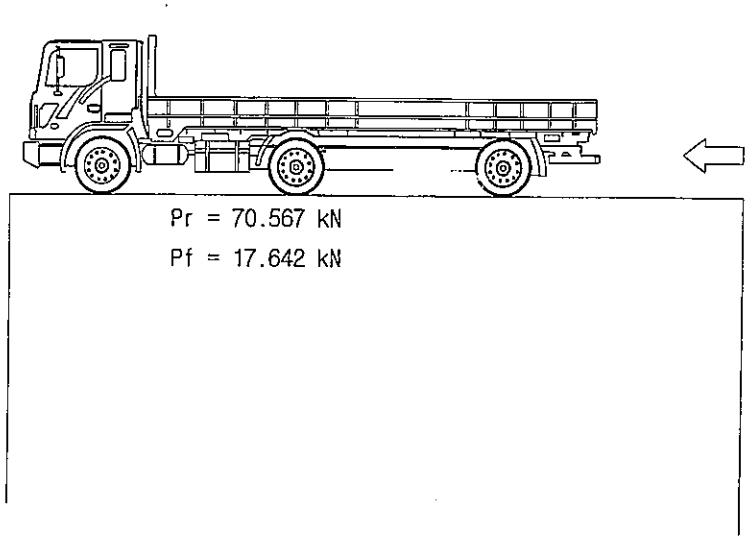
5.1 평 상 시

1) 고정하중

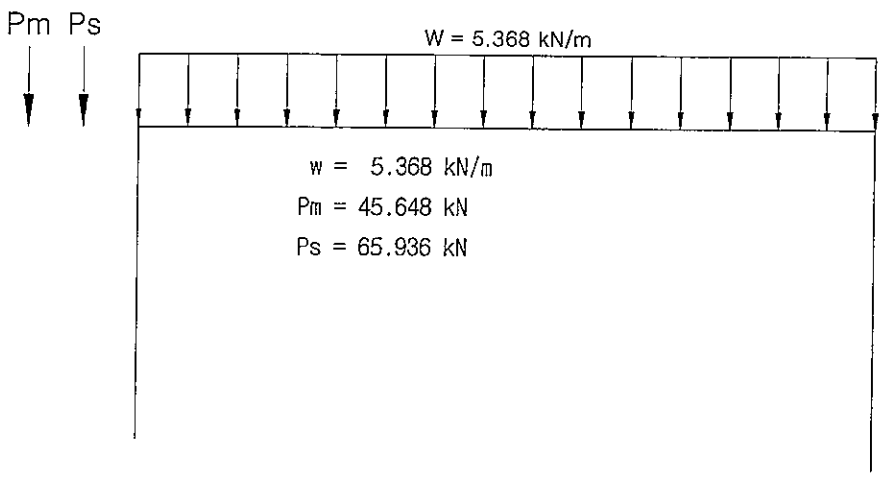


2) 활하중

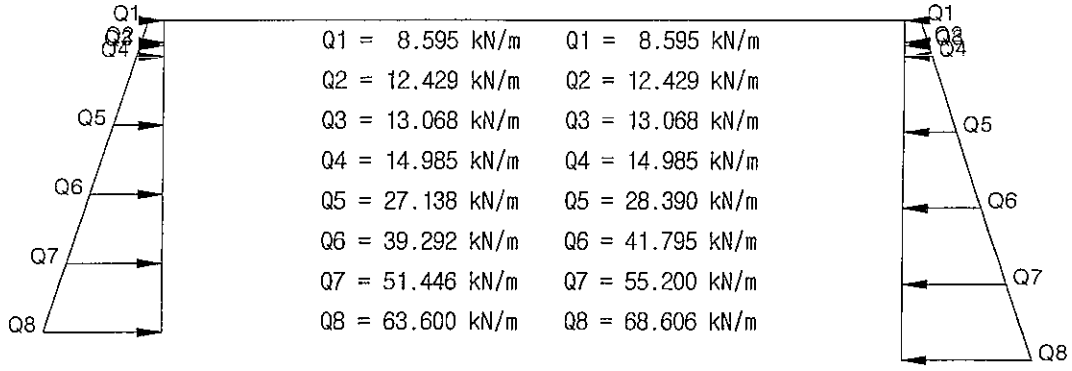
① DB-24



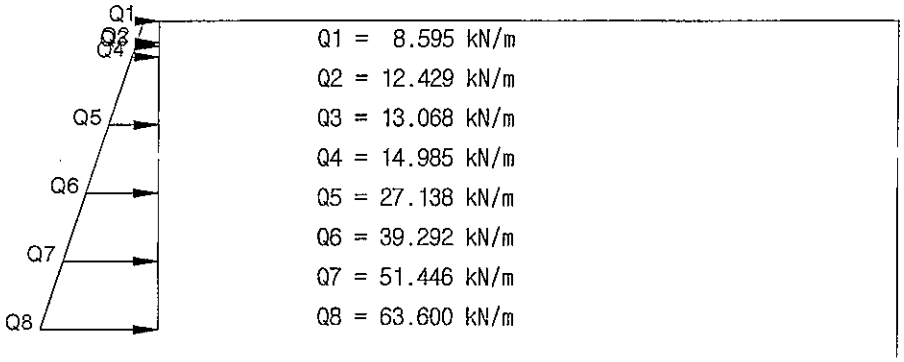
② DL-24



3) 양토압



4) 편토압



5) 온도하중 (+)

① 콘크리트교의 온도변화 범위 : 10 ℃ (단면최소치수 : 900 mm)

② 바닥판 상하면 온도차 : 5 ℃

6) 온도하중 (-)

① 콘크리트교의 온도변화 범위 : -10 ℃ (단면최소치수 : 900 mm)

② 바닥판 상하면 온도차 : -5 ℃

7) 건조수축

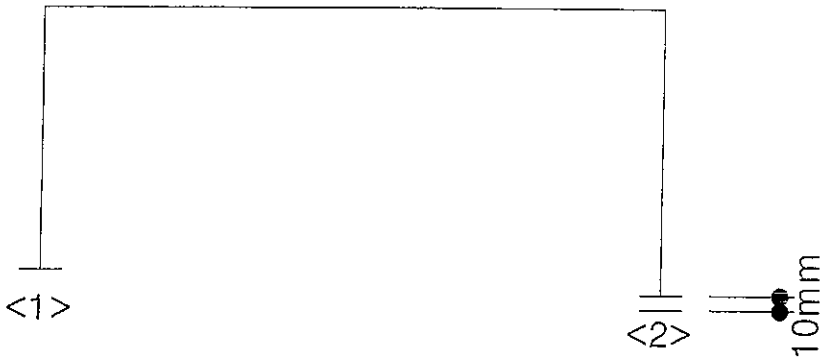
① 선팽창계수(α) : 1.000×10^{-5}

② 건조수축률(ε) : 15.00×10^{-5}

③ 15℃의 온도하중으로 변환하여 설계한다.

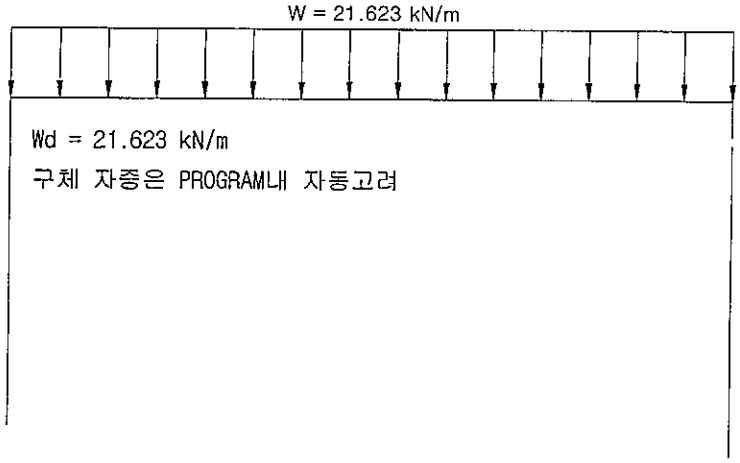
$\Delta T = -\alpha / \varepsilon = -0.000150/0.000010 = -15℃$

8) 지점침하

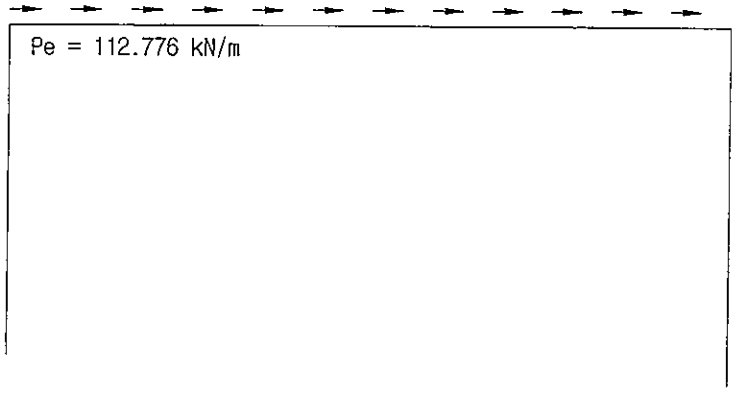


5.2 지 진 시

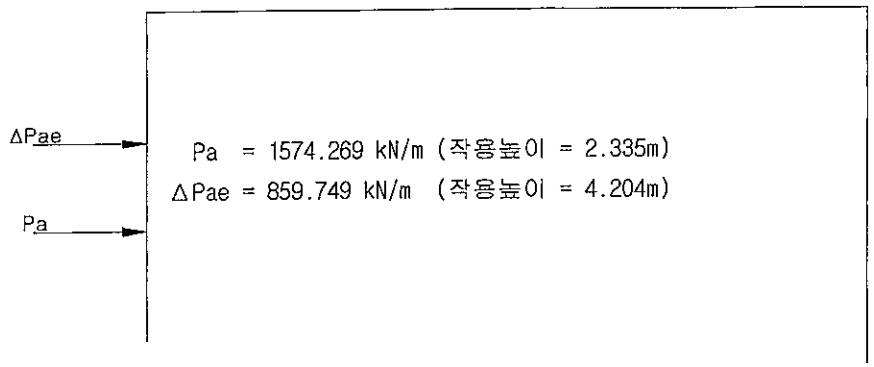
1) 고정하중



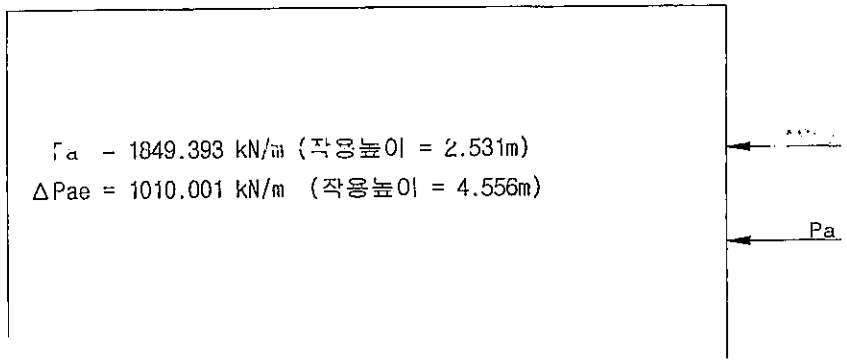
2) 종방향 지진하중



3) 지진시 토압 : 시점측벽체



4) 지진시 토압 : 종점측벽체



6. 하중조합

6.1 사용하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	만재 활하중	편재 활하중	앙토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지점 침하
SV01	1.00	1.00	1.00		1.00					
SV02	1.00	1.00		1.00	1.00					
SV03	1.00	1.00	1.00			1.00				
SV04	1.00	1.00		1.00		1.00				
SV05	1.00	1.00			1.00					
SV06	1.00	1.00				1.00				
SV07	1.00	1.00	1.00		1.00		1.00		1.00	1.00
SV08	1.00	1.00	1.00		1.00			1.00	1.00	1.00
SV09	1.00	1.00		1.00	1.00		1.00		1.00	1.00
SV10	1.00	1.00		1.00	1.00			1.00	1.00	1.00
SV11	1.00	1.00	1.00			1.00	1.00		1.00	1.00
SV12	1.00	1.00	1.00			1.00		1.00	1.00	1.00
SV13	1.00	1.00		1.00		1.00	1.00		1.00	1.00
SV14	1.00	1.00		1.00		1.00		1.00	1.00	1.00
SV15	1.00	1.00			1.00		1.00		1.00	1.00
SV16	1.00	1.00			1.00			1.00	1.00	1.00
SV17	1.00	1.00				1.00	1.00		1.00	1.00
SV18	1.00	1.00				1.00		1.00	1.00	1.00
SV19	1.00	1.00	1.00		0.50					
SV20	1.00	1.00		1.00	0.50					
SV21	1.00	1.00	1.00			0.50				
SV22	1.00	1.00		1.00		0.50				
SV23	1.00	1.00			0.50					
SV24	1.00	1.00				0.50				
SV25	1.00	1.00	1.00		0.50		1.00		1.00	1.00
SV26	1.00	1.00	1.00		0.50			1.00	1.00	1.00
SV27	1.00	1.00		1.00	0.50		1.00		1.00	1.00
SV28	1.00	1.00		1.00	0.50			1.00	1.00	1.00
SV29	1.00	1.00	1.00			0.50	1.00		1.00	1.00
SV30	1.00	1.00	1.00			0.50		1.00	1.00	1.00
SV31	1.00	1.00		1.00		0.50	1.00		1.00	1.00
SV32	1.00	1.00		1.00		0.50		1.00	1.00	1.00
SV33	1.00	1.00			0.50		1.00		1.00	1.00
SV34	1.00	1.00			0.50			1.00	1.00	1.00
SV35	1.00	1.00				0.50	1.00		1.00	1.00
SV36	1.00	1.00				0.50		1.00	1.00	1.00

6.2 계수하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	만재 활하중	편재 활하중	양토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지점 침하
UL01	1.30	1.50	2.15		1.70					
UL02	1.30	1.50		2.15	1.70					
UL03	1.30	1.50	2.15			1.70				
UL04	1.30	1.50		2.15		1.70				
UL05	1.30	1.50			1.70					
UL06	1.30	1.50				1.70				
UL07	1.30	1.50	1.30		1.70		1.30		1.30	1.30
UL08	1.30	1.50	1.30		1.70			1.30	1.30	1.30
UL09	1.30	1.50		1.30	1.70		1.30		1.30	1.30
UL10	1.30	1.50		1.30	1.70			1.30	1.30	1.30
UL11	1.30	1.50	1.30			1.70	1.30		1.30	1.30
UL12	1.30	1.50	1.30			1.70		1.30	1.30	1.30
UL13	1.30	1.50		1.30		1.70	1.30		1.30	1.30
UL14	1.30	1.50		1.30		1.70		1.30	1.30	1.30
UL15	1.25	1.45			1.65		1.25		1.25	1.25
UL16	1.25	1.45			1.65			1.25	1.25	1.25
UL17	1.25	1.45				1.65	1.25		1.25	1.25
UL18	1.25	1.45				1.65		1.25	1.25	1.25
UL19	1.30	1.50	2.15		0.65					
UL20	1.30	1.50		2.15	0.65					
UL21	1.30	1.50	2.15			0.65				
UL22	1.30	1.50		2.15		0.65				
UL23	1.30	1.50			0.65					
UL24	1.30	1.50				0.65				
UL25	1.30	1.50	1.30		0.65		1.30		1.30	1.30
UL26	1.30	1.50	1.30		0.65			1.30	1.30	1.30
UL27	1.30	1.50		1.30	0.65		1.30		1.30	1.30
UL28	1.30	1.50		1.30	0.65			1.30	1.30	1.30
UL29	1.30	1.50	1.30			0.65	1.30		1.30	1.30
UL30	1.30	1.50	1.30			0.65		1.30	1.30	1.30
UL31	1.30	1.50		1.30		0.65	1.30		1.30	1.30
UL32	1.30	1.50		1.30		0.65		1.30	1.30	1.30
UL33	1.25	1.45			0.65		1.25		1.25	1.25
UL34	1.25	1.45			0.65			1.25	1.25	1.25
UL35	1.25	1.45				0.65	1.25		1.25	1.25
UL36	1.25	1.45				0.65		1.25	1.25	1.25

6.3 계수하중 조합(최대 편심)

구 분	고정 하중	연직 토압	만재 활하중	편재 활하중	양토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지점 침하
UE01	1.00	1.00	2.15		1.70					
UE02	1.00	1.00		2.15	1.70					
UE03	1.00	1.00	2.15			1.70				
UE04	1.00	1.00		2.15		1.70				
UE05	1.00	1.00			1.70					
UE06	1.00	1.00				1.70				
UE07	1.00	1.00	1.30		1.70		1.30		1.30	1.30
UE08	1.00	1.00	1.30		1.70			1.30	1.30	1.30
UE09	1.00	1.00		1.30	1.70		1.30		1.30	1.30
UE10	1.00	1.00		1.30	1.70			1.30	1.30	1.30
UE11	1.00	1.00	1.30			1.70	1.30		1.30	1.30
UE12	1.00	1.00	1.30			1.70		1.30	1.30	1.30
UE13	1.00	1.00		1.30		1.70	1.30		1.30	1.30
UE14	1.00	1.00		1.30		1.70		1.30	1.30	1.30
UE15	0.95	0.95			1.65		1.25		1.25	1.25
UE16	0.95	0.95			1.65			1.25	1.25	1.25
UE17	0.95	0.95				1.65	1.25		1.25	1.25
UE18	0.95	0.95				1.65		1.25	1.25	1.25
UE19	1.00	1.00	2.15		0.65					
UE20	1.00	1.00		2.15	0.65					
UE21	1.00	1.00	2.15			0.65				
UE22	1.00	1.00		2.15		0.65				
UE23	1.00	1.00			0.65					
UE24	1.00	1.00				0.65				
UE25	1.00	1.00	1.30		0.65		1.30		1.30	1.30
UE26	1.00	1.00	1.30		0.65			1.30	1.30	1.30
UE27	1.00	1.00		1.30	0.65		1.30		1.30	1.30
UE28	1.00	1.00		1.30	0.65			1.30	1.30	1.30
UE29	1.00	1.00	1.30			0.65	1.30		1.30	1.30
UE30	1.00	1.00	1.30			0.65		1.30	1.30	1.30
UE31	1.00	1.00		1.30		0.65	1.30		1.30	1.30
UE32	1.00	1.00		1.30		0.65		1.30	1.30	1.30
UE33	0.95	0.95			0.65		1.25		1.25	1.25
UE34	0.95	0.95			0.65			1.25	1.25	1.25
UE35	0.95	0.95				0.65	1.25		1.25	1.25
UE36	0.95	0.95				0.65		1.25	1.25	1.25

6.4 지진하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	양토압	지진 하중
E001	1.00	1.00	1.00	1.00

7. 단면력 집계

7.1 평상시 단면력

구 분		휨모멘트(kN.m) / m				전단력(kN) / m	
		계수하중		사용하중		계수하중	
		2D FRAME	3D PLATE	2D FRAME	3D PLATE	2D FRAME	3D PLATE
슬래브	좌측단부	-1235.501	-	-890.941	-	551.137	-
	중앙부(지간1)	824.513	-	601.885	-	0.000	-
	우측단부	-1246.318	-	-885.842	-	553.199	-
시점벽체	상단부	-1137.871	-	-853.782	-	354.371	-
	중앙(전면)	197.506	-	125.504	-	317.210	-
	중앙(배면)	-523.255	-	-402.504	-	317.210	-
	하단(전면)	776.742	-	535.366	-	317.210	-
	하단(배면)	-770.224	-	-492.649	-	317.210	-
종점벽체	상단부	-1158.894	-	-851.420	-	354.371	-
	중앙(전면)	201.973	-	126.719	-	298.073	-
	중앙(배면)	-461.347	-	-354.882	-	298.073	-
	하단(전면)	808.794	-	513.611	-	310.613	-
	하단(배면)	-761.030	-	-469.112	-	310.613	-

* 2D FRAME 해석결과와 3D SHELL 해석결과를 비교하여 지배적인 단면력 적용

7.2 지진시 단면력

구 분		휨모멘트(kN.m) / m	전단력(kN) / m
슬래브	좌측단부	-668.645	220.159
	중앙부(지간1)	292.719	0.000
	우측단부	-657.561	220.623
시점벽체	상단부	-579.605	233.184
	중앙(전면)	0.000	151.805
	중앙(배면)	-20.939	151.805
	하단(전면)	309.568	112.633
	하단(배면)	-200.260	112.633
종점벽체	상단부	-576.021	219.032
	중앙(전면)	32.033	122.002
	중앙(배면)	-20.152	122.002
	하단(전면)	284.847	133.271
	하단(배면)	-205.195	133.271

7.3 시점측벽체 기초검토용 하중

구 분	수직력(kN)	모멘트(kN·m)	수평력(kN)	비 고
사용하중	505.503	492.649	-165.315	축력 최대 (SV12)
	505.503	492.649	-165.315	부모멘트 최대 (SV12)
	504.721	-535.366	-171.944	정모멘트 최대 (SV11)
계수하중	751.138	-776.742	-317.210	축력 최대 (UL03)
	660.871	770.224	263.720	부모멘트 최대 (UL12)
	751.138	-776.742	-317.210	정모멘트 최대 (UL03)
지진시	443.193	-358.855	-89.613	지진시 (EQ01)

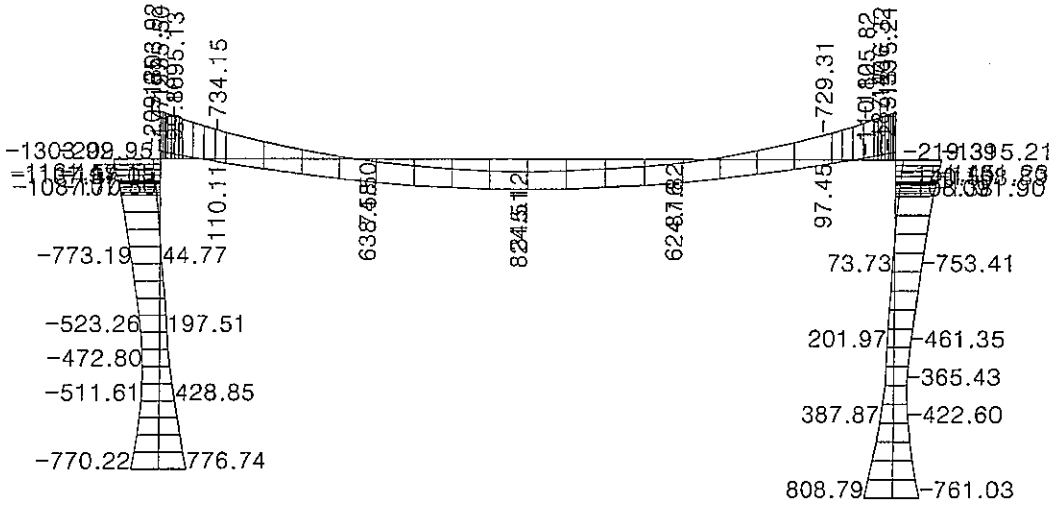
7.4 종점측벽체 기초검토용 하중

구 분	수직력(kN)	모멘트(kN·m)	수평력(kN)	비 고
사용하중	518.836	-513.611	-160.687	축력 최대 (SV11)
	518.054	469.112	167.216	부모멘트 최대 (SV12)
	518.836	-513.611	-160.687	정모멘트 최대 (SV11)
계수하중	770.327	-808.794	-298.073	축력 최대 (UL03)
	676.816	761.030	310.613	부모멘트 최대 (UL12)
	770.327	-808.794	-298.073	정모멘트 최대 (UL03)
지진시	456.878	-324.735	-72.523	지진시 (EQ01)

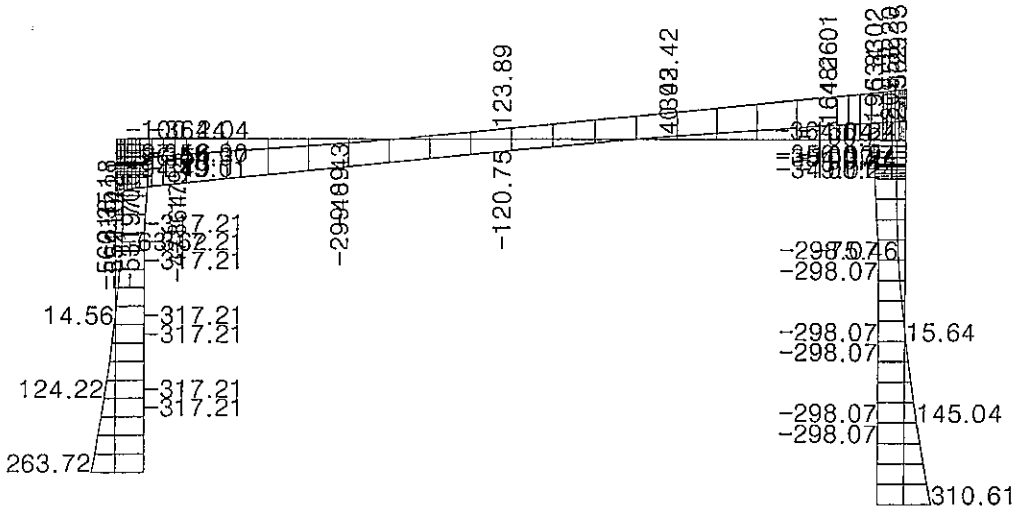
7.5 단면력도

1) 평상시 계수하중

① B.M.D

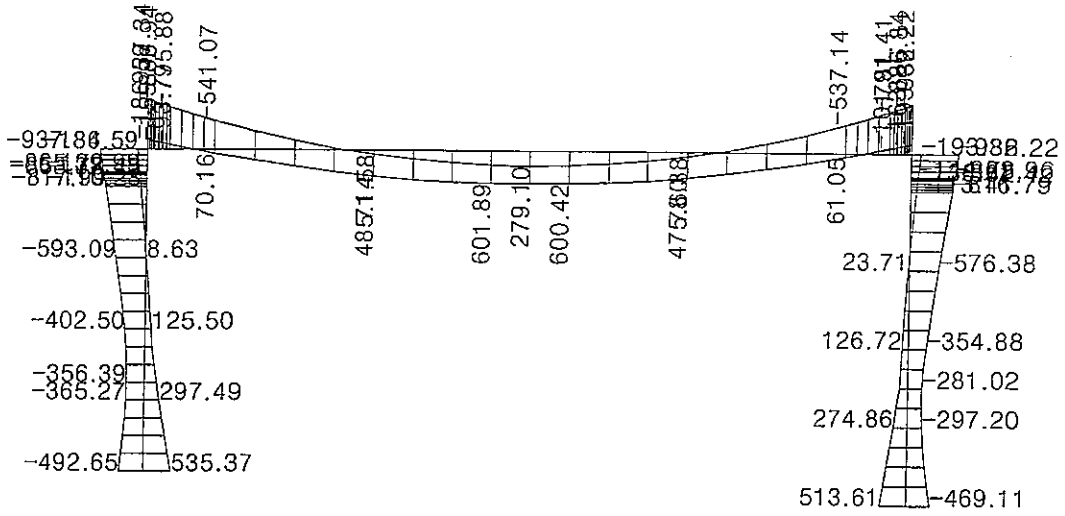


② S.F.D

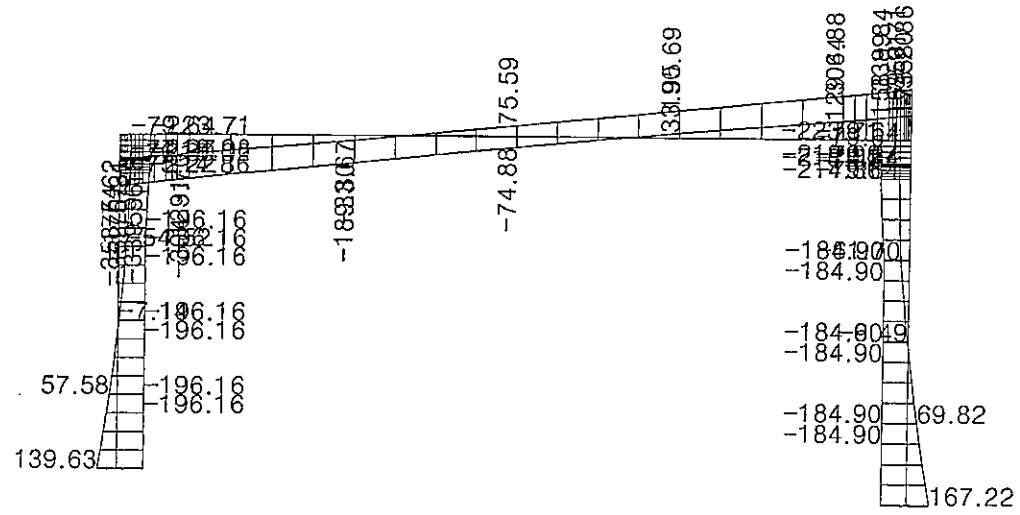


2) 평상시 사용하중

① B.M.D

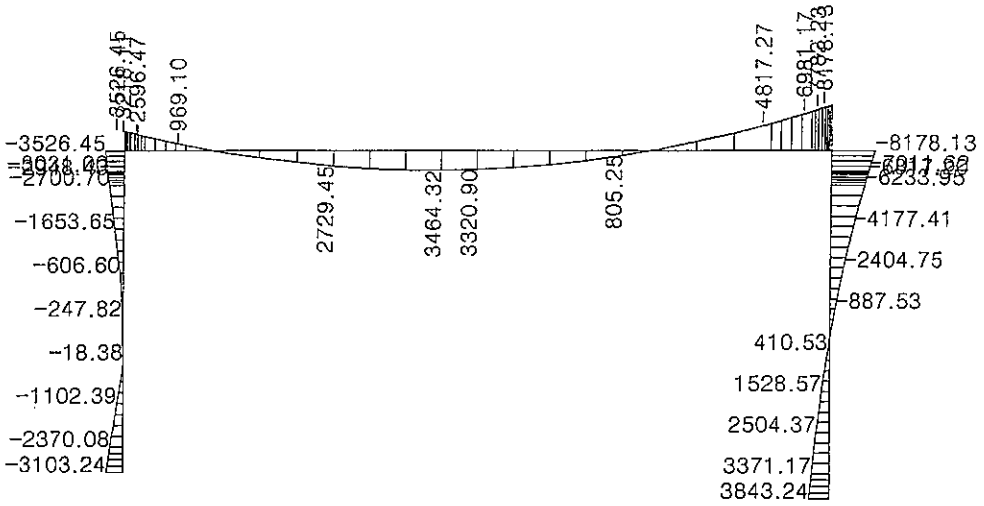


② S.F.D

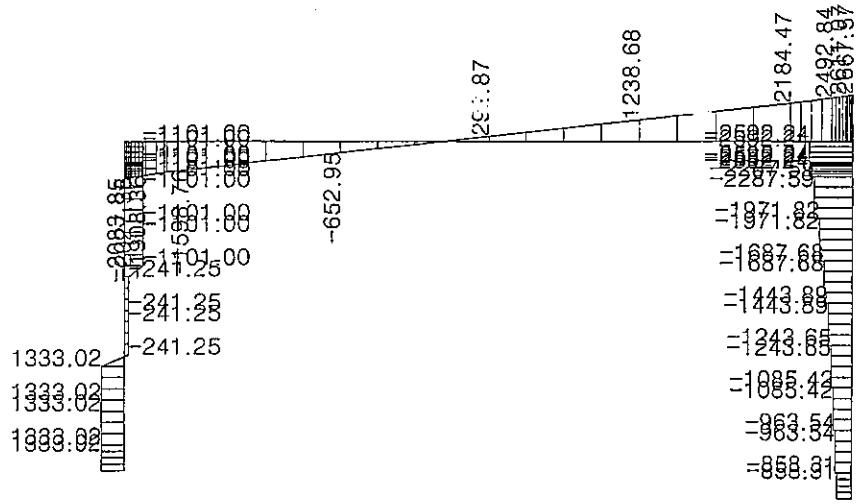


3) 지진시 : 시점부 벽체 토압

① B.M.D

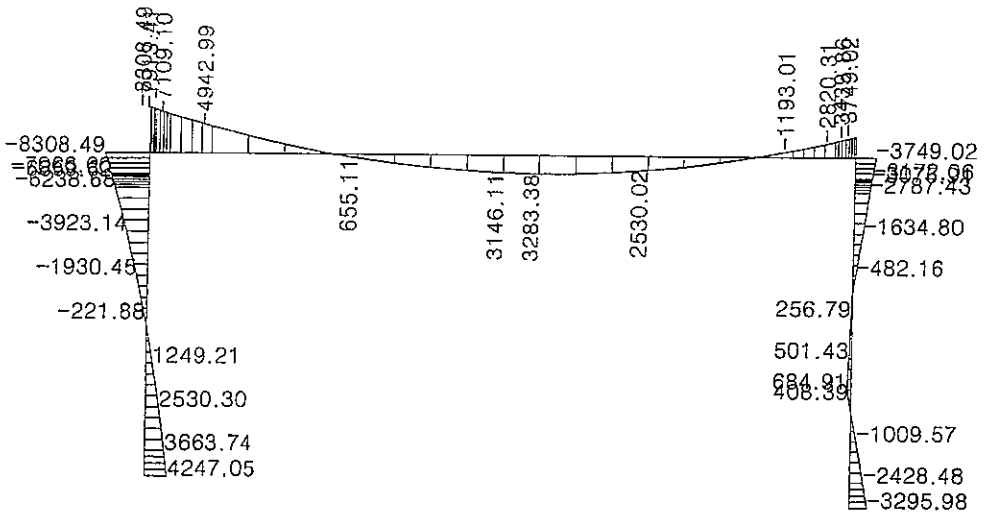


② S.F.D

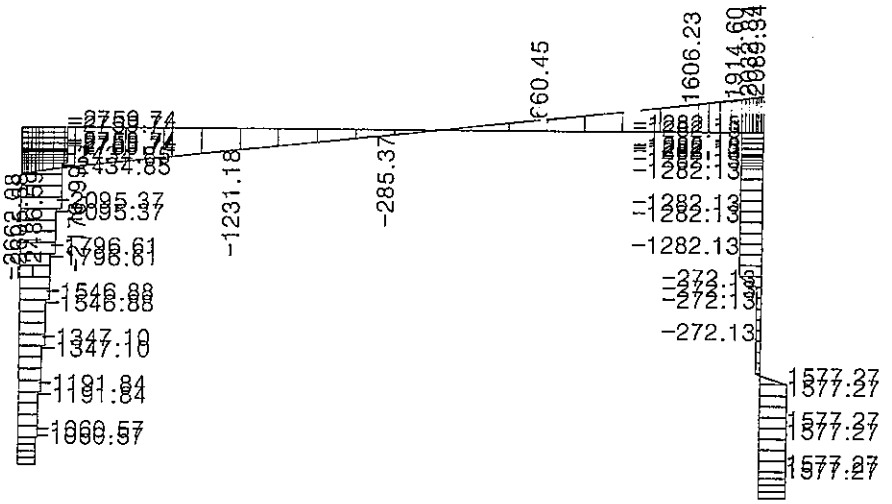


4) 지진시 : 종점벽체 토압

① B.M.D



② S.F.D



8. 단면검토

8.1 주철근 요약

구 분		b	d	Mu	ϕMn	필요철근량	사용철근량		안전률
		mm	mm	kN.m	kN.m	㎟	사용철근	㎟	
슬래브	좌측단부	1000.0	1120.0	1235.50	1942.12	3330.8	H29@121	5320.4	1.572
	중앙부(지간1)	1000.0	840.0	824.51	1146.34	2979.0	H25@121	4196.5	1.390
	우측단부	1000.0	1120.0	1246.32	1942.12	3360.8	H29@121	5320.4	1.558
사정벽체	상단부	1000.0	920.0	1137.87	1529.29	3772.5	H29@125	5139.2	1.344
	중앙(전면)	1000.0	820.0	197.51	623.44	713.8	H19@125	2292.0	3.157
	중앙(배면)	1000.0	820.0	523.26	1081.46	1915.8	H25@125	4053.6	2.067
	하단(전면)	1000.0	820.0	776.74	1081.46	2873.8	H25@125	4053.6	1.392
	하단(배면)	1000.0	820.0	770.22	1081.46	2848.9	H25@125	4053.6	1.404
종정벽체	상단부	1000.0	920.0	1158.89	1535.09	3844.9	H29@125	5159.8	1.325
	중앙(전면)	1000.0	820.0	201.97	625.88	730.1	H19@125	2301.2	3.099
	중앙(배면)	1000.0	820.0	461.35	1085.59	1684.9	H25@125	4069.8	2.353
	하단(전면)	1000.0	820.0	808.79	1085.59	2996.4	H25@125	4069.8	1.342
	하단(배면)	1000.0	820.0	761.03	1085.59	2813.8	H25@125	4069.8	1.426

8.2 전단철근 요약

구 분		ϕVc	Vu	ϕVn	다리수	필요 철근량	사용철근량			비 고
		kN	kN	kN	개	㎟	직경	간격	㎟	
슬래브	좌측단부	568.11	551.14	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부(지간1)	581.97	0.00	581.97	0.00	-		0	0.0	O.K
	우측단부	568.11	553.20	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
시점벽체	상단부	568.11	354.37	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부	568.11	317.21	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	하단부	568.11	317.21	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
종점벽체	상단부	568.11	354.37	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부	568.11	298.07	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	하단부	568.11	310.61	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K

8.3 단면 검토

1) 슬래브 : 좌측단부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1120.0	80.0	1235.5	551.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5320.357 x 400.00 = 2128142.720

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 92.730 mm, c = 92.730 / β1 = 92.730 / 0.85 = 109.094 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 109.094) / 109.094 = 0.02780

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3330.811\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5320.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.597]

1단 : H29 - 8.3 EA (= 5320.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00475

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 92.730 mm

ΦMn = 0.85 x 5320.357 x 400 x (1120.00 - a/2) = 1942.122 kN.m

≥ Mu (= 1235.501 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.572]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 551.137 kN) , 전단보강 불필요.

2) 슬래브 : 중앙부(지간1)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	840.0	60.0	824.5	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4196.489 x 400.00 = 1678595.760

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 73.141 mm, c = 73.141 / β1 = 73.141 / 0.85 = 86.049 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (840.00 - 86.049) / 86.049 = 0.02629

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2979.021 \text{ mm}^2$$

- 사용철근량 = 4196.5 mm² (철근도심 : 60.0 mm), [사용률 = 1.409]

1단 : H25 - 8.3 EA (= 4196.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00500

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 73.141 mm

ΦMn = 0.85 x 4196.489 x 400 x (840.00 - a/2) = 1146.338 kN.m

≥ Mu (= 824.513 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.390]

3) 슬래브 : 우측단부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN-m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1120.0	80.0	1246.3	553.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5320.357 x 400.00 = 2128142.720

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 92.730 mm, c = 92.730 / β1 = 92.730 / 0.85 = 109.094 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 109.094) / 109.094 = 0.02780

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ———————— ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3360.778 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5320.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.583]

1단 : H29 - 8.3 EA (= 5320.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00475

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 92.730 mm

ΦMn = 0.85 x 5320.357 x 400 x (1120.00 - a/2) = 1942.122 kN.m

≥ Mu (= 1246.318 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.558]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 553.199 kN) , 전단보강 불필요.

4) 벽체 : 시점벽체 상단부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	1137.9	354.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02319

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3772.504 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.362]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00559

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (920.00 - a/2) = 1529.286 kN.m

≥ Mu (= 1137.871 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.344]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 354.371 kN) , 전단보강 불필요.

5) 벽체 : 시점벽체 중앙(전면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	197.5	317.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 46.997) / 46.997 = 0.04934

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 713.831 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.211]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00280

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 623.444 kN.m

≥ Mu (= 197.506 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.157]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 317.210 kN) , 전단보강 불필요.

6) 벽체 : 시점벽체 중앙(배면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	523.3	317.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02660

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1915.818 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.116]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00494

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1081.457 kN.m

≥ Mu (= 523.255 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.067]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 317.210 kN) , 전단보강 불필요.

7) 벽체 : 시점벽체 하단(전면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	776.7	317.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02660

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2873.789 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.411]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00494

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1081.457 kN.m

≥ Mu (= 776.742 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.392]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 317.210 kN) , 전단보강 불필요.

8) 벽체 : 시점벽체 하단(배면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	770.2	317.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02660

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2848.895 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.423]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00494

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1081.457 kN.m

≥ Mu (= 770.224 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.404]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 317.210 kN) , 전단보강 불필요.

9) 벽체 : 종점벽체 상단부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	1158.9	354.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5159.757 x 400.00 = 2063902.720

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.930 mm, c = 89.930 / β1 = 89.930 / 0.85 = 105.800 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 105.800) / 105.800 = 0.02309

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3844.940 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5159.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.342]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5159.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00561

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.930 mm

ΦMn = 0.85 x 5159.757 x 400 x (920.00 - a/2) = 1535.089 kN.m

≥ Mu (= 1158.894 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.325]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 354.371 kN) , 전단보강 불필요.

10) 벽체 : 종점벽체 중앙(전면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	202.0	298.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2301.168 x 400.00 = 920467.200

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 40.108 mm, c = 40.108 / β1 = 40.108 / 0.85 = 47.185 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 47.185) / 47.185 = 0.04913

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 730.103 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2301.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.15]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2301.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00281

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.108 mm

ΦMn = 0.85 x 2301.168 x 400 x (820.00 - a/2) = 625.876 kN.m

≥ Mu (= 201.973 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.099]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 298.073 kN) , 전단보강 불필요.

11) 벽체 : 종점벽체 중앙(배면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	461.3	298.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4069.814 x 400.00 = 1627925.760

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.934 mm, c = 70.934 / β1 = 70.934 / 0.85 = 83.451 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.451) / 83.451 = 0.02648

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1684.932 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4069.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.415]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00496

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.934 mm

ΦMn = 0.85 x 4069.814 x 400 x (820.00 - a/2) = 1085.588 kN.m

≥ Mu (= 461.347 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.353]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 298.073 kN) , 전단보강 불필요.

12) 벽체 : 종점벽체 하단(전면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	808.8	310.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4069.814 x 400.00 = 1627925.760

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.934 mm, c = 70.934 / β1 = 70.934 / 0.85 = 83.451 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.451) / 83.451 = 0.02648

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2996.403 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4069.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.358]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00496

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.934 mm

ΦMn = 0.85 x 4069.814 x 400 x (820.00 - a/2) = 1085.588 kN.m

≥ Mu (= 808.794 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.342]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 310.613 kN) , 전단보강 불필요.

13) 벽체 : 종정벽체 하단(배면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	900.0	820.0	80.0	761.0	310.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4069.814 x 400.00 = 1627925.760

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.934 mm, c = 70.934 / β1 = 70.934 / 0.85 = 83.451 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.451) / 83.451 = 0.02648

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2813.807 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4069.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.446]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00496

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.934 mm

ΦMn = 0.85 x 4069.814 x 400 x (820.00 - a/2) = 1085.588 kN.m

≥ Mu (= 761.030 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.426]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 310.613 kN) , 전단보강 불필요.

9. 사용성 검토

9.1 사용철근 요약

구 분		b	d	Ms	fs	철근간격	최대간격	비 고
		mm	mm	kN.m	MPa	mm	mm	
슬래브	좌측단부	1000.0	1120.0	890.941	161.743	323.134	120.744	O.K
	중앙부(지간1)	1000.0	840.0	601.885	185.043	306.828	120.744	O.K
	우측단부	1000.0	1120.0	885.842	160.817	325.937	120.744	O.K
시점벽체	상단부	1000.0	920.0	853.782	196.513	236.987	125.000	O.K
	중앙(전면)	1000.0	820.0	125.504	71.020	887.077	125.000	O.K
	중앙(배면)	1000.0	820.0	402.504	131.181	431.564	125.000	O.K
	하단(전면)	1000.0	820.0	535.366	174.483	282.584	125.000	O.K
	하단(배면)	1000.0	820.0	492.649	160.561	321.718	125.000	O.K
종점벽체	상단부	1000.0	920.0	851.420	195.218	239.645	124.502	O.K
	중앙(전면)	1000.0	820.0	126.719	71.430	881.984	124.502	O.K
	중앙(배면)	1000.0	820.0	354.882	115.217	514.744	124.502	O.K
	하단(전면)	1000.0	820.0	513.611	166.750	303.514	124.502	O.K
	하단(배면)	1000.0	820.0	469.112	152.303	348.312	124.502	O.K

9.2 균열 검토

1) 슬래브 : 좌측단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 890.941 x 1000000 / [5320.357 x (1120.000 - 253.979/3)]
= 161.743 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5320.357/1000.0 + 7x5320.357/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x5320.357)]
= 253.979 mm

사용철근량 = 5320.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.3 EA (= 5320.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 161.74) - 2.5 x 65.50 = 323.13 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 161.74) = 389.51 mm
Sa는 작은 값인 323.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.3 EA = 120.74 ≤ Sa (= 323.13 mm) ∴ O.K

2) 슬래브 : 중앙부(지간1)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 601.885 x 1000000 / [4196.489 x (840.000 - 194.709/3)]
= 185.043 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4196.489/1000.0 + 7x4196.489/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x840.0/(7x4196.489)]
= 194.709 mm

사용철근량 = 4196.5 mm² (철근도심 : 60.0 mm)
1단 : H25 - 8.3 EA (= 4196.5 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 60.00 - 25/2 = 47.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 185.04) - 2.5 x 47.50 = 306.83 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 185.04) = 340.46 mm
Sa는 작은 값인 306.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.3 EA = 120.74 ≤ Sa (= 306.83 mm) ∴ O.K

3) 슬래브 : 우측단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 885.842 x 1000000 / [5320.357 x (1120.000 - 253.979/3)]
= 160.817 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5320.357/1000.0 + 7x5320.357/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x5320.357)]
= 253.979 mm

사용철근량 = 5320.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.3 EA (= 5320.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 160.82) - 2.5 x 65.50 = 325.94 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 160.82) = 391.75 mm
Sa는 작은 값인 325.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.3 EA = 120.74 ≤ Sa (= 325.94 mm) ∴ O.K

4) 벽체 : 시점벽체 상단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 853.782 x 1000000 / [5139.200 x (920.000 - 223.808/3)]
= 196.513 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5139.200)]
= 223.808 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 196.51) - 2.5 x 65.50 = 236.99 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 196.51) = 320.59 mm
Sa는 작은 값인 236.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 236.99 mm) ∴ O.K

5) 벽체 : 시점벽체 중앙(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 125.504 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 71.020 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 71.02) - 2.5 x 70.50 = 932.60 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 71.02) = 887.08 mm
Sa는 작은 값인 887.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 887.08 mm) ∴ O.K

6) 벽체 : 시점벽체 중앙(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 402.504 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 131.181 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 131.18) - 2.5 x 67.50 = 431.56 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 131.18) = 480.25 mm
Sa는 작은 값인 431.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 431.56 mm) ∴ O.K

7) 벽체 : 시점벽체 하단(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 535.366 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 174.483 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 174.48) - 2.5 x 67.50 = 282.58 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 174.48) = 361.07 mm
Sa는 작은 값인 282.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 282.58 mm) ∴ O.K

8) 벽체 : 시점벽체 하단(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 492.649 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 160.561 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 160.56) - 2.5 x 67.50 = 321.72 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 160.56) = 392.37 mm
Sa는 작은 값인 321.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 321.72 mm) ∴ O.K

9) 벽체 : 종점벽체 상단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 851.420 x 1000000 / [5159.757 x (920.000 - 224.193/3)]
= 195.218 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5159.757/1000.0 + 7x5159.757/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5159.757)]
= 224.193 mm

사용철근량 = 5159.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5159.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 195.22) - 2.5 x 65.50 = 239.65 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 195.22) = 322.72 mm
Sa는 작은 값인 239.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 124.50 ≤ Sa (= 239.65 mm) ∴ O.K

10) 벽체 : 종점벽체 중앙(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 126.719 x 1000000 / [2301.168 x (820.000 - 147.222/3)]
= 71.430 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2301.168/1000.0 + 7x2301.168/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2301.168)]
= 147.222 mm

사용철근량 = 2301.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2301.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 71.43) - 2.5 x 70.50 = 926.23 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 71.43) = 881.98 mm
Sa는 작은 값인 881.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 124.50 ≤ Sa (= 881.98 mm) ∴ O.K

11) 벽체 : 종점벽체 중앙(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 354.882 x 1000000 / [4069.814 x (820.000 - 189.532/3)]
= 115.217 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4069.814/1000.0 + 7x4069.814/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4069.814)]
= 189.532 mm

사용철근량 = 4069.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 115.22) - 2.5 x 67.50 = 514.74 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 115.22) = 546.80 mm
Sa는 작은 값인 514.74 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 124.50 ≤ Sa (= 514.74 mm) ∴ O.K

12) 벽체 : 종점벽체 하단(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 513.611 x 1000000 / [4069.814 x (820.000 - 189.532/3)]
= 166.750 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4069.814/1000.0 + 7x4069.814/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4069.814)]
= 189.532 mm

사용철근량 = 4069.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 166.75) - 2.5 x 67.50 = 303.51 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 166.75) = 377.81 mm
Sa는 작은 값인 303.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 124.50 ≤ Sa (= 303.51 mm) ∴ O.K

13) 벽체 : 종정벽체 하단(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 469.112 x 1000000 / [4069.814 x (820.000 - 189.532/3)]
= 152.303 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4069.814/1000.0 + 7x4069.814/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4069.814)]
= 189.532 mm

사용철근량 = 4069.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4069.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 152.30) - 2.5 x 67.50 = 348.31 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 152.30) = 413.65 mm

Sa는 작은 값인 348.31 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 124.50 ≤ Sa (= 348.31 mm) ∴ O.K

10. 처짐 및 피로 검토

10.1 처짐 검토

- 깊이가 일정한 부재의 최소두께

상부구조의 형식	최소두께(m)	
	단순경간	연속경간
주철근이 차량 진행방향에 나란하거나 직각인 교량 슬래브	1.2(S+3)/30	(S+3)/30

* 변단면 부재가 사용되는 경우, 위의 값은 점모멘트 단면과 부모멘트단면에서의 상대강성의 변화를 고려하기 위해 수정될 수 있다.
* S는 경간 길이를 나타낸다(m).

상부구조물의 최소 두께 : tmin = 1.2 x (S + 3.000)/30

= 1.2 x (15.930 + 3.000)/30

= 0.757 m < tuse = 0.900 m

∴ 처짐 검토 불필요. [도설기 4.4.9.5 P.300 - 2005]

10.2 피로 검토

- 충격을 포함한 사용활하중에 의한 철근의 응력 범위 및 프리스트레싱 긴장재의 인장응력 변동 범위가 표 4.4.5의 응력 이내에 들면 피로에 대하여 검토할 필요가 없다.

- 피로를 고려하지 않아도 되는 철근의 응력범위

철근의 종류	철근의 인장 및 압축응력 범위 (MPa)
SD 300	130
SD 350	140
SD 400	150

1) 상부 슬래브 1지간부

M_{Lmax} = 202.821 kN.m (활하중과 충격에 의해 야기되는 최대 모멘트)

M_{Lmin} = 0 kN.m (활하중과 충격에 의해 야기되는 최소 모멘트)

사용철근 : As = H25 @ 125

= 4196.5 ㎟

$M_L = M_{Lmax} - M_{Lmin} = 202.821 - 0 = 202.821$ kN.m

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2000000}{278040} = 7$$

$$p = \frac{As}{b \times d} = \frac{4196.5}{1000 \times 840} = 0.0049958$$

$$k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)}$$
$$= -7 \times 0.0049958 + \sqrt{((7 \times 0.0049958)^2 + 2 \times 7 \times 0.0049958)}$$
$$= 0.232$$

$$j = 1 - k/3 = 0.923$$

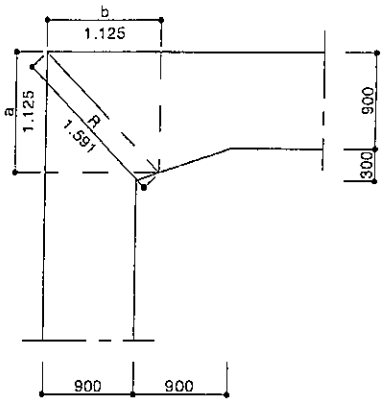
$$\Delta f = \frac{M_L}{As \times j \times d} = \frac{202.821 \times 10^6}{4196.5 \times 0.923 \times 840} = 62.355 \text{ MPa}$$

f_f = 150 MPa > Δf = 62.355 MPa ∴ O.K

11. 우각부 및 배력철근 검토

11.1 우각부 검토

1) 시점측 우각부



슬래브 두께 = 0.900 m
벽체 두께 = 0.900 m
헌치 높이 = 0.300 m
헌치 폭 = 0.900 m

a = 0.900 + tan(18.435) x ΔL
b = 0.900 + 0.900 - ΔL
a = b , ΔL = (0.900+0.900-0.900)/(tan(18.435)+1)
ΔL = 0.675 m
a = 0.900 + tan(18.435) x 0.675 = 1.125 m
b = 0.900 + 0.900 - 0.675 = 1.125 m
R = $\sqrt{(a^2 + b^2)}$
= $\sqrt{(1.125^2 + 1.125^2)}$ = 1.591 m

Mu = 1235.501 kN.m (계수하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
Mo = 890.941 kN.m (사용하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
W = 1.000 m (절점부의 구조물 폭)

$f_{t,max} = 5\frac{M_0}{R^2 \cdot w}$

= (5 x 890941038.0) / (1591.0^2 x 1000.0)
= 1.760 MPa

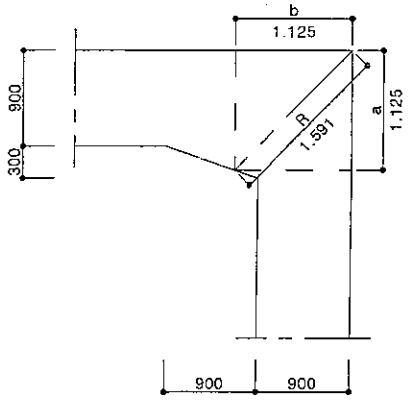
fta = 0.13$\sqrt{Fck}$ = 0.675 MPa < ftmax ∴ 우각부 보강철근 필요

필요철근량 = $\frac{2 \cdot M_0}{R \cdot f_{sa}}$
= (2 x 890941038.0) / (1591.0 x 180)
= 6222.128 ㎟

사용철근량 = 7150.400 ㎟
- 1단 : H25 @ 125 mm = 4053.600 ㎟
- 2단 : H22 @ 125 mm = 3096.800 ㎟

사용철근량 : 7150.400 ㎟ > 필요철근량 : 6222.128 ㎟ ∴ O.K

2) 종점측 우각부



슬래브 두께 = 0.900 m
벽체 두께 = 0.900 m
헌치 높이 = 0.300 m
헌치 폭 = 0.900 m

a = 0.900 + tan(18.435) x ΔL
b = 0.900 + 0.900 - ΔL
a = b , ΔL = (0.900+0.900-0.900)/(tan(18.435)+1)
ΔL = 0.675 m
a = 0.900 + tan(18.435) x 0.675 = 1.125 m
b = 0.900 + 0.900 - 0.675 = 1.125 m
R = √(a² + b²)
= √(1.125² + 1.125²) = 1.591 m

Mu = 1246.318 kN.m (계수하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
Mo = 885.842 kN.m (사용하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
W = 1.000 m (절점부의 구조물 폭)

$$f_{t,max} = 5\frac{M_0}{R^2 \cdot w}$$

= (5 x 885841784.0) / (1591.0² x 1000.0)
= 1.750 MPa

fta = 0.13√Fck = 0.675 MPa < ftmax ∴ 우각부 보강철근 필요

$$\text{필요철근량} = \frac{2 \cdot M_0}{R \cdot f_{sa}}$$

= (2 x 885841784.0) / (1591.0 x 180)
= 6186.516 ㎟

사용철근량 = 7150.400 ㎟
- 1단 : H25 @ 125 mm = 4053.600 ㎟
- 2단 : H22 @ 125 mm = 3096.800 ㎟

사용철근량 : 7150.400 ㎟ > 필요철근량 : 6186.516 ㎟ ∴ O.K

11.2 배력철근 검토

1) 검토 결과 요약

① 슬래브

단위 : ㎟

구 분	주철근비		단면적비		300㎟이상		비 고
	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
좌측단부	459.0	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
중앙부(지간1)	410.5	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
우측단부	463.1	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K

② 벽체

단위 : ㎟

구 분		0.0015hb		300㎟이상		비 고
		필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
시점벽체	상단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부	1350.0	1986.0	300.0	1324.0	O.K
	하단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
종점벽체	상단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부	1350.0	1986.0	300.0	1324.0	O.K
	하단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K

2) 배력철근 검토

① 슬래브

㉮ 좌측단부

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

Σ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(15.930) = 13.78% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 3330.8 ㎟

필요 철근량 : 3330.8 x 0.138 = 459.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 중앙부(지간1)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

Σ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(15.930) = 13.78% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 2979.0 ㎟

필요 철근량 : 2979.0 x 0.138 = 410.5 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 우측단부

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

Σ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(15.930) = 13.78% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 3360.8 ㎟

필요 철근량 : 3360.8 x 0.138 = 463.1 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,은도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

② 벽체

㉮ 시점벽체 상단부

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

Σ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 시점벽체 중앙(전면)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

Σ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

㉰ 시점벽체 하단(배면)

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  Σ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉱ 종점벽체 상단부

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  Σ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉲ 종점벽체 중앙(전면)

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  Σ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

㉳ 종점벽체 하단(배면)

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  Σ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

③ 접속 슬래브

㉮ 시점측 접속슬래브

- 사용철근량

압축부 : H19 @ 300 = 955.0 ㎟

인장부 : H19 @ 150 = 1910.0 ㎟

Σ = 2865.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(9.134) = 18.20% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 4697.1 ㎟

필요 철근량 : 4697.1 x 0.182 = 854.8 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 종점측 접속슬래브

- 사용철근량

압축부 : H19 @ 300 = 955.0 ㎟

인장부 : H19 @ 150 = 1910.0 ㎟

Σ = 2865.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.000) = 20.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 4559.3 ㎟

필요 철근량 : 4559.3 x 0.208 = 947.8 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

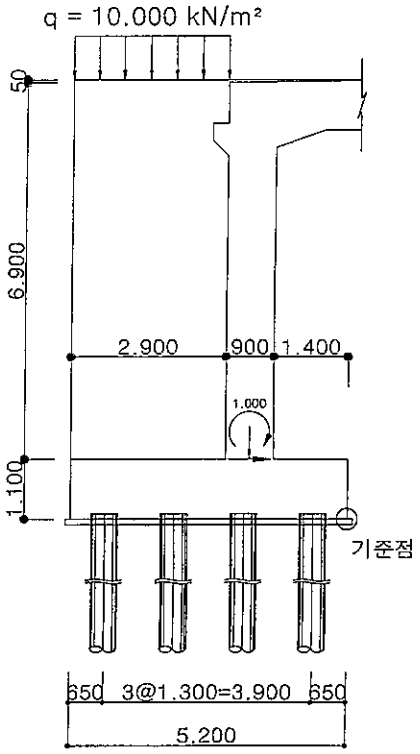
= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

12. 기초안정 검토

12.1 시점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.100 x 25.000
= 143.000 kN/m

배면토사 = 2.900 x 6.900 x 20.000
= 400.181 kN/m

포 장 = 2.900 x 0.050 x 23.500
= 3.407 kN/m

노면활하중 = 2.900 x 10.000
= 29.000 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	출 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	505.503	505.503	504.721	443.193	
수평력(H)	-165.315	-165.315	-171.944	-89.613	
모멘트(M)	492.649	492.649	-535.366	-358.855	
Combo	SV12	SV12	SV11	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
노면 활하중	29.000		3.750		108.750		
기 초 자 중	143.000		2.600		371.800		
포 장	3.407		3.750		12.778		
배 면 토 사	400.181		3.750		1500.679		
소 계	575.589				1994.007		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	143.000	0.231	33.033	2.600	0.550	371.800	18.168	
포 장	3.407			3.750		12.778		
배 면 토 사	400.181			3.750		1500.679		
소 계	546.589		33.033			1885.257	18.168	

3) 기초 안정검토

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

4) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	505.503		1.850		935.180		
	수평력		-165.315		1.100	181.847		
	모멘트						492.649	
기 타 하 중		575.589				1994.007		
총 계		1081.091	-165.315			3111.034	492.649	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2618.385 / 1081.091)

= 0.178 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.841 / (sin 75.000) = 12.258 m

수직력 = 1081.091 x 12.258 = 13252.392 kN

수평력 = -165.315 x 12.258 = -2026.491 kN

모멘트 = 13252.392 x 0.178 = 2359.152 kN.m

② 풍하시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	505.503		1.850		935.180		
	수평력		-165.315		1.100	181.847		
	모멘트						492.649	
기 타 하 중		575.589				1994.007		
총 계		1081.091	-165.315			3111.034	492.649	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2618.385 / 1081.091)

= 0.178 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.841 / (sin 75.000) = 12.258 m

수직력 = 1081.091 x 12.258 = 13252.392 kN

수평력 = -165.315 x 12.258 = -2026.491 kN

모멘트 = 13252.392 x 0.178 = 2359.152 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	504.721		1.850		933.733		
	수평력		-171.944		1.100	189.139		
	모멘트					535.366		
기 타 하 중		575.589				1994.007		
총 계		1080.309	-171.944			3652.245		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3652.245 / 1080.309)

= -0.781 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.841 / (sin 75.000) = 12.258 m

수직력 = 1080.309 x 12.258 = 13242.805 kN

수평력 = -171.944 x 12.258 = -2107.753 kN

모멘트 = 13242.805 x -0.781 = -10339.191 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	443.193		1.850		819.907		
	수평력		-89.613		0.550	49.287		
	모멘트					358.855		
기 타 하 중		546.589	33.033			1885.257	18.168	
총 계		989.782	-56.580			3113.307	18.168	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3095.139 / 989.782)

= -0.527 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.841 / (sin 75.000) = 12.258 m

수직력 = 989.782 x 12.258 = 12133.087 kN

수평력 = -56.58 x 12.258 = -693.576 kN

모멘트 = 12133.087 x -0.527 = -6395.256 kN.m

5) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	8.000	5.200	
2 열	1.950	8.000	15.600	
3 열	3.250	8.000	26.000	
4 열	4.550	8.000	36.400	
계		32.000	83.200	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	13252.392	13252.392	13242.805	12133.087	
수평력(H)	-2026.491	-2026.491	-2107.753	-693.576	
모멘트(M)	2359.152	2359.152	-10339.191	-6395.256	

주) 도심작용Moment(M) = 연직력(V) x (기초 중앙에서 도심까지의 거리 - M/V)

6) 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta\lambda \le 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 187026.389 x 32 / (12.263 x 5.200) = 93856.285 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 1개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 187026.389 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 12.263 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 32 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.100 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

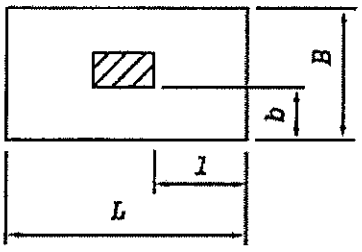
β = ⁴√[(3 x 93856.285) / (27804000.000 x 1.100³)] = 0.295 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000,2.600) = 2.600

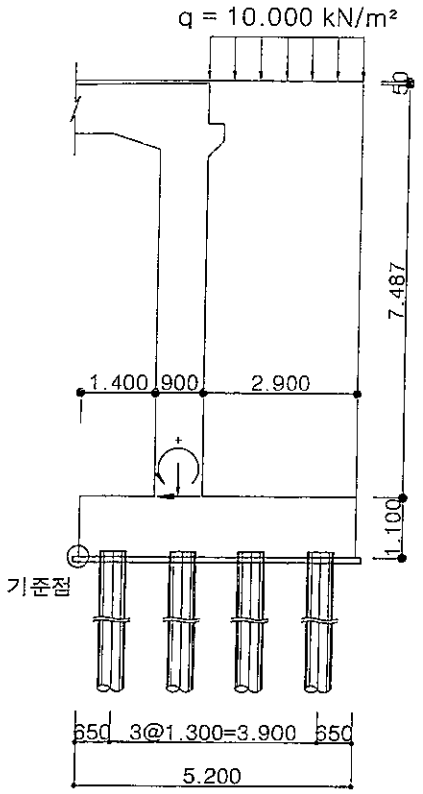
다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 6.131

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.600



β λ = 0.295 x 2.600 = 0.768 ≤ 1.0, ∴ O.K

12.2 종점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.100 x 25.000
= 143.000 kN/m

배면토사 = 2.900 x 7.500 x 20.000
= 434.993 kN/m

포 장 = 2.900 x 0.050 x 23.500
= 3.407 kN/m

노면활하중 = 2.900 x 10.000
= 29.000 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	518.836	518.054	518.836	456.878	
수평력(H)	-160.687	167.216	-160.687	-72.523	
모멘트(M)	-513.611	469.112	-513.611	-324.735	
Combo	SV11	SV12	SV11	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
노면 활하중	29.000		3.750		108.750		
기 초 자 중	143.000		2.600		371.800		
포 장	3.407		3.750		12.778		
배 면 토 사	434.993		3.750		1631.222		
소 계	610.400				2124.551		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	143.000	0.231	33.033	2.600	0.550	371.800	18.168	
포 장	3.407			3.750		12.778		
배 면 토 사	434.993			3.750		1631.222		
소 계	581.400		33.033			2015.801	18.168	

3) 기초 안정검토

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

4) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	518.836		1.850		959.847		
	수평력		-160.687		1.100	176.756		
	모멘트					513.611		
기 타 하 중		610.400				2124.551		
총 계		1129.237	-160.687			3774.765		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3774.765 / 1129.237)

= -0.743 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.840 / (sin 75.905) = 12.207 m

수직력 = 1129.237 x 12.207 = 13785.145 kN

수평력 = -160.687 x 12.207 = -1961.588 kN

모멘트 = 13785.145 x -0.743 = -10239.029 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	518.054		1.850		958.401		
	수평력		167.216		1.100		183.937	
	모멘트						469.112	
기 타 하 중		610.400				2124.551		
총 계		1128.455	167.216			3082.951	653.049	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2429.902 / 1128.455)

= 0.447 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.840 / (sin 75.905) = 12.207 m

수직력 = 1128.455 x 12.207 = 13775.598 kN

수평력 = 167.216 x 12.207 = 2041.283 kN

모멘트 = 13775.598 x 0.447 = 6153.547 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	518.836		1.850		959.847		
	수평력		-160.687		1.100	176.756		
	모멘트					513.611		
기 타 하 중		610.400				2124.551		
총 계		1129.237	-160.687			3774.765		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3774.765 / 1129.237)

= -0.743 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.840 / (sin 75.905) = 12.207 m

수직력 = 1129.237 x 12.207 = 13785.145 kN

수평력 = -160.687 x 12.207 = -1961.588 kN

모멘트 = 13785.145 x -0.743 = -10239.029 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	456.878		1.850		845.224		
	수평력		-72.523		0.550	39.887		
	모멘트					324.735		
기 타 하 중		581.400	33.033			2015.801	18.168	
총 계		1038.278	-39.490			3225.647	18.168	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3207.479 / 1038.278)

= -0.489 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.840 / (sin 75.905) = 12.207 m

수직력 = 1038.278 x 12.207 = 12674.770 kN

수평력 = -39.49 x 12.207 = -482.069 kN

모멘트 = 12674.77 x -0.489 = -6200.865 kN.m

5) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	8.000	5.200	
2 열	1.950	8.000	15.600	
3 열	3.250	8.000	26.000	
4 열	4.550	8.000	36.400	
계		32.000	83.200	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	13785.145	13775.598	13785.145	12674.770	
수평력(H)	-1961.588	2041.283	-1961.588	-482.069	
모멘트(M)	-10239.029	6153.547	-10239.029	-6200.865	

주) 도심작용Moment(M) = 연직력(V) x (기초 중앙에서 도심까지의 거리 - M/V)

6) 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta\lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 183997.264 x 32 / (12.203 x 5.200) = 92784.550 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 1개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 183997.264 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 12.203 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 32 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.100 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

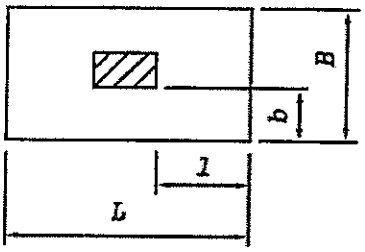
β = ⁴√[(3 x 92784.550) / (27804000.000 x 1.100³)] = 0.294 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000,2.600) = 2.600

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 6.102

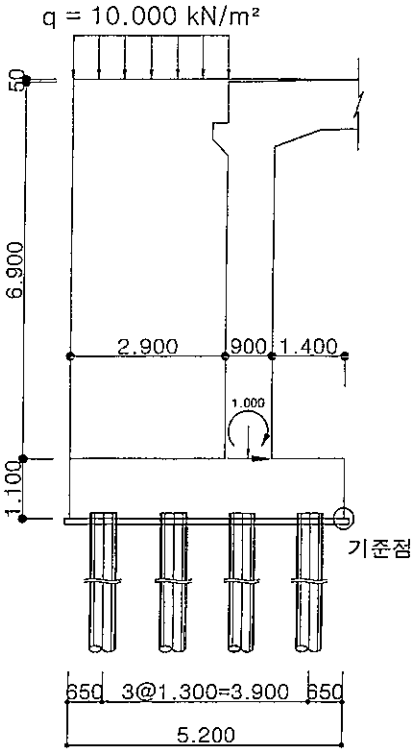
b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.600



βλ = 0.294 x 2.600 = 0.766 ≤ 1.0, ∴ O.K

13. 기 초 설 계

13.1 시점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.100 x 25.000 x 1.30
= 185.900 kN/m

배면토사 = 2.900 x 6.900 x 20.000 x 1.50
= 600.272 kN/m

포 장 = 2.900 x 0.050 x 23.500 x 1.50
= 5.111 kN/m

노면활하중 = 2.900 x 10.000 x 2.15
= 62.350 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	751.138	660.871	751.138	443.193	
수평력(H)	-317.210	263.720	-317.210	-89.613	
모멘트(M)	-776.742	770.224	-776.742	-358.855	
Combo	UL03	UL12	UL03	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
노면 활하중	62.350		3.750		233.812		
기 초 자 중	185.900		2.600		483.340		
포 장	5.111		3.750		19.167		
배 면 토 사	600.272		3.750		2251.019		
소 계	853.633				2987.339		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	143.000	0.231	33.033	2.600	0.550	371.800	18.168	
포 장	3.407			3.750		12.778		
배 면 토 사	400.181			3.750		1500.679		
소 계	546.589		33.033			1885.257	18.168	

3) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편트압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	751.138		1.850		1389.605		
	수평력		-317.210		1.100	348.932		
	모멘트					776.742		
기 타 하 중		853.633				2987.339		
총 계		1604.771	-317.210			5502.617		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5502.617 / 1604.771)

= -0.829 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.841 / (sin 75.000) = 12.258 m

수직력 = 1604.771 x 12.258 = 19671.832 kN

수평력 = -317.21 x 12.258 = -3888.475 kN

모멘트 = 19671.832 x -0.829 = -16306.217 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	660.871		1.850		1222.612		
	수평력		263.720		1.100		290.092	
	모멘트						770.224	
기 타 하 중		828.983				2894.901		
총 계		1489.854	263.720			4117.513	1060.316	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3057.196 / 1489.854)

= 0.548 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.841 / (sin 75.000) = 12.258 m

수직력 = 1489.854 x 12.258 = 18263.145 kN

수평력 = 263.72 x 12.258 = 3232.776 kN

모멘트 = 18263.145 x 0.548 = 10008.011 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	751.138		1.850		1389.605		
	수평력		-317.210		1.100	348.932		
	모멘트					776.742		
기 타 하 중		853.633				2987.339		
총 계		1604.771	-317.210			5502.617		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5502.617 / 1604.771)

= -0.829 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.841 / (sin 75.000) = 12.258 m

수직력 = 1604.771 x 12.258 = 19671.832 kN

수평력 = -317.21 x 12.258 = -3888.475 kN

모멘트 = 19671.832 x -0.829 = -16306.217 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x앙토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	443.193		1.850		819.907		
	수평력		-89.613		0.550	49.287		
	모멘트					358.855		
기 타 하 중		546.589	33.033			1885.257	18.168	
총 계		989.782	-56.580			3113.307	18.168	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3095.139 / 989.782)

= -0.527 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.841 / (sin 75.000) = 12.258 m

수직력 = 989.782 x 12.258 = 12133.087 kN

수평력 = -56.58 x 12.258 = -693.576 kN

모멘트 = 12133.087 x -0.527 = -6395.256 kN.m

4) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	8.000	5.200	
2 열	1.950	8.000	15.600	
3 열	3.250	8.000	26.000	
4 열	4.550	8.000	36.400	
계		32.000	83.200	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	19671.832	18263.145	19671.832	12133.087	
수평력(H)	-3888.475	3232.776	-3888.475	-693.576	
모멘트(M)	-16306.217	10008.011	-16306.217	-6395.256	

주) 도심작용Moment(M) = 연직력(V) x (기초 중앙에서 도심까지의 거리 - M/V)

5) 기초의 단면설계

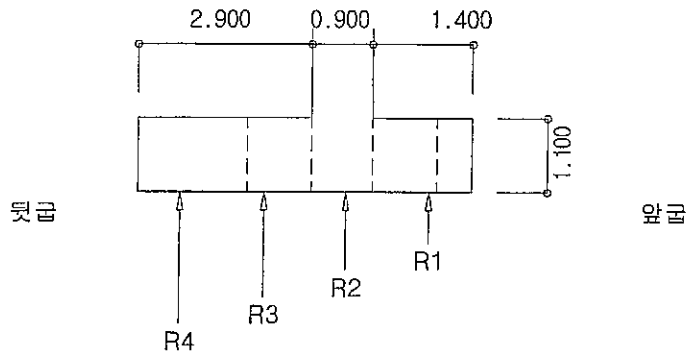
Pile 반력집계 (본당)					
구 분		Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
계수하중	COMBO 1	144.373	457.954	810.780	1202.850
	COMBO 2	963.970	666.954	439.641	177.477
		0.000	0.000	0.000	0.000
		0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	144.373	457.954	810.780	1202.850
	COMBO 4	194.680	317.666	443.053	570.840
사용하중	COMBO 1	482.190	409.563	391.453	346.085
	COMBO 2	482.190	409.563	391.453	346.085
	COMBO 4	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	115.592	314.422	533.585	773.080

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 4)은 고려하지 않는다.

R1 = Ru1 x 8본 / 12.263m (KN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.263m (KN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.263m (KN/m)
R4 = Ru4 x 8본 / 12.263m (KN/m)

구 분		R1	R2	R3	R4
계수하중	COMBO 1	94.188	298.767	528.949	784.734
	COMBO 2	628.890	435.118	286.820	115.785
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	94.188	298.767	528.949	784.734
	COMBO 4	127.009	207.244	289.046	372.414
사용하중	COMBO 1	314.578	267.197	255.382	225.784
	COMBO 2	314.578	267.197	255.382	225.784
	COMBO 4	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	75.412	205.128	348.108	504.354

① 평상시(축력 최대) : COMBO 1



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3
= 35.035 kN.m/m

Mcs = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.0
= 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 9.419 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 70.641 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 235.934 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 :2.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 9.419 - 16.088 = -6.669 kN/m

Mu = Mq - Mc = 70.641 - 35.04 = 35.606 kN.m/m

Ms = Mqs - Ms = 235.934 - 26.950 = 208.984 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3
= 150.329 kN.m/m

Mcs = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.0
= 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 6.900 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)
x 1.5 = 605.412 kN/m

Mp = (2.900 x 6.900 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5
= 877.847 kN.m/m

Mps = (2.900 x 6.900 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.0
= 585.232 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 2.900 x 2.15 = 62.350 kN/m

Ml = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 2.15 = 90.408 kN.m/m

Mls = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.00 = 42.050 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 1313.683 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 2268.153 kN.m/m

Mqs = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 750.628 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

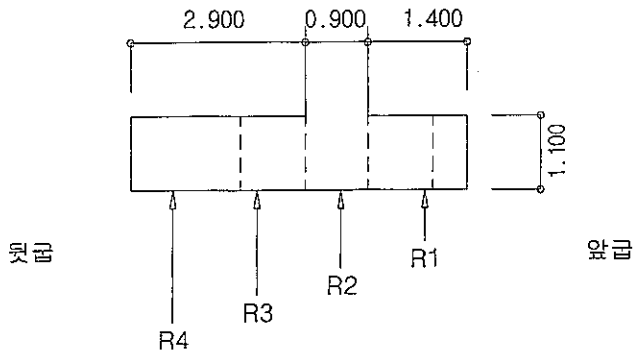
- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq
= 103.675 + 605.412 + 62.350 - 1313.683 = -542.246 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq
= 150.329 + 877.847 + 90.408 - 2268.153 = -1149.569 kN/m

Ms = Mcs + Mps + Mls - Mqs
= 115.638 + 585.232 + 42.050 - 750.628 = -7.708 kN/m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 2



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3
= 35.035 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 62.889 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 471.667 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 235.934 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.5.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 62.889 - 16.088 = 46.801 kN/m

Mu = Mq - Mc = 471.667 - 35.04 = 436.632 kN.m/m

Ms = Mqs - Mcs = 235.934 - 26.950 = 208.984 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3
= 150.329 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 6.900 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)
x 1.5 = 605.412 kN/m

Mp = (2.900 x 6.900 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5
= 877.847 kN.m/m

Mps = (COMBO 1 과 동일) = 585.232 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 2.900 x 1.30 = 37.700 kN/m

Ml = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.30 = 54.665 kN.m/m

Mls = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.00 = 42.050 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 402.605 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 532.995 kN.m/m

Mqs = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 750.628 kN.m/m
+ R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

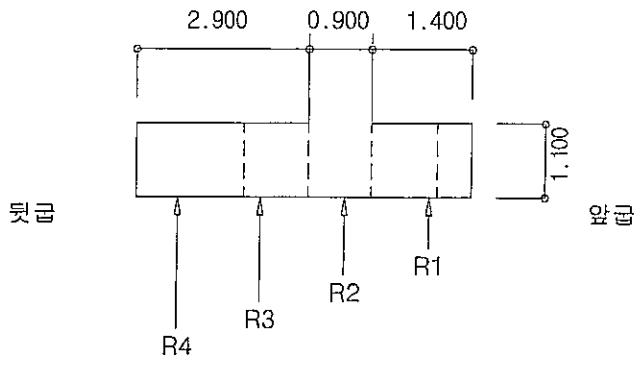
- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq
= 103.675 + 605.412 + 37.700 - 402.605 = 344.182 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq
= 150.329 + 877.847 + 54.665 - 532.995 = 549.846 kN/m

Ms = Mcs + Mps + Mls - Mqs
= 115.638 + 585.232 + 42.050 - 750.628 = -7.708 kN/m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3

= 35.035 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 9.419 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 70.641 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 56.559 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 9.419 - 16.088 = -6.669 kN/m

Mu = Mq - Mc = 70.641 - 35.04 = 35.606 kN.m/m

Ms = Mqs - Mcs = 56.559 - 26.95 = 29.609 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3

= 150.329 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 6.900 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)

x 1.5 = 605.412 kN/m

Mp = (2.900 x 6.900 x 20.000 x 2.900 / 2 +

2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5

= 877.847 kN.m/m

Mps = (COMBO 1 과 동일) = 585.232 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 2.900 x 2.15 = 62.350 kN/m

Ml = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 2.15 = 90.408 kN.m/m

Mls = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.00 = 42.050 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 1313.683 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 2268.153 kN.m/m

+ R1 x 0.000

Mqs = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 1465.499 kN.m/m

+ R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

= 103.675 + 605.412 + 62.350 - 1313.683 = -542.246 kN/m

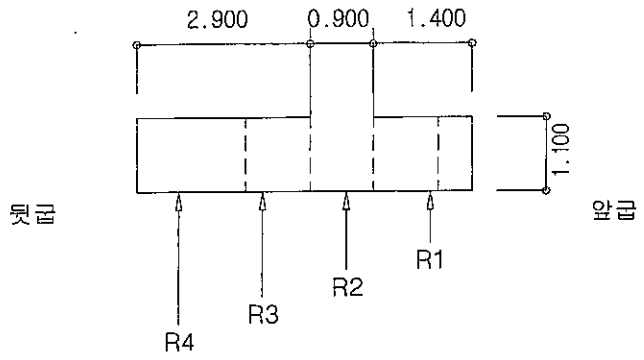
Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 150.329 + 877.847 + 90.408 - 2268.153 = -1149.569 kN/m

Ms = Mcs + Mps + Mls - Mqs

= 115.638 + 585.232 + 42.050 - 1465.499 = -722.580 kN/m

④ 지진시 : COMBO 4



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.0 = 12.375 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.0
= 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 12.701 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 95.256 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 12.701 - 12.375 = 0.326 kN/m

Mu = Mq - Mc = 95.256 - 26.950 = 68.306 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.0 = 79.750 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.0
= 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 6.900 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)
x 1.0 = 403.608 kN/m

Mp = (2.900 x 6.900 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.0
= 585.232 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 661.459 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 1112.524 kN.m/m
+ R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp - Vq
= 79.750 + 403.608 - 661.459 = -178.101 kN/m

Mu = Mc + Mp - Mq
= 115.638 + 585.232 - 1112.524 = -411.655 kN/m

⑤ 기초설계 부재력 SUMMARY

- 단위m당

구 분			계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
평상시	축력최대	앞 굽	35.606	-6.669	208.984	
		뒷 굽	-1149.569	-542.246	-7.708	
	부모멘트 최대	앞 굽	436.632	46.801	208.984	
		뒷 굽	549.846	344.182	-7.708	
	정모멘트 최대	앞 굽	35.606	-6.669	29.609	
		뒷 굽	-1149.569	-542.246	-722.580	
지진시		앞 굽	68.306	0.326	68.306	
		뒷 굽	-411.655	-178.101	-411.655	

구 분		계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
앞굽 적용 부재력	상면인장	-	6.669	-	
	하면인장	436.632	46.801	208.984	
뒷굽 적용 부재력	상면인장	549.846	344.182	-	
	하면인장	1149.569	542.246	722.580	

3) 철근량 계산

① (앞굽) - 하면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	950.0	150.0	436.6	46.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.00 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02405

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1368.995 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 3.754]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (950 - a/2) = 1581.706 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

≥ Mu (= 436.632 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.623]

* 전단에 대한 검토 (d = 950.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 950.00 = 658.179 kN

≥ Vu (= 46.801 kN) , 전단보강 불필요.

② (뒷굽) - 상면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	1000.0	100.0	549.8	344.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.00 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 63.500) / 63.500 = 0.04424

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1640.652 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 1.888]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00310

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (1000 - a/2) = 1024.497 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

≥ Mu (= 549.846 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.863]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 692.820 kN

≥ Vu (= 344.182 kN) , 전단보강 불필요.

③ (뒷굽) - 하면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	950.0	150.0	1149.6	542.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.00 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02405

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3683.503\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.395]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (950 - a/2) = 1581.706 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

≥ Mu (= 1149.569 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.376]

* 전단에 대한 검토 (d = 950.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 950.00 = 658.179 kN

≥ Vu (= 542.246 kN) , 전단보강 불필요.

4) 사용성 검토

① (앞굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 208.984 x 1000000 / [5139.200 x (950.000 - 227.930/3)]

= 46.526 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x5139.200)]

= 227.930 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29.00/2 = 135.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 46.53) - 2.5 x 135.50 = 1353.86 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 46.53) = 1354.09 mm

Sa는 작은 값인 1353.86 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 1353.86 mm) ∴ O.K

② (뒷굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 722.580 x 1000000 / [5139.200 x (950.000 - 227.930/3)]

= 160.867 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x5139.200)]

= 227.930 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29.00/2 = 135.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 160.87) - 2.5 x 135.50 = 150.78 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 160.87) = 391.63 mm

Sa는 작은 값인 150.78 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 150.78 mm) ∴ O.K

5) 배력철근 검토

① 앞굽

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300

인장부 : H16 @ 150 = 1986.000 ㎟

∑ = 1986.000 ㎟

- 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요철근량 : 0.0015 x 1100.0 x 1000.0 = 1650.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

② 뒷굽

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 150

인장부 : H16 @ 300 = 1986.000 ㎟

∑ = 1986.000 ㎟

- 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

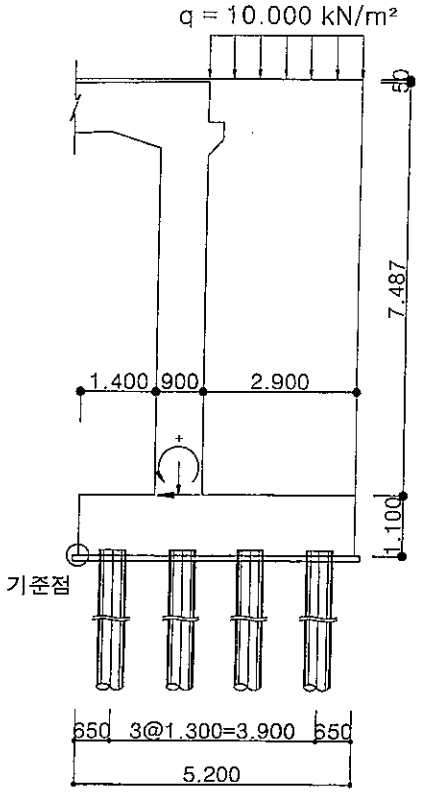
필요철근량 : 0.0015 x 1100.0 x 1000.0 = 1650.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

13. 기 초 설 계

13.2 종점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.100 x 25.000 x 1.30
= 185.900 kN/m

배면토사 = 2.900 x 7.500 x 20.000 x 1.50
= 652.489 kN/m

포 장 = 2.900 x 0.050 x 23.500 x 1.50
= 5.111 kN/m

노면활하중 = 2.900 x 10.000 x 2.15
= 62.350 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평상시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	770.327	676.816	770.327	456.878	
수평력(H)	-298.073	310.613	-298.073	-72.523	
모멘트(M)	-808.794	761.030	-808.794	-324.735	
Combo	UL03	UL12	UL03	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
노면 활하중	62.350		3.750		233.812		
기 초 자 중	185.900		2.600		483.340		
포 장	5.111		3.750		19.167		
배 면 토 사	652.489		3.750		2446.834		
소 계	905.850				3183.153		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	143.000	0.231	33.033	2.600	0.550	371.800	18.168	
포 장	3.407			3.750		12.778		
배 면 토 사	434.993			3.750		1631.222		
소 계	581.400		33.033			2015.801	18.168	

3) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	770.327		1.850		1425.105		
	수평력		-298.073		1.100	327.881		
	모멘트					808.794		
기 타 하 중		905.850				3183.153		
총 계		1676.177	-298.073			5744.934		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5744.934 / 1676.177)

= -0.827 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.840 / (sin 75.905) = 12.207 m

수직력 = 1676.177 x 12.207 = 20461.919 kN

수평력 = -298.073 x 12.207 = -3638.729 kN

모멘트 = 20461.919 x -0.827 = -16930.235 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	676.816		1.850		1252.110		
	수평력		310.613		1.100		341.674	
	모멘트						761.030	
기 타 하 중		881.200				3090.716		
총 계		1558.017	310.613			4342.826	1102.705	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3240.122 / 1558.017)

= 0.520 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.840 / (sin 75.905) = 12.207 m

수직력 = 1558.017 x 12.207 = 19019.473 kN

수평력 = 310.613 x 12.207 = 3791.805 kN

모멘트 = 19019.473 x 0.520 = 9896.875 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	770.327		1.850		1425.105		
	수평력		-298.073		1.100	327.881		
	모멘트					808.794		
기 타 하 중		905.850				3183.153		
총 계		1676.177	-298.073			5744.934		

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5744.934 / 1676.177)

= -0.827 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.840 / (sin 75.905) = 12.207 m

수직력 = 1676.177 x 12.207 = 20461.919 kN

수평력 = -298.073 x 12.207 = -3638.729 kN

모멘트 = 20461.919 x -0.827 = -16930.235 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	456.878		1.850		845.224		
	수평력		-72.523		0.550	39.887		
	모멘트					324.735		
기 타 하 중		581.400	33.033			2015.801	18.168	
총 계		1038.278	-39.490			3225.647	18.168	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3207.479 / 1038.278)

= -0.489 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.840 / (sin 75.905) = 12.207 m

수직력 = 1038.278 x 12.207 = 12674.770 kN

수평력 = -39.49 x 12.207 = -482.069 kN

모멘트 = 12674.77 x -0.489 = -6200.865 kN.m

4) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	8.000	5.200	
2 열	1.950	8.000	15.600	
3 열	3.250	8.000	26.000	
4 열	4.550	8.000	36.400	
계		32.000	83.200	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	20461.919	19019.473	20461.919	12674.770	
수평력(H)	-3638.729	3791.805	-3638.729	-482.069	
모멘트(M)	-16930.235	9896.875	-16930.235	-6200.865	

주) 도심작용Moment(M) = 연직력(V) x (기초 중앙에서 도심까지의 거리 - M/V)

5) 기초의 단면설계

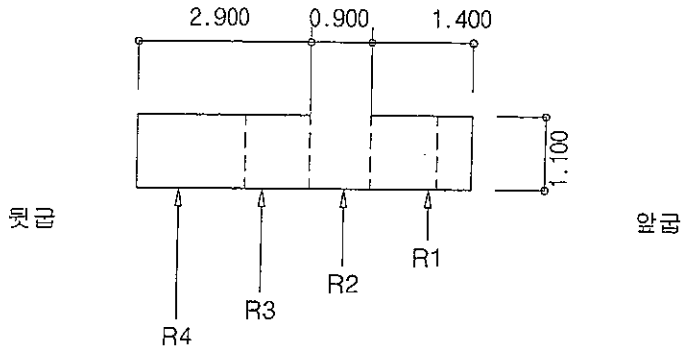
Pile 반력집계 (본당)					
구 분		Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
계수하중	COMBO 1	151.063	476.644	837.629	1234.017
	COMBO 2	1005.377	689.521	457.352	183.340
		0.000	0.000	0.000	0.000
		0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	151.063	476.644	837.629	1234.017
	COMBO 4	217.215	336.463	455.966	575.725
사용하중	COMBO 1	135.429	332.334	547.613	781.266
	COMBO 2	673.989	489.656	349.320	186.986
	COMBO 4	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	135.429	332.334	547.613	781.266

註) 사용성 검도에서 지진시 조합(COMBO 4)은 고려하지 않는다.

R1 = Ru1 x 8본 / 12.203m (KN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 12.203m (KN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 12.203m (KN/m)
R4 = Ru4 x 8본 / 12.203m (KN/m)

구 분		R1	R2	R3	R4
계수하중	COMBO 1	99.031	312.469	549.116	808.972
	COMBO 2	659.084	452.022	299.822	120.190
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	99.031	312.469	549.116	808.972
	COMBO 4	142.398	220.571	298.913	377.422
사용하중	COMBO 1	88.782	217.864	358.992	512.166
	COMBO 2	441.840	320.999	229.000	122.580
	COMBO 4	0.000	0.000	0.000	0.000
	COMBO 3	88.782	217.864	358.992	512.166

① 평상시(축력 최대) : COMBO 1



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3
= 35.035 kN.m/m

Mcs = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.0
= 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 9.903 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 74.273 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 66.586 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 9.903 - 16.088 = -6.184 kN/m

Mu = Mq - Mc = 74.273 - 35.04 = 39.238 kN.m/m

Ms = Mqs - Ms = 66.586 - 26.950 = 39.636 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3
= 150.329 kN.m/m

Mcs = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.0
= 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 7.500 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)
x 1.5
= 657.612 kN/m

Mp = (2.900 x 7.500 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5
= 953.537 kN.m/m

Mps = (2.900 x 7.500 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.0
= 635.692 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 2.900 x 2.15 = 62.350 kN/m

Ml = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 2.15 = 90.408 kN.m/m

Mls = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.00 = 42.050 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 1358.087 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 2341.846 kN.m/m

Mqs = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 1493.417 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

= 103.675 + 657.612 + 62.350 - 1358.087 = -534.450 kN/m

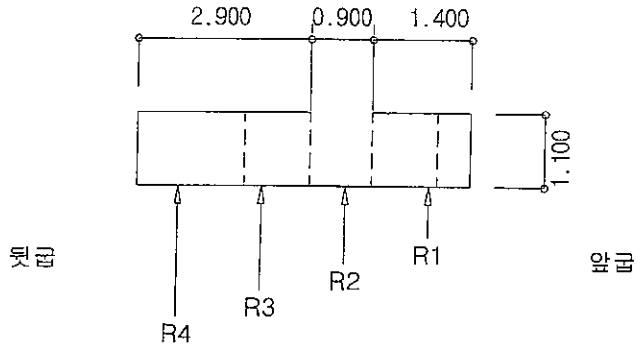
Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 150.329 + 953.537 + 90.408 - 2341.846 = -1147.572 kN/m

Ms = Mcs + Mps + Mls - Mqs

= 115.638 + 635.692 + 42.050 - 1493.417 = -700.038 kN/m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 2



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3

= 35.035 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 65.908 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 494.313 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 331.380 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 65.908 - 16.088 = 49.821 kN/m

Mu = Mq - Mc = 494.313 - 35.04 = 459.278 kN.m/m

Ms = Mqs - Mcs = 331.380 - 26.950 = 304.430 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3

= 150.329 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 7.500 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)

x 1.5 = 657.612 kN/m

Mp = (2.900 x 7.500 x 20.000 x 2.900 / 2 +

2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5

= 953.537 kN.m/m

Mps = (COMBO 1 과 동일) = 635.692 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 2.900 x 1.30 = 37.700 kN/m

Ml = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.30 = 54.665 kN.m/m

Mls = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.00 = 42.050 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 420.012 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000
+ R1 x 0.000 = 555.259 kN.m/m

Mqs = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 493.356 kN.m/m
+ R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

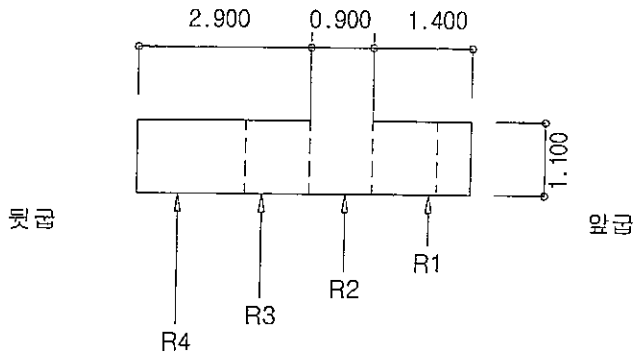
- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq
= 103.675 + 657.612 + 37.700 - 420.012 = 378.975 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq
= 150.329 + 953.537 + 54.665 - 555.259 = 603.273 kN/m

Ms = Mcs + Mps + Mls - Mqs
= 115.638 + 635.692 + 42.050 - 493.356 = 300.023 kN/m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 16.088 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.3
= 35.035 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 9.903 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 74.273 kN.m/m

Mqs = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 66.586 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 9.903 - 16.088 = -6.184 kN/m

Mu = Mq - Mc = 74.273 - 35.04 = 39.238 kN.m/m

Ms = Mqs - Mcs = 66.586 - 26.95 = 39.636 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.3 = 103.675 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.3
= 150.329 kN.m/m

Mcs = (COMBO 1 과 동일) = 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 7.500 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)
x 1.5 = 657.612 kN/m

Mp = (2.900 x 7.500 x 20.000 x 2.900 / 2 +
2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.5
= 953.537 kN.m/m

Mps = (COMBO 1 과 동일) = 635.692 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 2.900 x 2.15 = 62.350 kN/m

Ml = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 2.15 = 90.408 kN.m/m

Mls = 10.000 x 2.900 x 2.900 / 2 x 1.00 = 42.050 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 1358.087 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 2341.846 kN.m/m

+ R1 x 0.000

Mqs = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 1493.417 kN.m/m

+ R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

= 103.675 + 657.612 + 62.350 - 1358.087 = -534.450 kN/m

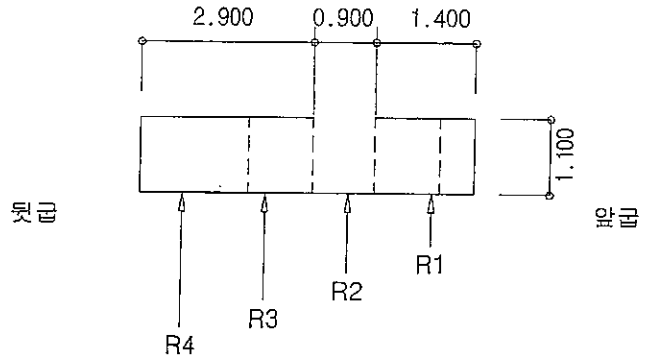
Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 150.329 + 953.537 + 90.408 - 2341.846 = -1147.572 kN/m

Ms = Mcs + Mps + Mls - Mqs

= 115.638 + 635.692 + 42.050 - 1493.417 = -700.038 kN/m

④ 지진시 : COMBO 4



㉮ 앞굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.400 - 0.950)x 1.100 x 25.000 x 1.0 = 12.375 kN/m

Mc = 1.400 x 1.100 x 25.000 x 1.400 / 2 x 1.0

= 26.950 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R1 x 0.100 + R2 x 0.000 = 14.240 kN/m

Mq = R1 x 0.750 + R2 x 0.000 = 106.798 kN.m/m

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 14.240 - 12.375 = 1.865 kN/m

Mu = Mq - Mc = 106.798 - 26.950 = 79.848 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (2.900 - 0.000)x 1.100 x 25.000 x 1.0 = 79.750 kN/m

Mc = 2.900 x 1.100 x 25.000 x 2.900 / 2 x 1.0

= 115.638 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = (2.900 x 7.500 x 20.000 + 2.900 x 3.408 / 2.900)

x 1.0 = 438.408 kN/m

Mp = (2.900 x 7.500 x 20.000 x 2.900 / 2 +

2.900 x 3.408 / 2.900 x 2.900 / 2) x 1.0

= 635.692 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = R4 x 1.000 + R3 x 1.000 + R2 x 0.000 = 676.334 kN/m

Mq = R4 x 2.250 + R3 x 0.950 + R2 x 0.000 = 1133.166 kN.m/m

+ R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp - Vq

= 79.750 + 438.408 - 676.334 = -158.176 kN/m

Mu = Mc + Mp - Mq

= 115.638 + 635.692 - 1133.166 = -381.837 kN/m

⑤ 기초설계 부재력 SUMMARY

- 단위m당

구 분			계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
평상시	축력최대	앞 굽	39.238	-6.184	39.636	
		뒷 굽	-1147.572	-534.450	-700.038	
	부모멘트 최대	앞 굽	459.278	49.821	304.430	
		뒷 굽	603.273	378.975	300.023	
	정모멘트 최대	앞 굽	39.238	-6.184	39.636	
		뒷 굽	-1147.572	-534.450	-700.038	
지진시		앞 굽	79.848	1.865	79.848	
		뒷 굽	-381.837	-158.176	-381.837	

구 분		계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
앞굽 적용 부재력	상면인장	-	6.184	-	
	하면인장	459.278	49.821	304.430	
뒷굽 적용 부재력	상면인장	603.273	378.975	300.023	
	하면인장	1147.572	534.450	700.038	

3) 철근량 계산

① (앞굽) - 하면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	950.0	150.0	459.3	49.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.00 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02405

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1440.961 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 3.567]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (950 - a/2) = 1581.706 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

≥ Mu (= 459.278 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.444]

* 전단에 대한 검토 (d = 950.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 950.00 = 658.179 kN

≥ Vu (= 49.821 kN) , 전단보강 불필요.

② (뒷굽) - 상면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	1000.0	100.0	603.3	379.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.00 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 63.500) / 63.500 = 0.04424

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1802.649 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 1.718]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00310

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (1000 - a/2) = 1024.497 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

≥ Mu (= 603.273 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.698]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 692.820 kN

≥ Vu (= 378.975 kN) , 전단보강 불필요.

③ (뒷굽) - 하면인장

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	950.0	150.0	1147.6	534.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.00 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02405

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3676.871 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.398]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.71 x Pb = 0.71 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse, As ,≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (950 - a/2) = 1581.706 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

≥ Mu (= 1147.572 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.378]

* 전단에 대한 검토 (d = 950.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 950.00 = 658.179 kN

≥ Vu (= 534.450 kN) , 전단보강 불필요.

4) 사용성 검토

① (앞굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 304.430 x 1000000 / [5139.200 x (950.000 - 227.930/3)]
= 67.775 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x5139.200)]
= 227.930 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29.00/2 = 135.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 67.77) - 2.5 x 135.50 = 823.19 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 67.77) = 929.55 mm
Sa는 작은 값인 823.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 823.19 mm) ∴ O.K

② (뒷굽) - 상면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 300.023 x 1000000 / [3096.800 x (1000.000 - 187.667/3)]
= 103.347 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x3096.800)]
= 187.667 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22.00/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.35) - 2.5 x 89.00 = 539.50 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.35) = 609.60 mm
Sa는 작은 값인 539.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 539.50 mm) ∴ O.K

③ (뒷굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 700.038 x 1000000 / [5139.200 x (950.000 - 227.930/3)]

= 155.849 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x5139.200)]

= 227.930 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29.00/2 = 135.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 155.85) - 2.5 x 135.50 = 166.55 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 155.85) = 404.24 mm

Sa는 작은 값인 166.55 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 166.55 mm) ∴ O.K

5) 배력철근 검토

① 앞굽

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300

인장부 : H16 @ 150 = 1986.000 ㎟

∑ = 1986.000 ㎟

- 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요철근량 : 0.0015 x 1100.0 x 1000.0 = 1650.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

② 뒷굽

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 150

인장부 : H16 @ 300 = 1986.000 ㎟

∑ = 1986.000 ㎟

- 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요철근량 : 0.0015 x 1100.0 x 1000.0 = 1650.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	295.788	804.455	272.214	617.056	220.688
전단력(kN)	127.758	332.095	171.291	286.116	142.519

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	173.993	473.209	160.126	362.974	129.817
전단력(kN)	75.152	195.350	100.759	168.303	83.835

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	295.8	127.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01035

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2498.257 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.623]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01096

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (370.00 - a/2) = 461.256 kN.m

≥ Mu (= 295.788 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.559]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 370.00 = 256.344 kN

≥ Vu (= 127.758 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	570.0	80.0	804.5	332.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01323

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4454.297 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.154]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00902

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (570.00 - a/2) = 917.721 kN.m

≥ Mu (= 804.455 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.141]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 570.00 = 394.908 kN

≥ Vu (= 332.095 kN) , 전단보강 불필요.

③ A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	220.7	142.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00753

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1833.454 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 - 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.803]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01389

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (370.00 - a/2) = 568.255 kN.m

≥ Mu (= 220.688 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.575]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 370.00 = 256.344 kN

≥ Vu (= 142.519 kN) , 전단보강 불필요.

④ B(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	570.0	80.0	272.2	171.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01757

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1436.147 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.823]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00711

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (570.00 - a/2) = 736.901 kN.m

≥ Mu (= 272.214 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.707]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 570.00 = 394.908 kN

≥ Vu (= 171.291 kN) , 전단보강 불필요.

⑤ C(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	570.0	80.0	617.1	286.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01757

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3356.199 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.208]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00711

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (570.00 - a/2) = 736.901 kN.m

≥ Mu (= 617.056 kN.m) ∴ O.K [안전율 1.194]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 570.00 = 394.908 kN

≥ Vu (= 286.116 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 173.993 x 1000000 / [4053.600 x (370.000 - 119.283/3)]
= 129.976 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x4053.600)]
= 119.283 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.98) - 2.5 x 67.50 = 437.13 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 129.98) = 484.71 mm
Sa는 작은 값인 437.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 437.13 mm) ∴ O.K

② A(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 473.209 x 1000000 / [5139.200 x (570.000 - 169.707/3)]
= 179.339 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x5139.200)]
= 169.707 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 179.34) - 2.5 x 65.50 = 275.36 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 179.34) = 351.29 mm
Sa는 작은 값인 275.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 275.36 mm) ∴ O.K

③ A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 129.817 x 1000000 / [5139.200 x (370.000 - 131.104/3)]

= 77.414 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x5139.200)]

= 131.104 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.41) - 2.5 x 65.50 = 853.51 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 77.41) = 813.81 mm

Sa는 작은 값인 813.81 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 813.81 mm) ∴ O.K

④ B(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 160.126 x 1000000 / [4053.600 x (570.000 - 153.704/3)]

= 76.146 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x4053.600)]

= 153.704 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 76.15) - 2.5 x 67.50 = 865.44 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 76.15) = 827.35 mm

Sa는 작은 값인 827.35 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 827.35 mm) ∴ O.K

⑤ C(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 362.974 x 1000000 / [4053.600 x (570.000 - 153.704/3)]

= 172.609 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x4053.600)]

= 153.704 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 172.61) - 2.5 x 67.50 = 287.48 mm

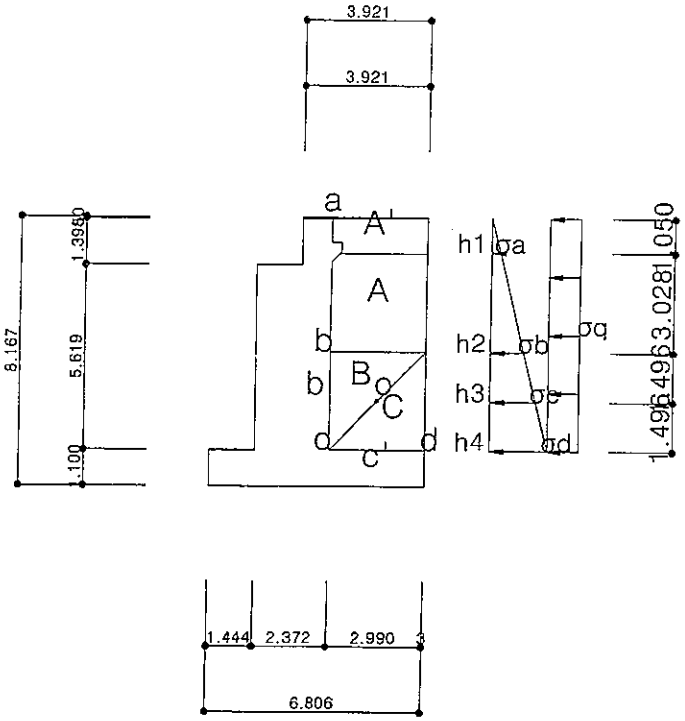
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 172.61) = 364.99 mm

Sa는 작은 값인 287.48 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 287.48 mm) ∴ O.K

14.2 종점부 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

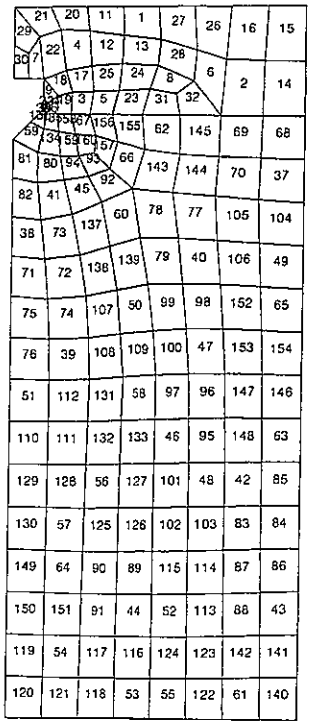


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	170.448	130.629	177.819	127.799
전단력(kN)	0.000	141.701	143.091	166.626	85.002

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	100.264	76.841	104.599	75.176
전단력(kN)	0.000	83.354	84.171	98.015	50.001

(2) 철근량 검토

① A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	170.4	141.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 32.578) / 32.578 = 0.03568

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1224.737 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.297]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (420.00 - a/2) = 219.401 kN.m

≥ Mu (= 170.448 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.287]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 141.701 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	127.8	85.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 32.578) / 32.578 = 0.03107

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1041.432 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.526]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00429

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (370.00 - a/2) = 192.392 kN.m

≥ Mu (= 127.799 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.505]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 370.00 = 256.344 kN

≥ Vu (= 85.002 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=500 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	130.6	143.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 ㎜, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 32.578) / 32.578 = 0.03568

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 932.828 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.703]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 ㎜

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (420.00 - a/2) = 219.401 kN.m

≥ Mu (= 130.629 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.680]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 143.091 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	177.8	166.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 32.578) / 32.578 = 0.03568

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1279.184 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.242]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (420.00 - a/2) = 219.401 kN.m

≥ Mu (= 177.819 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.234]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 166.626 kN), 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 100.264 x 1000000 / [1588.800 x (420.000 - 86.171/3)]
= 161.284 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1588.800)]
= 86.171 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 161.28) - 2.5 x 72.00 = 308.27 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 161.28) = 390.62 ㎜

Sa는 작은 값인 308.27 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 308.27 ㎜) ∴ O.K

② A변화부(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 75.176 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]
= 137.851 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x1588.800)]
= 80.277 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 137.85) - 2.5 x 72.00 = 391.27 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 137.85) = 457.02 ㎜

Sa는 작은 값인 391.27 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 391.27 ㎜) ∴ O.K

③ B(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.841 x 1000000 / [1588.800 x (420.000 - 86.171/3)]

= 123.606 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1588.800)]

= 86.171 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.61) - 2.5 x 72.00 = 457.11 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 123.61) = 509.68 ㎜

Sa는 작은 값인 457.11 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 457.11 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 104.599 x 1000000 / [1588.800 x (420.000 - 86.171/3)]

= 168.258 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1588.800)]

= 86.171 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 168.26) - 2.5 x 72.00 = 288.03 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 168.26) = 374.42 ㎜

Sa는 작은 값인 288.03 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 288.03 ㎜) ∴ O.K

15. 접속슬래브 설계

15.1 접속슬래브 설계(시점부)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

㉮ 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

LP = 0.7 x 13.048 = 9.134 m

㉯ 등분포 고정하중

W1 = 23.500 x (-0.050+0.050 = 0.000 kN/m ; 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

Wd = 0.000 + 12.500 = 12.500 kN/m

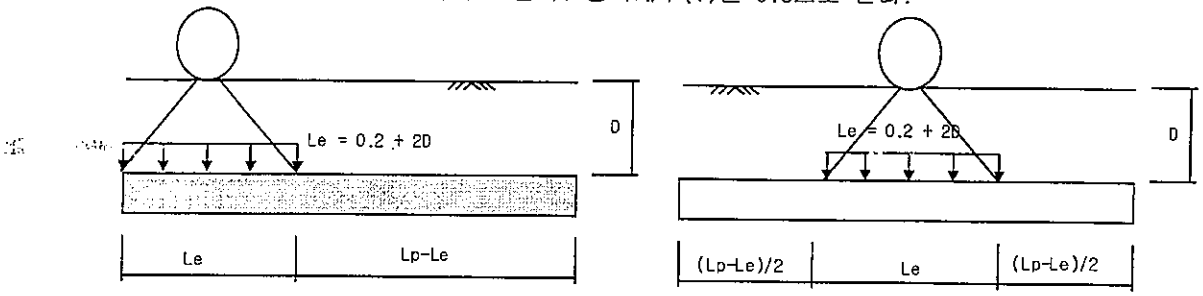
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 9.134 / 2 = 57.085 kN

Md = 12.500 x 9.134^2 / 8 = 130.348 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / {3 x (0.2 + 2D)}

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / {3 x (0.2 + 2 x 0.000)}

= 416.000 kN/m^2

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2) / (2 x 9.134)

= 82.289 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 9.134/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 187.899 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 57.085 + 2.15 x 82.289

= 251.132 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 130.348 + 2.15 x 187.899

= 573.435 kN.m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	573.4	251.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4697.103 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.353]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01588

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (400.00 - a/2) = 744.480 kN.m

≥ Mu (= 573.435 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.298]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 251.132 kN) , 전단보강 불필요.

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 318.247 x 1000000 / [6353.600 x (400.000 - 149.324/3)]
= 143.020 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x6353.600)]
= 149.324 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 143.02) - 2.5 x 84.00 = 340.62 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 143.02) = 440.50 mm
Sa는 작은 값인 340.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 340.62 mm) ∴ O.K

4) 받침부 설계

① 작용하중 산정

㉮ 접속슬래브에서 전달되는 고정하중
Vd = 12.500 x 9.134/2 = 57.085 kN
㉯ 활하중(DB-24) : 82.29 kN
㉰ Vu = 1.300 x 57.085 + 2.150 x 82.289 = 251.132 kN

* 설계에서 모든 단면력에 대한 강도감소계수는 전단강도에 대한 강도감소계수로 취하여야한다.
[콘크리트 구조설계기준 해설, P183]

② 내민받침에 대한 전단설계

* 단면제원 및 설계조건

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.85, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
1000.000	600.000	520.000	80.000	300.000	251.132

a = 150.000 mm, d = 520.000 mm
a / d (= 0.288) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2
지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 300.000 mm ≥ 0.5 x 520.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 251.132 kN
Nuc = 0.20 x 251.132 = 50.226 kN
Mu = Vu x a + Nuc x (h - d)
= 251.132 x 0.150 + 50.226 x (0.600 - 0.520)
= 41.688 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$\le 0.2 \times 27 \times 1000.000 \times 520.000 = 2808.000$ kN

$\le 5.6 \times 1000.000 \times 520.000 = 2912.000$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.80 \times 2808.000 = 2246.400$ kN $\ge$ Vu (=251.132 kN) ∴ O.K

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0 \text{ : 일체로 친 보통 콘크리트})$$

$= 251132.017 / (0.80 \times 400 \times 1.4)$

$= 560.563$ mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$M_u = 251.132 \times 0.150 + 50.226 \times (0.600 - 0.520) = 41.688$ kN.m

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times B}$$

$M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2)$ → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

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

$= 236.790$ mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$N_{uc} = 0.20 \times 251.132 = 50.226$ kN

$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 156.958$ mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 530.666 mm²

$A_{s(min)} = 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d$

$= 0.04 \times (27 / 400) \times 1000.000 \times 520.000$

$= 1404.000$ mm²

Use As = 1548.400 mm² (철근도심 80.00 mm)

1단 : H22- 4.0EA , d1 = 80.00 mm

Use As ≥ 530.666 mm² , 1404.000 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (530.666 - 156.958)$

$= 186.854$ mm²

사용철근량 (1단) : H16 - 1.0 EA = 198.600 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 520.00 = 346.67 mm구간에 2.0 단 설치

▶ 사용철근량(2.0단) : H16 - 2.00 EA = 397.200 mm² ≥ 186.854 mm² ∴ O.K

15.2 접속슬래브 설계(종점부)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

㉮ 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

LP = 0.7 x 12.786 = 8.950 m

㉯ 등분포 고정하중

W1 = 23.500 x (-0.050+0.050 = 0.000 kN/m ; 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

Wd = 0.000 + 12.500 = 12.500 kN/m

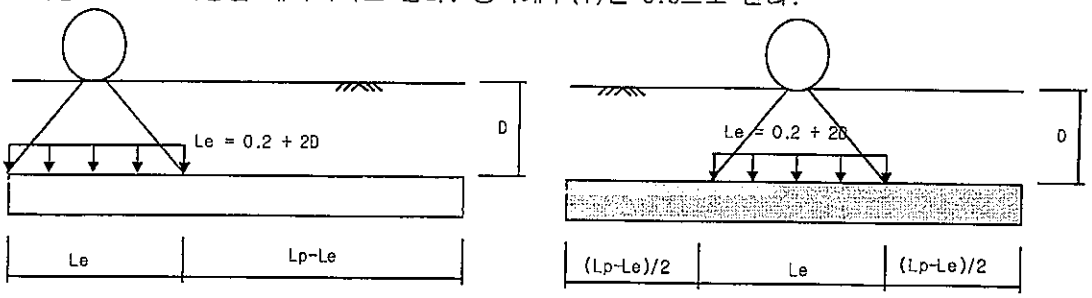
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 8.950 / 2 = 55.937 kN

Md = 12.500 x 8.950^2 / 8 = 125.158 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / {3 x (0.2 + 2D)}

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / {3 x (0.2 + 2 x 0.000)}

= 416.000 kN/m^2

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2) / (2 x 8.950)

= 82.270 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 8.950/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 184.078 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 55.937 + 2.15 x 82.270

= 249.599 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 125.158 + 2.15 x 184.078

= 558.474 kN.m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	558.5	249.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00839

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4559.311 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.127]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01285

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (400.00 - a/2) = 620.675 kN.m

≥ Mu (= 558.474 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.111]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 249.599 kN) , 전단보강 불필요.

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 309.237 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]
= 169.889 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x5139.200)]
= 137.443 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.89) - 2.5 x 85.50 = 249.79 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 169.89) = 370.83 mm
Sa는 작은 값인 249.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 249.79 mm) ∴ O.K

4) 받침부 설계

① 작용하중 산정

㉮ 접속슬래브에서 전달되는 고정하중
Vd = 12.500 x 8.950/2 = 55.937 kN
㉯ 활하중(DB-24) : 82.27 kN
㉰ Vu = 1.300 x 55.937 + 2.150 x 82.270 = 249.599 kN

* 설계에서 모든 단면력에 대한 강도감소계수는 전단강도에 대한 강도감소계수로 취하여야한다.
[콘크리트 구조설계기준 해설, P183]

② 내민받침에 대한 전단설계

* 단면제원 및 설계조건

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.85, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
1000.000	600.000	520.000	80.000	300.000	249.599

a = 150.000 mm, d = 520.000 mm
a / d (= 0.288) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2
지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 300.000 mm ≥ 0.5 x 520.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 249.599 kN
Nuc = 0.20 x 249.599 = 49.920 kN
Mu = Vu x a + Nuc x (h - d)
= 249.599 x 0.150 + 49.920 x (0.600 - 0.520)
= 41.434 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 1000.000 x 520.000 = 2808.000 kN

≤ 5.6 x 1000.000 x 520.000 = 2912.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 2808.000 = 2246.400 kN ≥ Vu (=249.599 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 249599.475 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 557.142 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 249.599 x 0.150 + 49.920 x (0.600 - 0.520) = 41.434 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 235.339 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 249.599 = 49.920 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 156.000 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 527.427 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 1000.000 x 520.000

= 1404.000 mm²

Use As = 1548.400 mm² (철근도심 80.00 mm)

1단 : H22- 4.0EA , d1 = 80.00 mm

Use As ≥ 527.427 mm² , 1404.000 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (527.427 - 156.000)

= 185.714 mm²

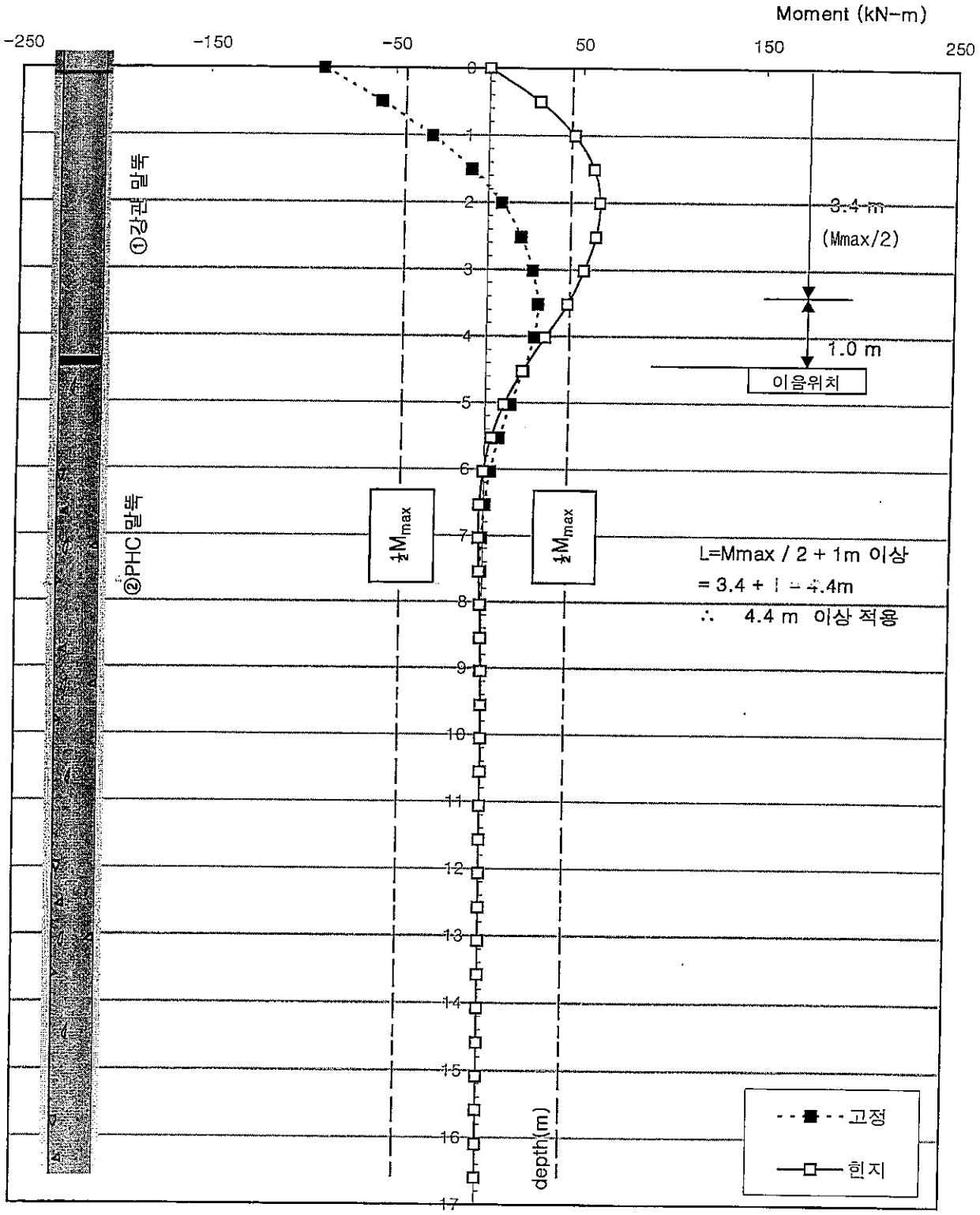
사용철근량 (1단) : H16 - 1.0 EA = 198.600 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 520.00 = 346.67 mm구간에 2.0 단 설치

▶ 사용철근량(2.0단) : H16 - 2.00 EA = 397.200 mm² ≥ 185.714 mm² ∴ O.K

16. 시점측 복합 말뚝검토

16.1 시점측 복합 말뚝 이음위치 검토



16.2 시점측 복합 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 복합말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	10	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	10 · N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	16.5 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	12 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	4.4 m	
단면2차모멘트	Is	450975060 mm^4	
탄 성 계 수	Es	210000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	12.1 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

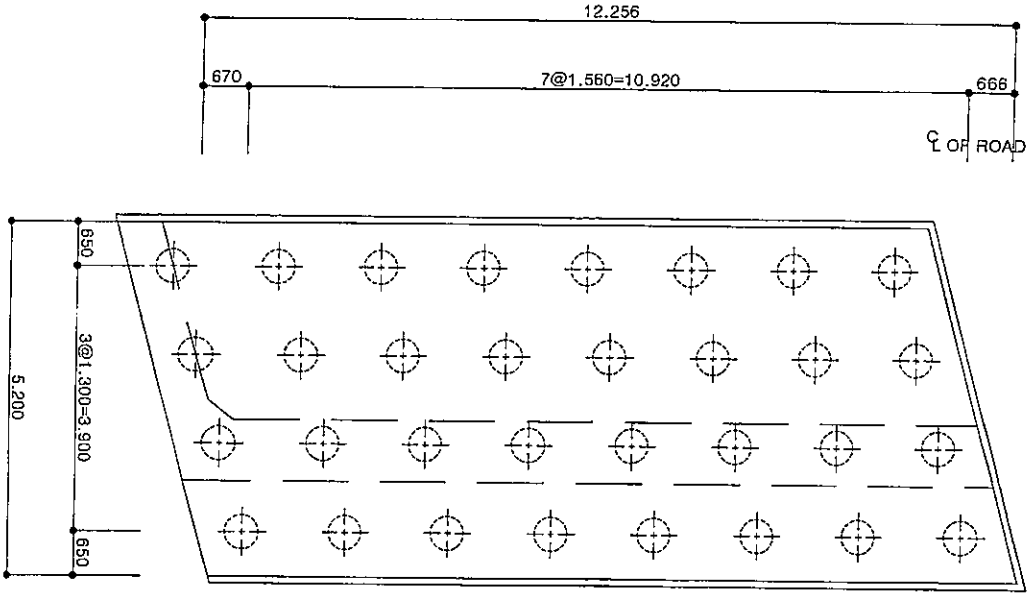
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	13252.392	-2026.491	2359.152	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	13252.392	-2026.491	2359.152	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	13242.805	-2107.753	-10339.191	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	12133.087	-693.576	-6395.256	지진시
계수하중	COMBO 1	19671.832	-3888.475	-16306.217	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	18263.145	3232.776	10008.011	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	19671.832	-3888.475	-16306.217	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	12133.087	-693.576	-6395.256	지진시

3) 말뚝의 배치



* () 안의 치수는 사거리 치수임.

※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용		비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3	m	>	2.5 · D = 1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D = 0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 · (L/D) + 0.53	0.962
Kv	a · A · E / L	227101 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		10 · N	10000		kN/m²
α		-	1	2	
β_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.185	1.077	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_0$	33333	66667	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	11898	25564	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.353	0.428	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	8.829 ≥ 3	7.059 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4 · E · I · β³	16704	29644	kN/m
	K2	2 · E · I · β²	23641	34653	kN/rad
	K3	2 · E · I · β²	23641	34653	kN.m/m
	K4	2 · E · I · β	66916	81016	kN.m/rad
힌지	K1	2 · E · I · β³	8352	14822	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	534522	948624
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-756498	-1108902
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7267222	7267222
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	17493318	17944529
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_v\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	-0.0038351	0.0018236	-0.0000310	-0.0091542	0.0027069	-0.0013280
COMBO 2	-0.0038351	0.0018236	-0.0000310	0.0073047	0.0025131	0.0008880
COMBO 3	-0.0050913	0.0018223	-0.0008112	-0.0091542	0.0027069	-0.0013280
COMBO 4	-0.0012371	0.0016696	-0.0004328	-0.0012371	0.0016696	-0.0004328

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.091 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0038351	0.0017632	-0.0000310	400.415	-63.328	88.590
	2	-0.0038351	0.0018034	-0.0000310	409.563	-63.328	88.590
	3	-0.0038351	0.0018437	-0.0000310	418.711	-63.328	88.590
COMBO 2	1	-0.0038351	0.0017632	-0.0000310	400.415	-63.328	88.590
	2	-0.0038351	0.0018034	-0.0000310	409.563	-63.328	88.590
	3	-0.0038351	0.0018437	-0.0000310	418.711	-63.328	88.590
	4	-0.0038351	0.0018840	-0.0000310	427.860	-63.328	88.590
COMBO 3	1	-0.0050913	0.0002404	-0.0008112	54.596	-65.867	66.079
	2	-0.0050913	0.0012950	-0.0008112	294.090	-65.867	66.079
	3	-0.0050913	0.0023496	-0.0008112	533.585	-65.867	66.079
	4	-0.0050913	0.0034041	-0.0008112	773.080	-65.867	66.079
COMBO 4	1	-0.0012371	0.0008255	-0.0004328	187.478	-21.674	7.803
	2	-0.0012371	0.0013882	-0.0004328	315.265	-21.674	7.803
	3	-0.0012371	0.0019509	-0.0004328	443.053	-21.674	7.803
	4	-0.0012371	0.0025136	-0.0004328	570.840	-21.674	7.803

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0091542	0.0001173	-0.0013280	26.639	-121.515	127.545
	2	-0.0091542	0.0018437	-0.0013280	418.710	-121.515	127.545
	3	-0.0091542	0.0035701	-0.0013280	810.780	-121.515	127.545
	4	-0.0091542	0.0052965	-0.0013280	1202.850	-121.515	127.545
COMBO 2	1	0.0073047	0.0042447	0.0008880	963.970	101.024	-113.267
	2	0.0073047	0.0030903	0.0008880	701.805	101.024	-113.267
	3	0.0073047	0.0019359	0.0008880	439.641	101.024	-113.267
	4	0.0073047	0.0007815	0.0008880	177.477	101.024	-113.267
COMBO 3	1	-0.0091542	0.0001173	-0.0013280	26.639	-121.515	127.545
	2	-0.0091542	0.0018437	-0.0013280	418.710	-121.515	127.545
	3	-0.0091542	0.0035701	-0.0013280	810.780	-121.515	127.545
	4	-0.0091542	0.0052965	-0.0013280	1202.850	-121.515	127.545
COMBO 4	1	-0.0012371	0.0008255	-0.0004328	187.478	-21.674	7.803
	2	-0.0012371	0.0013882	-0.0004328	315.265	-21.674	7.803
	3	-0.0012371	0.0019509	-0.0004328	443.053	-21.674	7.803
	4	-0.0012371	0.0025136	-0.0004328	570.840	-21.674	7.803

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	400.415	-63.328	88.590	8
	2	0.650	0	409.563	-63.328	88.590	8
	3	-0.650	0	418.711	-63.328	88.590	8
	4	-1.950	0	427.860	-63.328	88.590	8
	계			13252.392	-2026.491	2359.152	32
COMBO 2	1	1.950	0	400.415	-63.328	88.590	8
	2	0.650	0	409.563	-63.328	88.590	8
	3	-0.650	0	418.711	-63.328	88.590	8
	4	-1.950	0	427.860	-63.328	88.590	8
	계			13252.392	-2026.491	2359.152	32
COMBO 3	1	1.950	0	54.596	-65.867	66.079	8
	2	0.650	0	294.090	-65.867	66.079	8
	3	-0.650	0	533.585	-65.867	66.079	8
	4	-1.950	0	773.080	-65.867	66.079	8
	계			13242.805	-2107.753	-10339.191	32
COMBO 4	1	1.950	0	187.478	-21.674	7.803	8
	2	0.650	0	315.265	-21.674	7.803	8
	3	-0.650	0	443.053	-21.674	7.803	8
	4	-1.950	0	570.840	-21.674	7.803	8
	계			12133.087	-693.576	-6395.256	32

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	26.639	-121.515	127.545	8
	2	0.650	0	418.710	-121.515	127.545	8
	3	-0.650	0	810.780	-121.515	127.545	8
	4	-1.950	0	1202.850	-121.515	127.545	8
	계			19671.832	-3888.475	-16306.217	32
COMBO 2	1	1.950	0	963.970	101.024	-113.267	8
	2	0.650	0	701.805	101.024	-113.267	8
	3	-0.650	0	439.641	101.024	-113.267	8
	4	-1.950	0	177.477	101.024	-113.267	8
	계			18263.145	3232.776	10008.011	32
COMBO 3	1	1.950	0	26.639	-121.515	127.545	8
	2	0.650	0	418.710	-121.515	127.545	8
	3	-0.650	0	810.780	-121.515	127.545	8
	4	-1.950	0	1202.850	-121.515	127.545	8
	계			19671.832	-3888.475	-16306.217	32
COMBO 4	1	1.950	0	187.478	-21.674	7.803	8
	2	0.650	0	315.265	-21.674	7.803	8
	3	-0.650	0	443.053	-21.674	7.803	8
	4	-1.950	0	570.840	-21.674	7.803	8
	계			12133.087	-693.576	-6395.256	32

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원정에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	267261	474312
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7267222	7267222
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	15352007	15352007
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	-0.0075824	0.0018236	0.0001537	-0.0145493	0.0027069	-0.0010622
COMBO 2	-0.0075824	0.0018236	0.0001537	0.0120959	0.0025131	0.0006519
COMBO 3	-0.0078865	0.0018223	-0.0006735	-0.0145493	0.0027069	-0.0010622
COMBO 4	-0.0014623	0.0016696	-0.0004166	-0.0014623	0.0016696	-0.0004166

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.886 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0075824	0.0021232	0.0001537	482.190	-63.328	0.000
	2	-0.0075824	0.0019235	0.0001537	436.821	-63.328	0.000
	3	-0.0075824	0.0017237	0.0001537	391.453	-63.328	0.000
	4	-0.0075824	0.0015239	0.0001537	346.085	-63.328	0.000
COMBO 2	1	-0.0075824	0.0021232	0.0001537	482.190	-63.328	0.000
	2	-0.0075824	0.0019235	0.0001537	436.821	-63.328	0.000
	3	-0.0075824	0.0017237	0.0001537	391.453	-63.328	0.000
	4	-0.0075824	0.0015239	0.0001537	346.085	-63.328	0.000
COMBO 3	1	-0.0078865	0.0005090	-0.0006735	115.592	-65.867	0.000
	2	-0.0078865	0.0013845	-0.0006735	314.422	-65.867	0.000
	3	-0.0078865	0.0022600	-0.0006735	513.253	-65.867	0.000
	4	-0.0078865	0.0031355	-0.0006735	712.084	-65.867	0.000
COMBO 4	1	-0.0014623	0.0008572	-0.0004166	194.680	-21.674	0.000
	2	-0.0014623	0.0013988	-0.0004166	317.666	-21.674	0.000
	3	-0.0014623	0.0019403	-0.0004166	440.652	-21.674	0.000
	4	-0.0014623	0.0024819	-0.0004166	563.638	-21.674	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0145493	0.0006357	-0.0010622	144.373	-121.515	0.000
	2	-0.0145493	0.0020165	-0.0010622	457.954	-121.515	0.000
	3	-0.0145493	0.0033973	-0.0010622	771.535	-121.515	0.000
	4	-0.0145493	0.0047781	-0.0010622	1085.116	-121.515	0.000
COMBO 2	1	0.0120959	0.0037843	0.0006519	859.416	101.024	0.000
	2	0.0120959	0.0029368	0.0006519	666.954	101.024	0.000
	3	0.0120959	0.0020893	0.0006519	474.492	101.024	0.000
	4	0.0120959	0.0012419	0.0006519	282.031	101.024	0.000
COMBO 3	1	-0.0145493	0.0006357	-0.0010622	144.373	-121.515	0.000
	2	-0.0145493	0.0020165	-0.0010622	457.954	-121.515	0.000
	3	-0.0145493	0.0033973	-0.0010622	771.535	-121.515	0.000
	4	-0.0145493	0.0047781	-0.0010622	1085.116	-121.515	0.000
COMBO 4	1	-0.0014623	0.0008572	-0.0004166	194.680	-21.674	0.000
	2	-0.0014623	0.0013988	-0.0004166	317.666	-21.674	0.000
	3	-0.0014623	0.0019403	-0.0004166	440.652	-21.674	0.000
	4	-0.0014623	0.0024819	-0.0004166	563.638	-21.674	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	482.190	-63.328	0.000	8
	2	0.650	0	436.821	-63.328	0.000	8
	3	-0.650	0	391.453	-63.328	0.000	8
	4	-1.950	0	346.085	-63.328	0.000	8
	계			13252.392	-2026.491	2359.152	32
COMBO 2	1	1.950	0	482.190	-63.328	0.000	8
	2	0.650	0	436.821	-63.328	0.000	8
	3	-0.650	0	391.453	-63.328	0.000	8
	4	-1.950	0	346.085	-63.328	0.000	8
	계			13252.392	-2026.491	2359.152	32
COMBO 3	1	1.950	0	115.592	-65.867	0.000	8
	2	0.650	0	314.422	-65.867	0.000	8
	3	-0.650	0	513.253	-65.867	0.000	8
	4	-1.950	0	712.084	-65.867	0.000	8
	계			13242.805	-2107.753	-10339.191	32
COMBO 4	1	1.950	0	194.680	-21.674	0.000	8
	2	0.650	0	317.666	-21.674	0.000	8
	3	-0.650	0	440.652	-21.674	0.000	8
	4	-1.950	0	563.638	-21.674	0.000	8
	계			12133.087	-693.576	-6395.256	32

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	144.373	-121.515	0.000	8
	2	0.650	0	457.954	-121.515	0.000	8
	3	-0.650	0	771.535	-121.515	0.000	8
	4	-1.950	0	1085.116	-121.515	0.000	8
	계			19671.832	-3888.475	-16306.217	32
COMBO 2	1	1.950	0	859.416	101.024	0.000	8
	2	0.650	0	666.954	101.024	0.000	8
	3	-0.650	0	474.492	101.024	0.000	8
	4	-1.950	0	282.031	101.024	0.000	8
	계			18263.145	3232.776	10008.011	32
COMBO 3	1	1.950	0	144.373	-121.515	0.000	8
	2	0.650	0	457.954	-121.515	0.000	8
	3	-0.650	0	771.535	-121.515	0.000	8
	4	-1.950	0	1085.116	-121.515	0.000	8
	계			19671.832	-3888.475	-16306.217	32
COMBO 4	1	1.950	0	194.680	-21.674	0.000	8
	2	0.650	0	317.666	-21.674	0.000	8
	3	-0.650	0	440.652	-21.674	0.000	8
	4	-1.950	0	563.638	-21.674	0.000	8
	계			12133.087	-693.576	-6395.256	32

3. 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	400.415	-63.328	88.590	26.639	-121.515	127.545
	2	409.563	-63.328	88.590	418.710	-121.515	127.545
	3	418.711	-63.328	88.590	810.780	-121.515	127.545
	4	427.860	-63.328	88.590	1202.850	-121.515	127.545
COMBO 2	1	400.415	-63.328	88.590	963.970	101.024	-113.267
	2	409.563	-63.328	88.590	701.805	101.024	-113.267
	3	418.711	-63.328	88.590	439.641	101.024	-113.267
	4	427.860	-63.328	88.590	177.477	101.024	-113.267
COMBO 3	1	54.596	-65.867	66.079	26.639	-121.515	127.545
	2	294.090	-65.867	66.079	418.710	-121.515	127.545
	3	533.585	-65.867	66.079	810.780	-121.515	127.545
	4	773.080	-65.867	66.079	1202.850	-121.515	127.545
COMBO 4	1	187.478	-21.674	7.803	187.478	-21.674	7.803
	2	315.265	-21.674	7.803	315.265	-21.674	7.803
	3	443.053	-21.674	7.803	443.053	-21.674	7.803
	4	570.840	-21.674	7.803	570.840	-21.674	7.803

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	482.190	-63.328	0.000	144.373	-121.515	0.000
	2	436.821	-63.328	0.000	457.954	-121.515	0.000
	3	391.453	-63.328	0.000	771.535	-121.515	0.000
	4	346.085	-63.328	0.000	1085.116	-121.515	0.000
COMBO 2	1	482.190	-63.328	0.000	859.416	101.024	0.000
	2	436.821	-63.328	0.000	666.954	101.024	0.000
	3	391.453	-63.328	0.000	474.492	101.024	0.000
	4	346.085	-63.328	0.000	282.031	101.024	0.000
COMBO 3	1	115.592	-65.867	0.000	144.373	-121.515	0.000
	2	314.422	-65.867	0.000	457.954	-121.515	0.000
	3	513.253	-65.867	0.000	771.535	-121.515	0.000
	4	712.084	-65.867	0.000	1085.116	-121.515	0.000
COMBO 4	1	194.680	-21.674	0.000	194.680	-21.674	0.000
	2	317.666	-21.674	0.000	317.666	-21.674	0.000
	3	440.652	-21.674	0.000	440.652	-21.674	0.000
	4	563.638	-21.674	0.000	563.638	-21.674	0.000

4. 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 958.100 kN(평상시)

Ra2 = 1437.150 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 7.886 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 1.462 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 434.588 kN(평상시)

Pa2 = 651.882 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	427.860	400.415	958.100	434.588	O.K
	HINGE	482.190	346.085	958.100	434.588	O.K
COMBO 2	FIX	427.860	400.415	958.100	434.588	O.K
	HINGE	482.190	346.085	958.100	434.588	O.K
COMBO 3	FIX	773.090	54.596	958.100	434.588	O.K
	HINGE	712.084	115.592	958.100	434.588	O.K
COMBO 4	FIX	570.840	187.478	1437.150	651.882	O.K
	HINGE	563.638	194.680	1437.150	651.882	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140 MPa (평상시)

= 210 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 15268 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 450975060

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	427.860	88.590	77.133	140	O.K
	HINGE	482.190	57.791	63.618	140	O.K
COMBO 2	FIX	427.860	88.590	77.133	140	O.K
	HINGE	482.190	57.791	63.618	140	O.K
COMBO 3	FIX	773.080	66.079	87.265	140	O.K
	HINGE	712.084	60.109	79.960	140	O.K
COMBO 4	FIX	570.840	7.803	41.713	210	O.K
	HINGE	563.638	16.337	45.972	210	O.K

② 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80 MPa (평상시)

= 120 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D² + D×d + d²) / (3 × (D² + d²))

= 4 × (496.000² + 496.000 × 476.000 + 476.000²) ÷ (3 × (496.000² + 476.000²))

= 1.999 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	63.328	8.293	80	O.K
	HINGE	63.328	8.293	80	O.K
COMBO 2	FIX	63.328	8.293	80	O.K
	HINGE	63.328	8.293	80	O.K
COMBO 3	FIX	65.867	8.626	80	O.K
	HINGE	65.867	8.626	80	O.K
COMBO 4	FIX	21.674	2.838	120	O.K
	HINGE	21.674	2.838	120	O.K

③ PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.00 MPa (평상시)

= 26.60 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	773.080	21.418	13.544	9.104	20	0	O.K
	HINGE	712.084	22.408	13.069	8.423	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	570.840	1.406	9.554	9.262	26.60	-3	O.K
	HINGE	563.638	6.078	9.970	8.710	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	187.478	1.406	5.922	5.630	26.60	-3	O.K
	HINGE	194.680	6.078	6.474	5.214	26.60	-3	O.K

④ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_0 / M

= 1.448 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.448 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_0 : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 1.23 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

$\tau p = \alpha \times Ho / Ap$

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷ (3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

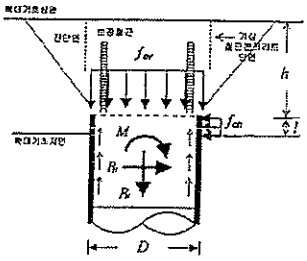
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	11.363	0.210	1.200	O.K
	HINGE	27.163	0.503	1.200	O.K
지진시최대	FIX	3.404	0.063	1.596	O.K
	HINGE	9.093	0.168	1.596	O.K

16.3 시점측 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

16.3.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	773.080	54.596	570.840	187.478
H(kN)	65.867		21.674	
M(kN)	88.590		7.803	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D) 500.0mm 말뚝두께 (t') 12.0mm , 부식두께 2.0mm

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 27.0 MPa 기초두께 (H) 1100.0mm

수직 유효두께 (h) 1000.0mm

수평 유효두께 (h') 400.0mm

말뚝 매입길이 (l) 100.0mm

4) 보강철근 제원

보강철근 H19(SD40) 10.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

16.3.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

$$\text{상 시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{773079.6}{\pi/4 \times 500.0^2} = 3.94\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{570840.1}{\pi/4 \times 500.0^2} = 2.91\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

$$\text{상 시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{773079.6}{\pi \times (500.0 + 1000) \times 1000} = 0.16\ \text{MPa} \le \tau_{a3} = 0.95\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{570840.1}{\pi \times (500.0 + 1000) \times 1000} = 0.12\ \text{MPa} \le \tau_{a3}' = 1.26\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

$$\text{상 시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{65867.3}{500.0 \times 100} = 1.32\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{21674.3}{500.0 \times 100} = 0.43\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{65867.3}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.11\ MPa \leq \tau_{a3} = 0.95\ MPa \therefore O.K$

지진시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{21674.3}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.04\ MPa \leq \tau_{a3}' = 1.26\ MPa \therefore O.K$

16.3.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 12t' }	=	476.0㎜
t' { 강관의 두께 = 12.0t' - 2(부식두께) }	=	10.0㎜
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π×(D500.0-10t')×10t'×13.5(fcsa)}	=	207.816 kN (상시)
S'{지압력 = π×(D500.0-10t')×10t'×18.0(fcsa')}	=	276.396 kN (지진시)

상 시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{773079.6 - 207816.4}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 5.39\ MPa \leq f_{csa} = 13.50\ MPa \therefore O.K$

지진시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{570840.1 - 276395.8}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 2.81\ MPa \leq f_{csa}' = 17.96\ MPa \therefore O.K$

16.3.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1}\times A_{st}}{\tau_{oa}\times U} = \frac{180.0\times286.5}{1.7\times60.0} = 505.6㎜ \geq L0min=35d_1 = 35\times19.1 = 668.5㎜$$

Max(505.6㎜ , 668.5㎜) = 668.5㎜

∴ 보강철근의 정착장은 668.5㎜ 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1$(35×$d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

16.3.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0mm
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0mm
p {가상단면의 철근비 = 2865.0(As) / π × 350(r)² }	=	0.0074
np = 탄성계수(n=15) × 0.0074	=	0.112
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	773.080 kN
최대 모멘트(M max)	=	88.590 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	359.168 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	114.593mm
e/r = 114.593 / 350.0	=	0.327

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.513 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{359167644.8}{350^3} \times 0.513 = 4.30\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{359167644.8}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	570.840 kN
최대 모멘트(M max)	=	7.803 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	207.597 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	13.669mm
e/r = 13.669 / 350.0	=	0.039

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.495 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{207596832.1}{350^3} \times 0.495 = 2.40\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{207596832.1}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.00\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn,min)	=	54.596 kN
최대 모멘트(M max)	=	88.590 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	107.698 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	1622.651mm
e/r = 1622.651 / 350.0	=	4.636

이므로, 휨압축응력계수(c) = 2.292 , 휨인장응력계수 (S) = 4.019

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{107698270.8}{350^3} \times 2.292 = 5.76\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore\ O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{107698270.8}{350^3} \times 4.019 \times 15 = 151.4\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore\ O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	187.478 kN
최대 모멘트(M max)	=	7.803 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	73.420 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	41.620mm
e/r = 41.620 / 350.0	=	0.119

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.495 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

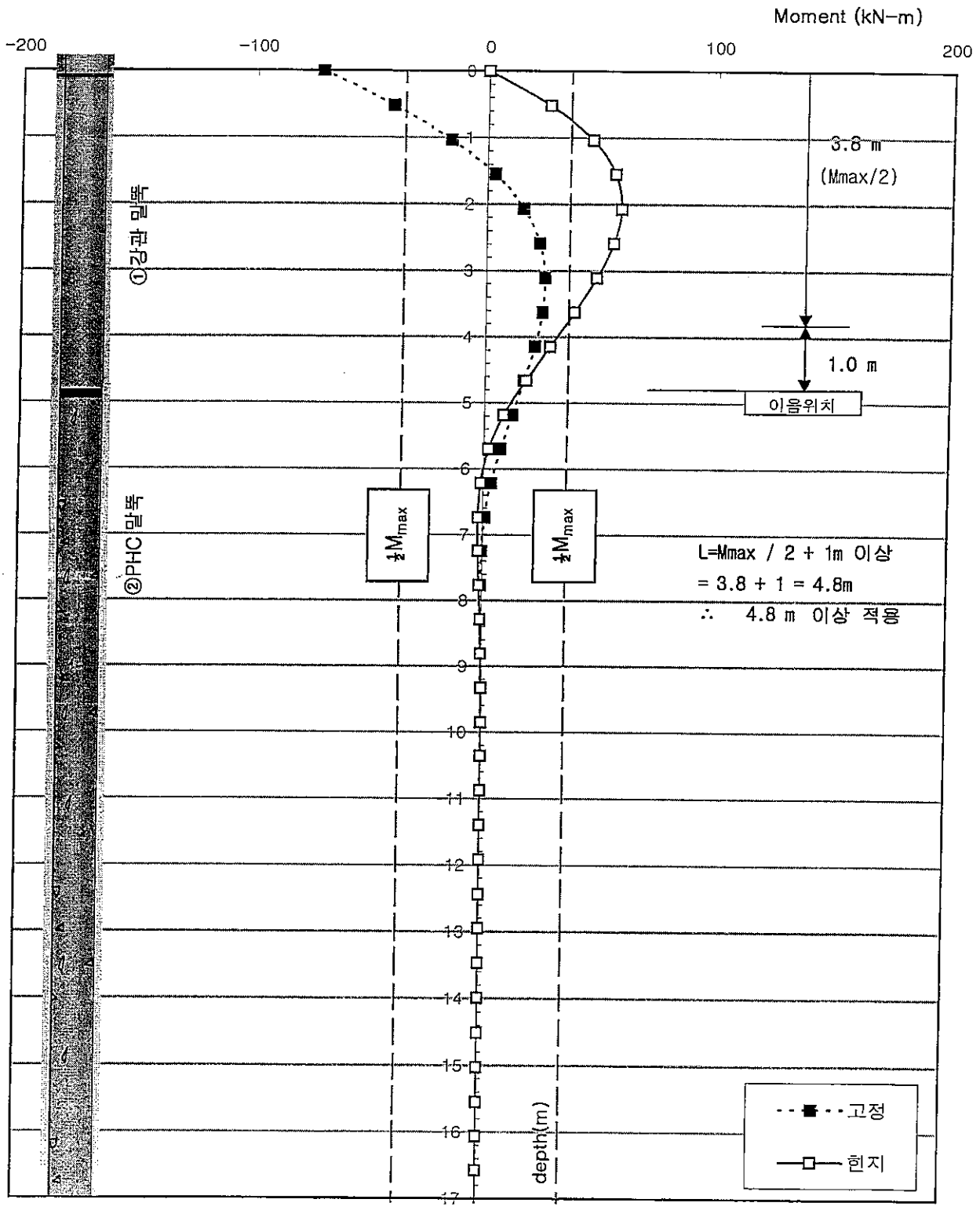
$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{73420046.0}{350^3} \times 2.292 = 0.85\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore\ O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{73420046.0}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.00\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore\ O.K$$

17.종점측 복합 말뚝검토

17.1 종점측 복합 말뚝 이음위치 검토



17.2 종점측 복합 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 복합말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	10	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	10 · N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	17.0 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	12 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	4.8 m	
단면2차모멘트	Is	450975060 mm^4	
탄 성 계 수	Es	210000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	12.2 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

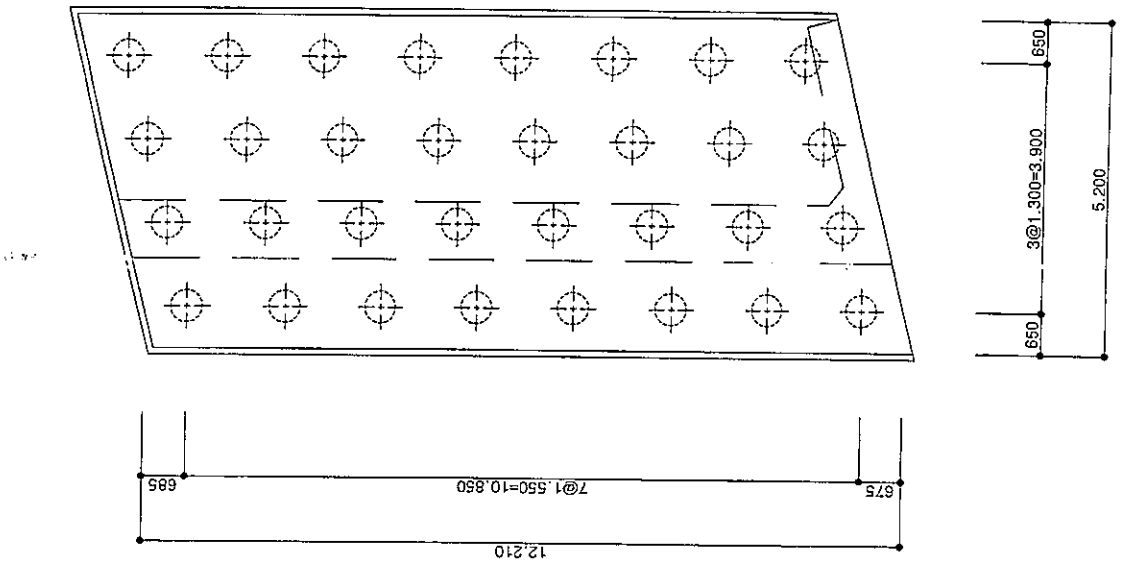
b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	13785.145	-1961.588	-10239.029	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	13775.598	2041.283	6153.547	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	13785.145	-1961.588	-10239.029	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	12674.770	-482.069	-6200.865	지진시
계수하중	COMBO 1	20461.919	-3638.729	-16930.235	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	19019.473	3791.805	9896.875	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	20461.919	-3638.729	-16930.235	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	12674.770	-482.069	-6200.865	지진시

3) 말뚝의 배치

℄ OF ROAD



* () 안의 치수는 사거리 치수임.

※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용			비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3	m	>	2.5 · D =	1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D =	0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 ·(L/D)+ 0.53	0.976
Kv	a·A·E / L	222403 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		10·N	10000		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.185	1.077	
K_{H0}		$=\frac{1}{30}\alpha E_o$	33333	66667	kN/m³
K_H		$=k_{HO}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	11898	25564	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.353	0.428	m^{-1}
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	6.006 ≥ 3	7.271 ≥ 3	- -
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4·E·I·β^3	16704	29644	kN/m
	K2	2·E·I·β^2	23641	34653	kN/rad
	K3	2·E·I·β^2	23641	34653	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	66916	81016	kN.m/rad
힌지	K1	2·E·I·β^3	8352	14822	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	534522	948624
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-756498	-1108902
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7116902	7116902
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	17175766	17626978
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	-0.0048135	0.0019370	-0.0008081	-0.0087478	0.0028751	-0.0013710
COMBO 2	0.0046135	0.0019356	0.0005615	0.0084351	0.0026724	0.0009477
COMBO 3	-0.0048135	0.0019370	-0.0008081	-0.0087478	0.0028751	-0.0013710
COMBO 4	-0.0009924	0.0017809	-0.0004142	-0.0009924	0.0017809	-0.0004142

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.814 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

⑥ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0048135	0.0003611	-0.0008081	80.306	-61.300	59.717
	2	-0.0048135	0.0014117	-0.0008081	313.959	-61.300	59.717
	3	-0.0048135	0.0024623	-0.0008081	547.613	-61.300	59.717
COMBO 2	1	0.0046135	0.0030305	0.0005615	673.989	63.790	-71.495
	2	0.0046135	0.0023006	0.0005615	511.655	63.790	-71.495
	3	0.0046135	0.0015707	0.0005615	349.320	63.790	-71.495
	4	0.0046135	0.0008408	0.0005615	186.986	63.790	-71.495
COMBO 3	1	-0.0048135	0.0003611	-0.0008081	80.306	-61.300	59.717
	2	-0.0048135	0.0014117	-0.0008081	313.959	-61.300	59.717
	3	-0.0048135	0.0024623	-0.0008081	547.613	-61.300	59.717
	4	-0.0048135	0.0035128	-0.0008081	781.266	-61.300	59.717
COMBO 4	1	-0.0009924	0.0009732	-0.0004142	216.448	-15.065	0.831
	2	-0.0009924	0.0015117	-0.0004142	336.207	-15.065	0.831
	3	-0.0009924	0.0020502	-0.0004142	455.966	-15.065	0.831
	4	-0.0009924	0.0025887	-0.0004142	575.725	-15.065	0.831

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0087478	0.0002017	-0.0013710	44.853	-113.710	115.061
	2	-0.0087478	0.0019840	-0.0013710	441.241	-113.710	115.061
	3	-0.0087478	0.0037663	-0.0013710	837.629	-113.710	115.061
	4	-0.0087478	0.0055486	-0.0013710	1234.017	-113.710	115.061
COMBO 2	1	0.0084351	0.0045205	0.0009477	1005.377	118.494	-135.993
	2	0.0084351	0.0032885	0.0009477	731.365	118.494	-135.993
	3	0.0084351	0.0020564	0.0009477	457.352	118.494	-135.993
	4	0.0084351	0.0008244	0.0009477	183.340	118.494	-135.993
COMBO 3	1	-0.0087478	0.0002017	-0.0013710	44.853	-113.710	115.061
	2	-0.0087478	0.0019840	-0.0013710	441.241	-113.710	115.061
	3	-0.0087478	0.0037663	-0.0013710	837.629	-113.710	115.061
	4	-0.0087478	0.0055486	-0.0013710	1234.017	-113.710	115.061
COMBO 4	1	-0.0009924	0.0009732	-0.0004142	216.448	-15.065	0.831
	2	-0.0009924	0.0015117	-0.0004142	336.207	-15.065	0.831
	3	-0.0009924	0.0020502	-0.0004142	455.966	-15.065	0.831
	4	-0.0009924	0.0025887	-0.0004142	575.725	-15.065	0.831

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	80.306	-61.300	59.717	8
	2	0.650	0	313.959	-61.300	59.717	8
	3	-0.650	0	547.613	-61.300	59.717	8
	4	-1.950	0	781.266	-61.300	59.717	8
	계			13785.145	-1961.588	-10239.029	32
COMBO 2	1	1.950	0	673.989	63.790	-71.495	8
	2	0.650	0	511.655	63.790	-71.495	8
	3	-0.650	0	349.320	63.790	-71.495	8
	4	-1.950	0	186.986	63.790	-71.495	8
	계			13775.598	2041.283	6153.547	32
COMBO 3	1	1.950	0	80.306	-61.300	59.717	8
	2	0.650	0	313.959	-61.300	59.717	8
	3	-0.650	0	547.613	-61.300	59.717	8
	4	-1.950	0	781.266	-61.300	59.717	8
	계			13785.145	-1961.588	-10239.029	32
COMBO 4	1	1.950	0	216.448	-15.065	0.831	8
	2	0.650	0	336.207	-15.065	0.831	8
	3	-0.650	0	455.966	-15.065	0.831	8
	4	-1.950	0	575.725	-15.065	0.831	8
	계			12674.770	-482.069	-6200.865	32

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	44.853	-113.710	115.061	8
	2	0.650	0	441.241	-113.710	115.061	8
	3	-0.650	0	837.629	-113.710	115.061	8
	4	-1.950	0	1234.017	-113.710	115.061	8
	계			20461.919	-3638.729	-16930.235	32
COMBO 2	1	1.950	0	1005.377	118.494	-135.993	8
	2	0.650	0	731.365	118.494	-135.993	8
	3	-0.650	0	457.352	118.494	-135.993	8
	4	-1.950	0	183.340	118.494	-135.993	8
	계			19019.473	3791.805	9896.875	32
COMBO 3	1	1.950	0	44.853	-113.710	115.061	8
	2	0.650	0	441.241	-113.710	115.061	8
	3	-0.650	0	837.629	-113.710	115.061	8
	4	-1.950	0	1234.017	-113.710	115.061	8
	계			20461.919	-3638.729	-16930.235	32
COMBO 4	1	1.950	0	216.448	-15.065	0.831	8
	2	0.650	0	336.207	-15.065	0.831	8
	3	-0.650	0	455.966	-15.065	0.831	8
	4	-1.950	0	575.725	-15.065	0.831	8
	계			12674.770	-482.069	-6200.865	32

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	267261	474312
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7116902	7116902
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	15034455	15034455
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	-0.0073396	0.0019370	-0.0006810	-0.0136149	0.0028751	-0.0011261
COMBO 2	0.0076378	0.0019356	0.0004093	0.0141876	0.0026724	0.0006583
COMBO 3	-0.0073396	0.0019370	-0.0006810	-0.0136149	0.0028751	-0.0011261
COMBO 4	-0.0010164	0.0017809	-0.0004124	-0.0010164	0.0017809	-0.0004124

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.638 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0073396	0.0006089	-0.0006810	135.429	-61.300	0.000
	2	-0.0073396	0.0014943	-0.0006810	332.334	-61.300	0.000
	3	-0.0073396	0.0023796	-0.0006810	529.238	-61.300	0.000
	4	-0.0073396	0.0032650	-0.0006810	726.142	-61.300	0.000
COMBO 2	1	0.0076378	0.0027337	0.0004093	607.994	63.790	0.000
	2	0.0076378	0.0022017	0.0004093	489.656	63.790	0.000
	3	0.0076378	0.0016696	0.0004093	371.319	63.790	0.000
	4	0.0076378	0.0011375	0.0004093	252.981	63.790	0.000
COMBO 3	1	-0.0073396	0.0006089	-0.0006810	135.429	-61.300	0.000
	2	-0.0073396	0.0014943	-0.0006810	332.334	-61.300	0.000
	3	-0.0073396	0.0023796	-0.0006810	529.238	-61.300	0.000
	4	-0.0073396	0.0032650	-0.0006810	726.142	-61.300	0.000
COMBO 4	1	-0.0010164	0.0009767	-0.0004124	217.215	-15.065	0.000
	2	-0.0010164	0.0015129	-0.0004124	336.463	-15.065	0.000
	3	-0.0010164	0.0020490	-0.0004124	455.710	-15.065	0.000
	4	-0.0010164	0.0025852	-0.0004124	574.958	-15.065	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	-0.0136149	0.0006792	-0.0011261	151.063	-113.710	0.000
	2	-0.0136149	0.0021432	-0.0011261	476.644	-113.710	0.000
	3	-0.0136149	0.0036071	-0.0011261	802.226	-113.710	0.000
	4	-0.0136149	0.0050710	-0.0011261	1127.807	-113.710	0.000
COMBO 2	1	0.0141876	0.0039561	0.0006583	879.845	118.494	0.000
	2	0.0141876	0.0031003	0.0006583	689.521	118.494	0.000
	3	0.0141876	0.0022446	0.0006583	499.196	118.494	0.000
	4	0.0141876	0.0013888	0.0006583	308.872	118.494	0.000
COMBO 3	1	-0.0136149	0.0006792	-0.0011261	151.063	-113.710	0.000
	2	-0.0136149	0.0021432	-0.0011261	476.644	-113.710	0.000
	3	-0.0136149	0.0036071	-0.0011261	802.226	-113.710	0.000
	4	-0.0136149	0.0050710	-0.0011261	1127.807	-113.710	0.000
COMBO 4	1	-0.0010164	0.0009767	-0.0004124	217.215	-15.065	0.000
	2	-0.0010164	0.0015129	-0.0004124	336.463	-15.065	0.000
	3	-0.0010164	0.0020490	-0.0004124	455.710	-15.065	0.000
	4	-0.0010164	0.0025852	-0.0004124	574.958	-15.065	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	135.429	-61.300	0.000	8
	2	0.650	0	332.334	-61.300	0.000	8
	3	-0.650	0	529.238	-61.300	0.000	8
	4	-1.950	0	726.142	-61.300	0.000	8
	계			13785.145	-1961.588	-10239.029	32
COMBO 2	1	1.950	0	607.994	63.790	0.000	8
	2	0.650	0	489.656	63.790	0.000	8
	3	-0.650	0	371.319	63.790	0.000	8
	4	-1.950	0	252.981	63.790	0.000	8
	계			13775.598	2041.283	6153.547	32
COMBO 3	1	1.950	0	135.429	-61.300	0.000	8
	2	0.650	0	332.334	-61.300	0.000	8
	3	-0.650	0	529.238	-61.300	0.000	8
	4	-1.950	0	726.142	-61.300	0.000	8
	계			13785.145	-1961.588	-10239.029	32
COMBO 4	1	1.950	0	217.215	-15.065	0.000	8
	2	0.650	0	336.463	-15.065	0.000	8
	3	-0.650	0	455.710	-15.065	0.000	8
	4	-1.950	0	574.958	-15.065	0.000	8
	계			12674.770	-482.069	-6200.865	32

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	151.063	-113.710	0.000	8
	2	0.650	0	476.644	-113.710	0.000	8
	3	-0.650	0	802.226	-113.710	0.000	8
	4	-1.950	0	1127.807	-113.710	0.000	8
	계			20461.919	-3638.729	-16930.235	32
COMBO 2	1	1.950	0	879.845	118.494	0.000	8
	2	0.650	0	689.521	118.494	0.000	8
	3	-0.650	0	499.196	118.494	0.000	8
	4	-1.950	0	308.872	118.494	0.000	8
	계			19019.473	3791.805	9896.875	32
COMBO 3	1	1.950	0	151.063	-113.710	0.000	8
	2	0.650	0	476.644	-113.710	0.000	8
	3	-0.650	0	802.226	-113.710	0.000	8
	4	-1.950	0	1127.807	-113.710	0.000	8
	계			20461.919	-3638.729	-16930.235	32
COMBO 4	1	1.950	0	217.215	-15.065	0.000	8
	2	0.650	0	336.463	-15.065	0.000	8
	3	-0.650	0	455.710	-15.065	0.000	8
	4	-1.950	0	574.958	-15.065	0.000	8
	계			12674.770	-482.069	-6200.865	32

3. 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	80.306	-61.300	59.717	44.853	-113.710	115.061
	2	313.959	-61.300	59.717	441.241	-113.710	115.061
	3	547.613	-61.300	59.717	837.629	-113.710	115.061
	4	781.266	-61.300	59.717	1234.017	-113.710	115.061
COMBO 2	1	673.989	63.790	-71.495	1005.377	118.494	-135.993
	2	511.655	63.790	-71.495	731.365	118.494	-135.993
	3	349.320	63.790	-71.495	457.352	118.494	-135.993
	4	186.986	63.790	-71.495	183.340	118.494	-135.993
COMBO 3	1	80.306	-61.300	59.717	44.853	-113.710	115.061
	2	313.959	-61.300	59.717	441.241	-113.710	115.061
	3	547.613	-61.300	59.717	837.629	-113.710	115.061
	4	781.266	-61.300	59.717	1234.017	-113.710	115.061
COMBO 4	1	216.448	-15.065	0.831	216.448	-15.065	0.831
	2	336.207	-15.065	0.831	336.207	-15.065	0.831
	3	455.966	-15.065	0.831	455.966	-15.065	0.831
	4	575.725	-15.065	0.831	575.725	-15.065	0.831

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	135.429	-61.300	0.000	151.063	-113.710	0.000
	2	332.334	-61.300	0.000	476.644	-113.710	0.000
	3	529.238	-61.300	0.000	802.226	-113.710	0.000
	4	726.142	-61.300	0.000	1127.807	-113.710	0.000
COMBO 2	1	607.994	63.790	0.000	879.845	118.494	0.000
	2	489.656	63.790	0.000	689.521	118.494	0.000
	3	371.319	63.790	0.000	499.196	118.494	0.000
	4	252.981	63.790	0.000	308.872	118.494	0.000
COMBO 3	1	135.429	-61.300	0.000	151.063	-113.710	0.000
	2	332.334	-61.300	0.000	476.644	-113.710	0.000
	3	529.238	-61.300	0.000	802.226	-113.710	0.000
	4	726.142	-61.300	0.000	1127.807	-113.710	0.000
COMBO 4	1	217.215	-15.065	0.000	217.215	-15.065	0.000
	2	336.463	-15.065	0.000	336.463	-15.065	0.000
	3	455.710	-15.065	0.000	455.710	-15.065	0.000
	4	574.958	-15.065	0.000	574.958	-15.065	0.000

4. 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 971.100 kN(평상시)

Ra2 = 1456.650 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 7.638 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 1.016 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 447.678 kN(평상시)

Pa2 = 671.517 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	781.266	80.306	971.100	447.678	O.K
	HINGE	726.142	135.429	971.100	447.678	O.K
COMBO 2	FIX	673.989	186.986	971.100	447.678	O.K
	HINGE	607.994	252.981	971.100	447.678	O.K
COMBO 3	FIX	781.266	80.306	971.100	447.678	O.K
	HINGE	726.142	135.429	971.100	447.678	O.K
COMBO 4	FIX	575.725	216.448	1456.650	671.517	O.K
	HINGE	574.958	217.215	1456.650	671.517	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140 MPa (평상시)

= 210 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 15268 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 450975060

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	781.266	59.717	84.274	140	O.K
	HINGE	726.142	55.940	78.570	140	O.K
COMBO 2	FIX	673.989	71.495	83.777	140	O.K
	HINGE	607.994	58.213	72.092	140	O.K
COMBO 3	FIX	781.266	59.717	84.274	140	O.K
	HINGE	726.142	55.940	78.570	140	O.K
COMBO 4	FIX	575.725	0.831	38.168	210	O.K
	HINGE	574.958	11.355	43.952	210	O.K

② 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80 MPa (평상시)

= 120 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D^2 + D×d + d^2) / (3 × (D^2 + d^2))

= 4 × (496.000² + 496.000 × 476.000 + 476.000²) ÷ (3 × (496.000² + 476.000²))

= 1.999 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	61.300	8.027	80	O.K
	HINGE	61.300	8.027	80	O.K
COMBO 2	FIX	63.790	8.354	80	O.K
	HINGE	63.790	8.354	80	O.K
COMBO 3	FIX	61.300	8.027	80	O.K
	HINGE	61.300	8.027	80	O.K
COMBO 4	FIX	15.065	1.973	120	O.K
	HINGE	15.065	1.973	120	O.K

③ PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.00 MPa (평상시)

= 26.60 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	781.266	15.634	13.022	9.781	20	0	O.K
	HINGE	726.142	15.149	12.449	9.309	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	575.725	0.111	9.466	9.443	26.60	-3	O.K
	HINGE	574.958	2.966	9.754	9.139	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	216.448	0.111	6.062	6.039	26.60	-3	O.K
	HINGE	217.215	2.966	6.365	5.750	26.60	-3	O.K

④ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_0 / M

= 1.555 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.555 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_0 : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 1.32 MPa (평상시)

※ τpa = 1.200 MPa (평상시) 적용

= 1.596 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷

(3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

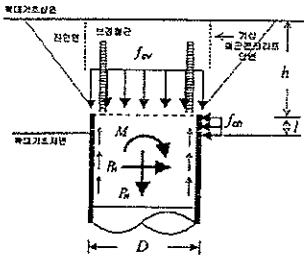
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	9.923	0.184	1.200	O.K
	HINGE	22.409	0.415	1.200	O.K
지진시최대	FIX	0.734	0.014	1.596	O.K
	HINGE	5.276	0.098	1.596	O.K

17.3 종점측 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

17.3.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	781.266	80.306	575.725	216.448
H(kN)	63.790		15.065	
M(kN)	71.495		0.831	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D 500.0㎜ 말뚝두께 (t') 12.0㎜ , 부식두께 2.0㎜

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 27.0 MPa 기초두께 (H 1100.0㎜

수직 유효두께 (h) 1000.0㎜

수평 유효두께 (h') 400.0㎜

말뚝 매입길이 (l) 100.0㎜

4) 보강철근 제원

보강철근 H16(SD40) 8.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

17.3.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

$$\text{상 시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{781266.0}{\pi/4 \times 500.0^2} = 3.98\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{575724.7}{\pi/4 \times 500.0^2} = 2.93\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

$$\text{상 시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{781266.0}{\pi \times (500.0 + 1000) \times 1000} = 0.17\ \text{MPa} \le \tau_{a3} = 0.95\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{575724.7}{\pi \times (500.0 + 1000) \times 1000} = 0.12\ \text{MPa} \le \tau_{a3}' = 1.26\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

$$\text{상 시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{63790.1}{500.0 \times 100} = 1.28\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.75\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{15064.7}{500.0 \times 100} = 0.30\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 8.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{63790.1}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.11\ MPa \leq \tau_{a3} = 0.95\ MPa \quad \therefore O.K$

지진시: $\tau_h = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{15064.7}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.03\ MPa \leq \tau_{a3}' = 1.26\ MPa \quad \therefore O.K$

17.3.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 12t' }	=	476.0mm
t' { 강관의 두께 = 12.0t' - 2(부식두께) }	=	10.0mm
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π×(D500.0-10t')×10t'×13.5(fcsa)}	=	207.816 kN (상시)
S'{지압력 = π×(D500.0-10t')×10t'×18.0(fcsa')}	=	276.396 kN (지진시)

상 시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{781266.0 - 207816.4}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 5.46\ MPa \leq f_{csa} = 13.50\ MPa \quad \therefore O.K$

지진시: $f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha\times n_1\times\pi(D'-t)} = \frac{575724.7 - 276395.8}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 2.85\ MPa \leq f_{csa}' = 17.96\ MPa \quad \therefore O.K$

17.3.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1}\times A_{st}}{\tau_{oa}\times U} = \frac{180.0\times198.6}{1.7\times50.0} = 420.6mm \geq L0min=35d_1 = 35\times15.9 = 556.5mm$$

Max(420.6mm , 556.5mm) = 556.5mm

∴ 보강철근의 정착장은 556.5mm 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1$(35×$d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

17.3.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0mm
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0mm
p {가상단면의 철근비 = 1588.8(As) / π × 350(r)² }	=	0.0041
np = 탄성계수(n=15) × 0.0041	=	0.062
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	781.266 kN
최대 모멘트(M max)	=	71.495 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	344.938 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	91.512mm
e/r = 91.512 / 350.0	=	0.261

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{344938225.0}{350^3} \times 0.515 = 4.14\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \ \therefore\ O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{344938225.0}{350^3} - \times 0.000 \times 15 = 0.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \ \therefore\ O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	575.725 kN
최대 모멘트(M max)	=	0.831 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	202.335 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	1.443mm
e/r = 1.443 / 350.0	=	0.004

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{202334640.1}{350^3} \times 0.515 = 2.43\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \ \therefore\ O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{202334640.1}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.00\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \ \therefore\ O.K$$

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn,min)	=	80.306 kN
최대 모멘트(M max)	=	71.495 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	99.602 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	890.289㎜
e/r = 890.289 / 350.0	=	2.544

이므로, 휨압축응력계수(c) = 2.491 , 휨인장응력계수 (S) = 5.045

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{99602073.1}{350^3} \times 2.491 = 5.79\ MPa < f_{ca} = 10.80\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{99602073.1}{350^3} \times 5.045 \times 15 = 175.8\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	216.448 kN
최대 모멘트(M max)	=	0.831 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	76.588 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	3.839㎜
e/r = 3.839 / 350.0	=	0.011

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.515 , 휨인장응력계수 (S) = 0.000

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{76587922.3}{350^3} \times 2.491 = 0.92\ MPa < f_{ca} = 14.36\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{76587922.3}{350^3} \times 0.000 \times 15 = 0.00\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

13. 산수교

상부 구조(옥산방향)

1. 설계기준

1.1 교 량 제 원

1) 교 량 명 : 산수교 (SEG 1)

2) 교량등급 : 1 등교 (DB-24 및 DL-24 적용)

3) 교량형식 : PSC BEAM교

4) 교량연장 : 35.093 + 34.987 + 34.987 + 35.198 = 140.265 m

5) 교량폭원 : 11.995

6) 거더간격 : 2.500 m

7) 사 각 : 90.0 °

1.2 하 중

1) 고정하중 (☞ 도.설 2.1.2)

① 철근 콘크리트 : Wc_1 = 25.0 kN/㎥

② 무근 콘크리트 : Wc_2 = 23.5 kN/㎥

③ 포 장 : Wa = 23.5 kN/㎥

2) 활하중 (☞ 도.설 2.1.3)

① DB-24 - Pr = 96.0 kN

- Pf = 24.0 kN

② DL-24 - Wl = 12.7 kN/m

- Pm = 108.0 kN

- Ps = 156.0 kN

③ 충격계수 : i = 15 / (40 + L) ≤ 0.3 (☞ 도.설 2.1.4)

1.3 사용재료

1) SLAB 콘크리트

① 설계 기준 강도 : f_{ck} = 27.0 MPa

② 허용 휨압축강도 : $f_{ca} = 0.4 \cdot f_{ck}$ = 11.0 MPa

③ 탄 성 계 수 : E_c = 27804 MPa

2) 철 근

① 항복 강도 : f_y = 400.0 MPa

② 탄성 계수 : E_s = 200000 MPa

1.4 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (☞ 도.설.기)

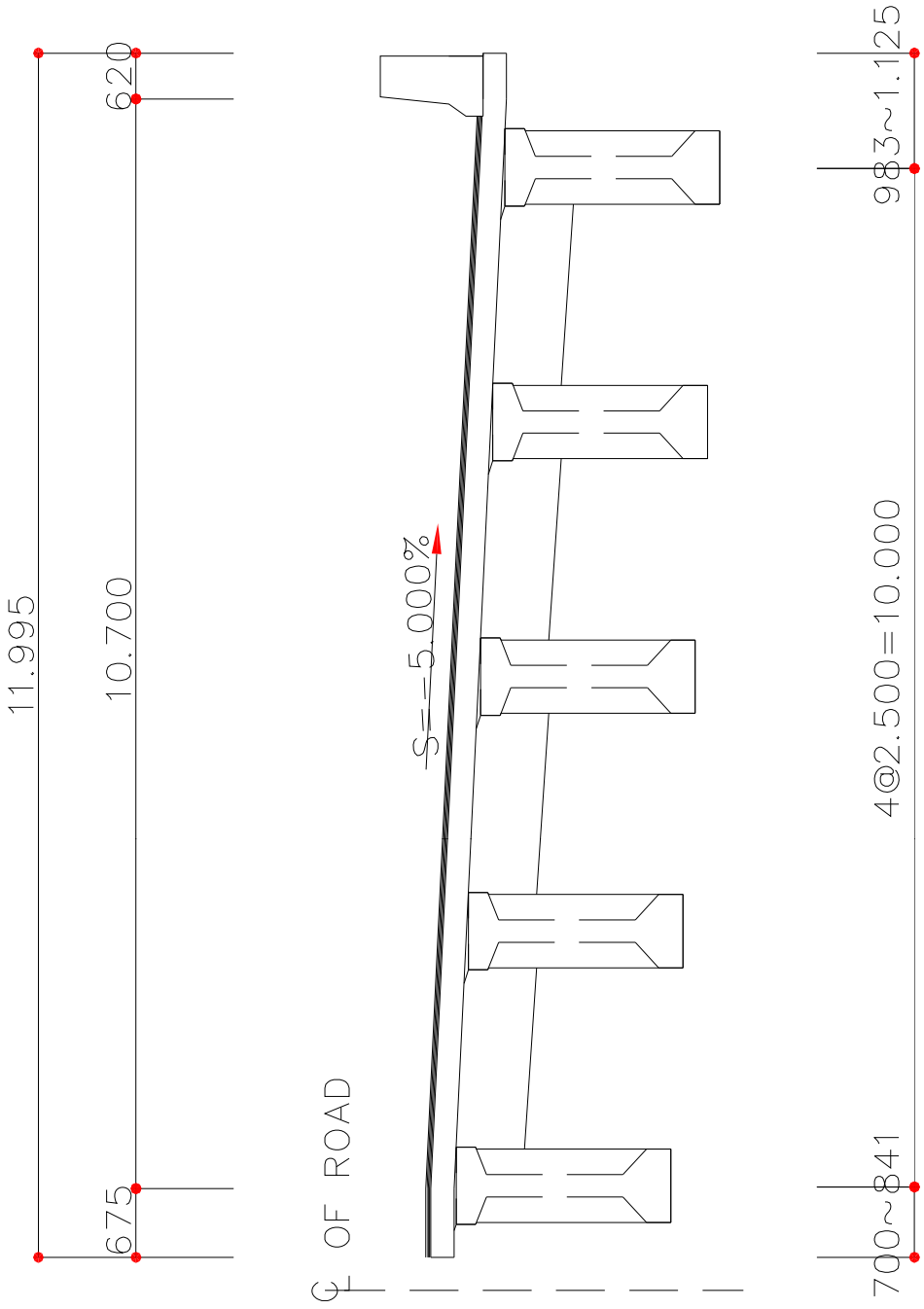
2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (☞ 도.설.해)

3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (☞ 콘.설)

4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (☞ 도.요)

5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (☞ 도.편)

2. 설계단면


620
11.995
10.700
675
S=-5.000%
℄ OF ROAD
983~1.125
4@2.500=10.000
700~841

3. 바닥판의 설계

* 바닥판의 유효지간장 산정 (☞ 도.설 4.7.3)

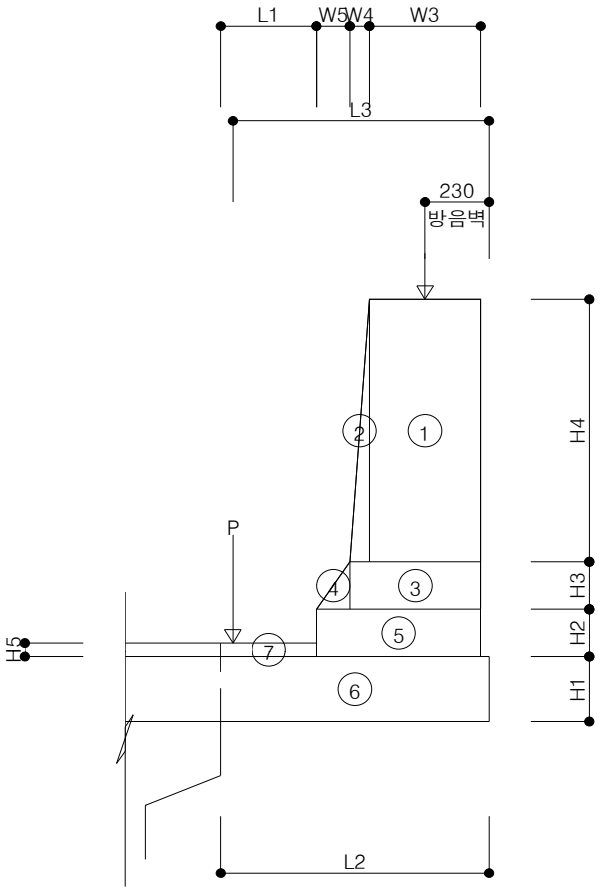
상부플렌지폭 / 바닥판두께 = 0.760 / 0.240 = 3.167 < 4 이므로,

바닥판 유효지간은 인접한 상부플랜지 끝단 사이의 순간격으로 산정한다.

3.1 캔틸레버부

3.1.1 좌측 캔틸레버부

(1) 설계단면



무근콘크리트 단위중량	:	23.500	kN/m³	H1 =	0.240	m	D1 = 0.000 m
콘크리트 단위중량	:	25.000	kN/m³	H2 =	0.175	m	W1 = 0.000 m
콘크리트 교면포장 단위중량	:	23.500	kN/m³	H3 =	0.175	m	W2 = 0.000 m
설계 속도	:	100.0	km/h	H4 =	0.700	m	W3 = 0.400 m
트럭의 1후륜하중 (Pr)	:	96.0	kN	H5 =	0.050	m	W4 = 0.070 m
곡선 반경(R)	:	1025.0	m				W5 = 0.120 m
방음벽높이	:	3.000	m				L1 = 0.302 m
							L2 = 0.922 m
							L3 = 0.882 m

가) 고정하중

NO.	작 용 하 중 (kN)		거리 (m)	모멘트(kN·m)
1	0.4 × 0.7 × 25	= 7.000	0.692	4.844
2	½ × 0.07 × 0.7 × 25	= 0.613	0.469	0.287
3	0.47 × 0.175 × 25	= 2.056	0.657	1.351
4	½ × 0.12 × 0.175 × 25	= 0.263	0.382	0.100
5	0.59 × 0.175 × 25	= 2.581	0.597	1.541
6	0.922 × 0.24 × 25	= 5.532	0.461	2.550
7	0.302 × 0.05 × 23.5	= 0.355	0.151	0.054
8	방음벽 : 교축방향 단위 길이당 자중	= 2.000	0.609	1.218
TOTAL		20.399		11.945

∴ Md = 11.945 kN·m

나) 활하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

윤하중 분포폭 (☞ 도.설 3.6.1.4)

E = 0.8·X + 1.14 = 0.8 × 0.04 + 1.14 = 1.172 m 여기서, X = 0.040 m

충격계수 (☞ 도.설 2.1.4)

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.04) = 0.375 > 0.3 ∴ i = 0.3

Ml+i = Pr/E · X · (1 + i) = (96 / 1.172) × 0.04 × (1 + 0.3) = 4.259 kN·m/m

다) 차량 충돌 하중 (☞ 도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용시

H = (V / 60)² × 7500 + 2500

= (100.000 / 60)² × 7500 + 2500 = 23333.333 N/m = 23.333 kN/m

작용높이 h = 1.170 m

Mco = 23.333 × 1.170 = 27.300 kN·m/m

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10 kN/m 의 수평하중 재하시

작용높이 h = 1.170 m

Mco = 10.000 × 1.170 = 11.700 kN·m/m

곡선반경 R > 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값을 적용

Mco = 27.300 kN·m/m

라) 원심하중 - 교면상 1.8 M 높이에 작용하는 것으로 한다. (☞ 도.설 2.1.17)

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R}(\%) = 0.79 \frac{100^2}{1025}(\%) = 7.70732\ (\%)$$

Pcf = Pr / E × 7.707 / 100 = 6.313 kN/m

Mcf = 6.313 × 1.8 = 11.364 kN·m/m

마) 풍하중 (방음벽 높이 : 3 m)

Pw = 3.000 kN/m² × 3.000 m = 9.000 kN/m

Mw = 9.000 kN/m × 1.550 m = 13.950 kN·m/m

바) 하중 조합 (☞ 도.설 2.2.3.2)

① Mu1 = 1.3 Md + 2.15 Ml+i + 1.3 Mcf

= 1.3 × 11.945 + 2.15 × 4.259 + 1.3 × 11.364 = 39.459 kN·m/m

② Mu2 = 1.3 Md + 1.3 Ml+i + 1.3 Mcf + 1.3 Mco

= 1.3 × 11.945 + 1.3 × 4.259 + 1.3 × 11.364 + 1.3 × 27.300 = 71.329 kN·m/m

③ Mu3 = 1.3 Md + 1.3 Ml+i + 1.3 Mcf + 0.65 Mw

= 1.3 × 11.945 + 1.3 × 4.259 + 1.3 × 11.364 + 0.65 × 13.95 = 44.906 kN·m/m

④ Mu4 = 1.2 Md + 1.2 Mw + 1.2 Mco

= 1.2 × 11.945 + 1.2 × 13.95 + 1.2 × 27.3 = 63.834 kN·m/m

⑤ Mu5 = 1.3 Md + 1.3 Mw

= 1.3 × 11.945 + 1.3 × 13.95 = 33.664 kN·m/m

∴ Mu = 71.329 kN·m/m

사) 캔틸레버판 단부설계 (☞ 도.설 4.7.6.4)

① 주철근량: 들보단부 이외의 켄틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.

② 배력철근량: 들보단부 이외의 켄틸레버부 바닥판 상측에 배력철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.

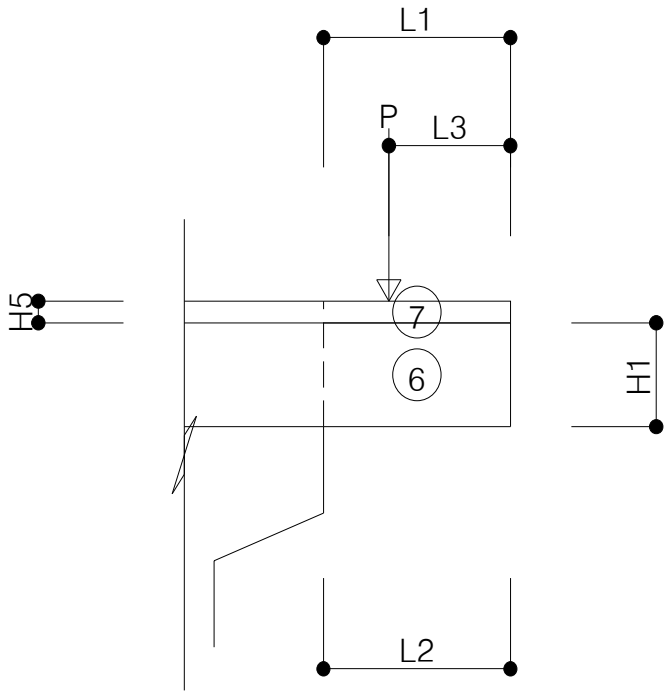
③ 배치범위: 도.설 4.7.6.4 캔틸레버 바닥판의 단부를 참조하여 배치범위로 적용한다.

아) 바닥판의 최소 두께 (X ≤ 0.25인 경우) (☞ 도.설 3.6.1.5)

hmin = (280·L + 180) ={(280 × 0.04) + 180} = 191 mm ⇒ 240 mm 사용 O.K

3.1.2 우측 캔틸레버부

(1) 설계단면



무근콘크리트 단위중량	: 23.500 kN/m³	H1 =	0.240 m	D1 =	0.000 m
콘크리트 단위중량	: 25.000 kN/m³	H2 =	0.000 m	W1 =	0.000 m
콘크리트 교면포장 단위중량	: 23.500 kN/m³	H3 =	0.000 m	W2 =	0.000 m
설계 속도	: 100.0 km/h	H4 =	0.000 m	W3 =	0.000 m
트럭의 1후륜하중 (Pr)	: 96.0 kN	H5 =	0.050 m	W4 =	0.000 m
곡선 반경(R)	: 1025.0 m			W5 =	0.000 m
				L1 =	0.461 m
				L2 =	0.461 m
				L3 =	0.300 m

가) 고정하중

NO.	작 용 하 중 (kN)		거리 (m)	모멘트(kN · m)
1	0.461 × 0.24 × 25	= 2.766	0.231	0.638
2	0.461 × 0.05 × 23.5	= 0.542	0.231	0.125
TOTAL		3.308		0.762

∴ Md = 0.762 kN · m

나) 활하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

윤하중 분포폭 (☞ 도.설 3.6.1.4)

E = 0.8 · X + 1.14 = 0.8 × 0.161 + 1.14 = 1.269 m 여기서, X = 0.161 m

충격계수 (☞ 도.설 2.1.4)

$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.161) = 0.373 > 0.3 \quad \therefore i = 0.3$

$Ml+i = Pr/E \cdot X \cdot (1 + i) = (96 / 1.269) \times 0.161 \times (1 + 0.3) = 15.836 \ kN \cdot m/m$

다) 원심하중 - 교면상 1.8 M 높이에 작용하는 것으로 한다. (☞ 도.설 2.1.17)

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R}(\%) = 0.79 \frac{100^2}{1025}(\%) = 7.70732 \ (\%)$$

$Pcf = Pr / E \times 7.707 / 100 = 5.832 \ kN/m$

$Mcf = 5.832 \times 1.8 = 10.497 \ kN \cdot m/m$

라) 하중 조합 (☞ 도.설 2.2.3.2)

① $Mu1 = 1.3 \ Md + 2.15 \ Ml+i + 1.3 \ Mcf$

$= 1.3 \times 0.762 + 2.15 \times 15.836 + 1.3 \times 10.497 = 48.684 \ kN \cdot m/m$

② $Mu2 = 1.3 \ Md + 1.3 \ Ml+i + 1.3 \ Mcf$

$= 1.3 \times 0.762 + 1.3 \times 15.836 + 1.3 \times 10.497 = 35.224 \ kN \cdot m/m$

③ $Mu3 = 1.2 \ Md$

$= 1.2 \times 0.762 = 0.915 \ kN \cdot m/m$

$\therefore Mu = 48.684 \ kN \cdot m/m$

마) 캔틸레버판 단부설계 (☞ 도.설 4.7.6.4)

① 주철근량: 들보단부 이외의 켄틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.

② 배력철근량: 들보단부 이외의 켄틸레버부 바닥판 상측에 배력철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.

③ 배치범위: 도.설 4.7.6.4 캔틸레버 바닥판의 단부를 참조하여 배치범위로 적용한다.

바) 바닥판의 최소 두께 ($X \leq 0.25$인 경우) (☞ 도.설 3.6.1.5)

$hmin = (280 \cdot L + 180) = \{(280 \times 0.161) + 180\} = 225 \ mm \Rightarrow 240 \ mm$ 사용 O.K

3.2 중앙부

가) 고정하중

철근콘크리트 : $0.240 \ m \times 25.000 \ kN/m^3 = 6.000 \ kN/m^2$

콘크리트 교면포장 : $0.050 \ m \times 23.500 \ kN/m^3 = 1.175 \ kN/m^2$

Wd = 7.175 kN/m²

계산지간 L = 1.740 m

Md = (1 / 10) · Wd · L ² = (1 / 10) × 7.175 × 1.74² = 2.172 kN · m

나) 활하중 (DB-24 : Pr = 96.0 kN)

충격계수 (☞ 도.설 2.1.4)

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 1.74) = 0.359 > 0.3 ∴ i = 0.3

Ml+i = ((L+0.6) / 9.6) · Pr · (1+i) = ((1.74 + 0.6) / 9.6) × 96 × (1 + 0.3)

= 30.420 kN · m

연속바닥판이므로, (☞ 도.설 3.6.1.4)

Ml+i = 0.8 × 30.42 = 24.336 kN · m/m

다) 원심하중 (☞ 도.설 2.1.17)

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R}(\%) = 0.79 \frac{100^2}{1025}(\%) = 7.70732\ (\%)$$

(P / E) L / 4 = (L + 0.6) P / 9.6

∴ E = 2.4 L / (L + 0.6) = 1.785

Pcf = Pr / E × 7.707 / 100 = 4.146 kN/m

Mcf = 4.146 × 1.8 = 7.463 kN · m/m

라) 하중 조합 (☞ 도.설 2.2.3.2)

① Mu1 = 1.3 Md + 2.15 Ml+i + 1.3 Mcf

= 1.3 × 2.172 + 2.15 × 24.336 + 1.3 × 7.463 = 64.848 kN · m/m

∴ Mu = 64.848 kN · m/m

【 단철근보 : 좌측 캔틸레버부 】

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	240.0	180.0	60.0	71.3	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1432.500 x 400.00 = 573000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 24.967 mm, c = 24.967 / β1 = 24.967 / 0.85 = 29.373 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (180.00 - 29.373) / 29.373 = 0.01538

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1307.279 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1432.5 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.366]

1단 : H19 - 5.0 EA (= 1432.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00796

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 24.967 mm

ΦMn = 0.85 x 1432.500 x 400 x (180.00 - a/2) = 81.589 kN.m

≥ Mu (= 68.1 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.19]

【 배력철근 검토 : 좌측 캔틸레버부 】

* 단면적비 (수축.온도철근) : 『콘크리트 구조설계기준 5.7.2』

전체 단면적 대비 0.0020 이상

사용철근량 : 1146.0 ㎟

H19 - CTC 250

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 240.0 = 480.0 ㎟

480.0 ㎟ < 1146.0 ㎟ ∴ O.K

* 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 『도로교 설계기준 3.6.1.4 (4)』

백분율 = 120.0 / √(0.754) = 138.2 과 67.0 중 작은 값 이상

사용철근량 : 1146.0 ㎟

H19 - CTC 250

필요철근량 : 1048.3 x 0.670 = 702.4 ㎟ < 1146.0 ㎟ ∴ O.K

【 균열검토 : 좌측 캔틸레버부 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20.331 x 1000000 / [1432.500 x (180.000 - 50.886/3)]

= 87.050 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1432.500/1000.0 + 7x1432.500/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x180.0/(7x1432.500)]

= 50.886 mm

사용철근량 = 1432.5 ㎟ (철근도심 : 60.0 mm)

1단 : H19 - 5.0 EA (= 1432.5 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 60.00 - 19/2 = 50.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 87.05) - 2.5 x 50.50 = 778.40 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 87.05) = 723.72 mm

Sa는 작은 값인 723.72 mm 를 적용

S = 1000.00 / 5.0 EA = 200.00 ≤ Sa (= 723.72 mm) ∴ O.K

【 단부 설계 : 좌측 캔틸레버부 】

철근 콘크리트 바닥판의경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.754m 이상 배치한다.

- 주철근

As req = 1307.279 x 2 = 2614.558 mm²

As use = 2865.000 mm²

H19 - CTC 100.0 = 2865.0 mm²

[사용률 = 1.096] ∴ O.K

- 배력철근

As req = 875.877 x 2 = 1751.754 mm²

As use : 1588.8 mm²

H16 - CTC 125.0 = 1588.8 mm²

[사용률 = 1.131] ∴ O.K

【 처짐검토 : 좌측 캔틸레버부 】

처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소 두께 『콘크리트 구조설계기준 4.3.1 (1)』

t min = L / 10 = 754.0 / 10 = 75.4 mm

t min = 75.4 mm ≤ h = 240.0 mm ∴ O.K

∴ 별도의 처짐검토는 필요 없음.

【 단철근보 : 우측 캔틸레버부 】

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	240.0	180.0	60.0	48.7	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 993.000 x 400.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.307 mm, c = 17.307 / β1 = 17.307 / 0.85 = 20.361 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (180.00 - 20.361) / 20.361 = 0.02352

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 828.723 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 993.0 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.198]

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00552

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.307 mm

ΦMn = 0.85 x 993.000 x 400 x (180.00 - a/2) = 57.850 kN.m

≥ Mu (= 48.683 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.188]

【 배력철근 검토 : 우측 캔틸레버부 】

* 단면적비 (수축.온도철근) : 『콘크리트 구조설계기준 5.7.2』

전체 단면적 대비 0.0020 이상

사용철근량 : 794.4 ㎟

H16 - CTC 250

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 240.0 = 480.0 ㎟

480.0 ㎟ < 794.4 ㎟ ∴ O.K

* 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 『도로교 설계기준 3.6.1.4 (4)』

백분율 = 120.0 / √(0.461) = 176.7 과 67.0 중 작은 값 이상

사용철근량 : 794.4 ㎟

H16 - CTC 250

필요철근량 : 828.7 x 0.670 = 555.2 ㎟ < 794.4 ㎟ ∴ O.K

【 균열검토 : 우측 캔틸레버부 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 27.094 x 1000000 / [993.000 x (180.000 - 43.553/3)]

= 164.882 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x993.000/1000.0 + 7x993.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x180.0/(7x993.000)]

= 43.553 mm

사용철근량 = 993.0 ㎟ (철근도심 : 60.0 mm)

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 60.00 - 16/2 = 52.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.88) - 2.5 x 52.00 = 347.61 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 164.88) = 382.09 mm

Sa는 작은 값인 347.61 mm 를 적용

S = 1000.00 / 5.0 EA = 200.00 ≤ Sa (= 347.61 mm) ∴ O.K

【 단부 설계 : 우측 캔틸레버부 】

철근 콘크리트 바닥판의경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.461m 이상 배치한다.

- 주철근

As req = 828.723 x 2 = 1657.446 mm²

As use = 1986.000 mm²

H16 - CTC 100.0 = 1986.0 mm²

[사용률 = 1.198] ∴ O.K

- 배력철근

As req = 555.244 x 2 = 1110.489 mm²

As use : 1588.8 mm²

H16 - CTC 125.0 = 1588.8 mm²

[사용률 = 1.431] ∴ O.K

【 처짐검토 : 우측 캔틸레버부 】

처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소 두께 『콘크리트 구조설계기준 4.3.1 (1)』

t min = L / 10 = 461.0 / 10 = 46.1 mm

t min = 46.1 mm ≤ h = 240.0 mm ∴ O.K

∴ 별도의 처짐검토는 필요 없음.

【 단철근보 : 중앙부 】

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	240.0	200.0	40.0	64.8	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 993.000 x 400.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.307 mm, c = 17.307 / β1 = 17.307 / 0.85 = 20.361 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (200.00 - 20.361) / 20.361 = 0.02647

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 996.949 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 993.0 mm² (철근도심 : 40.0 mm) , [사용률 = 0.996]

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00496

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.307 mm

ΦMn = 0.85 x 993.000 x 400 x (200.00 - a/2) = 64.602 kN.m

< Mu (= 64.848 kN.m) ∴ N.G [안전률 0.996]

【 배력철근 검토 : 중앙부 】

* 단면적비 (수축.온도철근) : 『콘크리트 구조설계기준 5.7.2』

전체 단면적 대비 0.0020 이상

사용철근량 : 794.4 ㎟

H16 - CTC 250

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 240.0 = 480.0 ㎟

480.0 ㎟ < 794.4 ㎟ ∴ O.K

* 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 『도로교 설계기준 3.6.1.4 (4)』

백분율 = 120.0 / √(1.740) = 91.0 과 67.0 중 작은 값 이상

사용철근량 : 794.4 ㎟

H16 - CTC 250

필요철근량 : 996.9 x 0.670 = 668.0 ㎟ < 794.4 ㎟ ∴ O.K

【 균열검토 : 중앙부 】

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 33.971 \times 1000000 / [993.000 \times (200.000 - 46.235/3)]$

$= 185.333$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x993.000/1000.0 + 7x993.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x200.0/(7x993.000)]}$

$= 46.235$ mm

사용철근량 = 993.0 ㎟ (철근도심 : 40.0 mm)

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 40.00 - 16/2 = 32.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 185.33) - 2.5 x 32.00 = 344.91 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 185.33) = 339.93 mm

Sa는 작은 값인 339.93 mm 를 적용

S = 1000.00 / 5.0 EA = 200.00 ≤ Sa (= 339.93 mm) ∴ O.K

【 단부 설계 : 중앙부 】

배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 1.740m 이상 배치한다.

- 주철근

As req = 996.949 mm²

As use = 993.000 mm²

H16 - CTC 200.0 = 993.0 mm²

[사용률 = 0.996] ∴ N.G

- 배력철근

As req = 667.956 mm²

As use : 794.4 mm²

H16 - CTC 250.0 = 794.4 mm²

[사용률 = 1.189] ∴ O.K

【 처짐검토 : 중앙부 】

처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소 두께 『콘크리트 구조설계기준 4.3.1 (1)』

t min = L / 10 = 1740.0 / 10 = 174.0 mm

t min = 174.0 mm ≤ h = 240.0 mm ∴ O.K

∴ 별도의 처짐검토는 필요 없음.

【 경험적설계조건 : 중앙부 】

바닥판 두께 : 240 ㎜ 유효지간 : 1740 ㎜ 철근덮개(상면) : 60 ㎜ 철근덮개(하면) : 40 ㎜

① 지지부재 : PSC 거더

② 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 함.

③ 주거더 플랜지부의 헌치와 같이 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 일정함.

④ 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하

6 < 1.740 / 0.240 = 7.250 < 15 ---> O.K

⑤ 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150 ㎜ 이상

8.000 + 140.000 + 8.000 = 156.000 > 150 ---> O.K

⑥ 유효지간이 표준차선폭 3.6m 이하

1.740 < 3.6 ---> O.K

⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호덮개층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240 ㎜

⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성이 된 경우

▷ 좌측 캔틸레버 길이 (방호책 있음) : 1.134 ≥ 0.240 × 3 = 0.720 ---> O.K

▷ 우측 캔틸레버 길이 (방호책 없음) : 캔틸레버 길이 5배 규정은 도.설.기 4.7.4.1 바닥판 최소두께 기준을 만족시키지 못하므로 강도설계법으로 설계.

⑨ 콘크리트의 28일 압축강도는 27 Mpa 이상

⑩ 철근 콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동

【 경험적설계법 : 중앙부 】

1) 철근배근량

① 지간방향 :

상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.4% 이상

② 지간방향에 직각방향 :

상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

2) 사용철근량

① 일반부 주철근

상면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 ㎟		
	사용철근량	:	H16	@ 400	=	496.500 ㎟	(1 Cycle)	
			H16	@ 400	=	496.500 ㎟	(2 Cycle)	
				합계		993.000 ㎟	=> 0.K	
하면철근	필요철근량	: 240000	×	0.4%	=	960.000 ㎟		
	사용철근량	:	H16	@ 400	=	496.500 ㎟	(1 Cycle)	
			H16	@ 400	=	496.500 ㎟	(2 Cycle)	
				합계		993.000 ㎟	=> 0.K	

② 일반부 배력철근

상면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 ㎟		
	사용철근량	:	H16	@ 250	=	794.400 ㎟	=> 0.K	
하면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 ㎟		
	사용철근량	:	H16	@ 250	=	794.400 ㎟	=> 0.K	

③ 단부 주철근

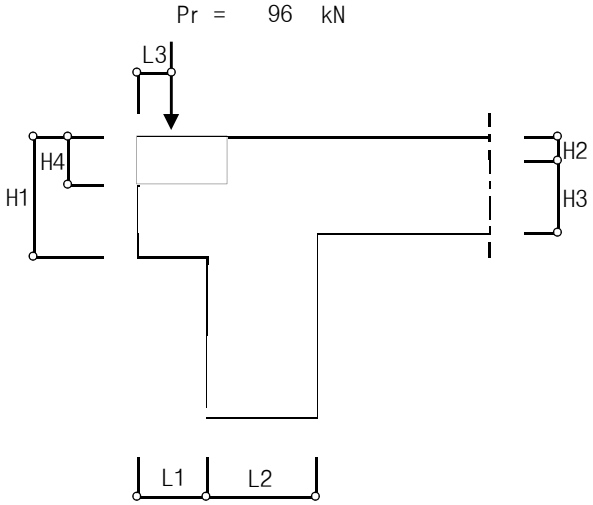
	필요철근량	: 960	×	1배	=	960.000 ㎟		
	사용철근량	:	H16	@ 400	=	496.500 ㎟	(1 Cycle)	
			H16	@ 400	=	496.500 ㎟	(2 Cycle)	
				합계		993.000 ㎟	=> 0.K	

④ 단부 배력철근

	필요철근량	: 720	×	1배	=	1720.000 ㎟		
	사용철근량	:	H16	@ 250	=	794.400 ㎟	=> 0.K	

3.3 슬래브판 단부

1) 설계단면 (☞ 도.설.기 4.7.3)



H1 = 490 mm L1 = 363 mm
H2 = 50 mm L2 = 400 mm
H3 = 240 mm L3 = 100 mm
H4 = 150 mm

2) 하중계산

① 고정하중

$P_d = L1 \times H1 \times Wc = 0.363 \times 0.490 \times 25.0 = 4.450$ kN/m

$M_d = P_d \times L1 / 2 = 4.450 \times 0.363 / 2 = 0.810$ kN·m

② 활하중

- 충격계수 $i = 15 / (40 + L)$ (☞ 도.설.기 2.1.4)

$= 15 / (40 + 0.263) = 0.373 \geq 0.300$ ∴ $i = 0.300$

- 차량하중 분포폭 (주철근의 방향이 차량 진행방향인 경우) (☞ 도.설.기 4.7.5.2)

$E = 0.350 X + 0.980$

$0.350 \times 0.263 + 0.980 = 1.072$ m < 2.100 m ∴ $E = 1.072$ m

$$M = \frac{P}{E} X = \frac{96 \times (1 + 0.300)}{1.072} \times 0.263 = 30.618 \text{ kN·m}$$

③ 모멘트 요약 정리

구 분	고 정 하 중	활 하 중	비 고
M (kN·m)	0.810	30.618	
V (kN)	4.450	116.418	

3) 하중조합

① 사용하중 및 계수하중

구 분	고 정 하 중	활 하 중	비 고
Case 1	1.00	1.00	사용하중 조합
	1.30	2.15	계수하중 조합

② 하중조합 결과

구 분	사용하중 조합	계수하중 조합	비 고
M (kN·m)	31.428	66.882	
V (kN)	120.868	256.084	

4) 단면검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	340.0	280.0	60.0	66.9	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 400.00 = 529600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 23.076 mm, c = 23.076 / β1 = 23.076 / 0.85 = 27.149 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (280.00 - 27.149) / 27.149 = 0.02794

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 718.534 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.843]

1단 : H16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00473

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

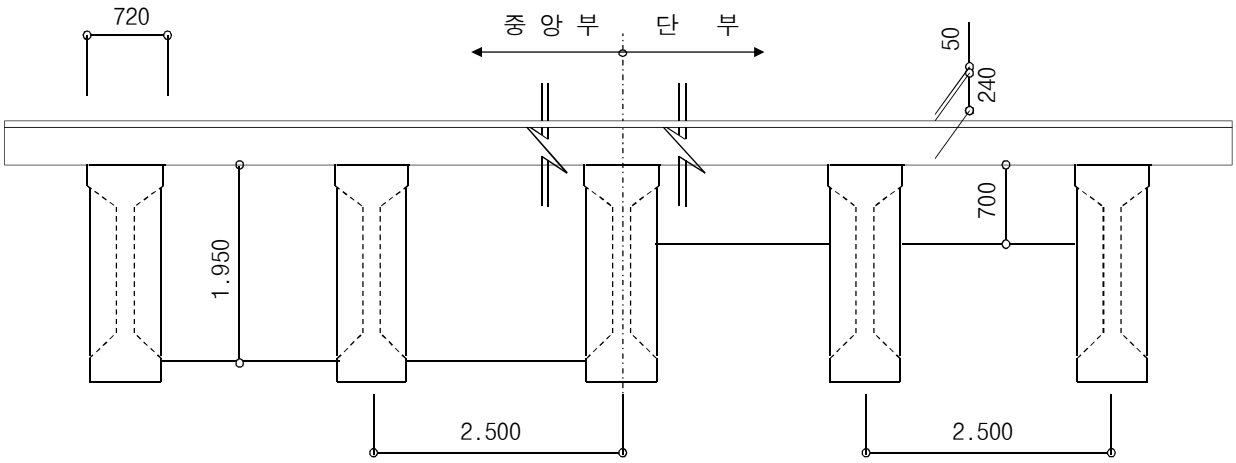
* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.076 mm

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 400 x (280.00 - a/2) = 120.851 kN.m

≥ Mu (= 66.875 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.807]

4. 가로보의 설계



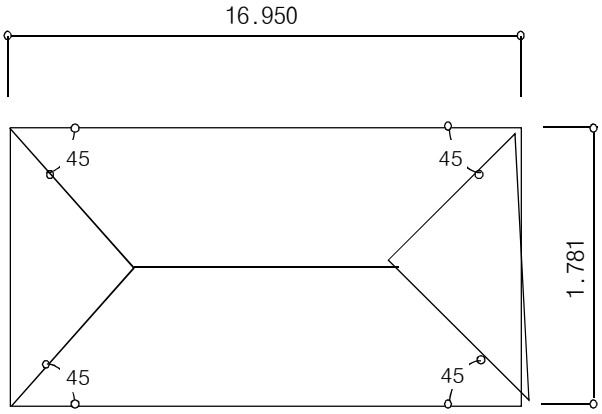
4.1 단부 가로보

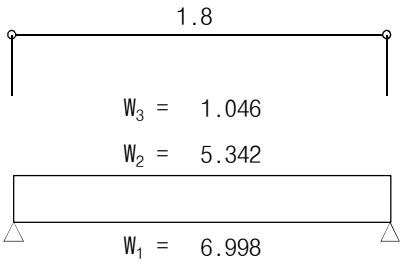
1) 가로보제원

가로보높이 :	0.70	m	주 Beam 간 격 :	2.500	m			
가로보 폭 :	0.40	m	가로보 순지간 :	2.500	− 0.720	=	1.780	m
교량 사각 :	88.60	°	가로보 사지간 :	1.780	÷ SIN (88.60)	=	1.781	m

2)작용하중

(1)고정하중





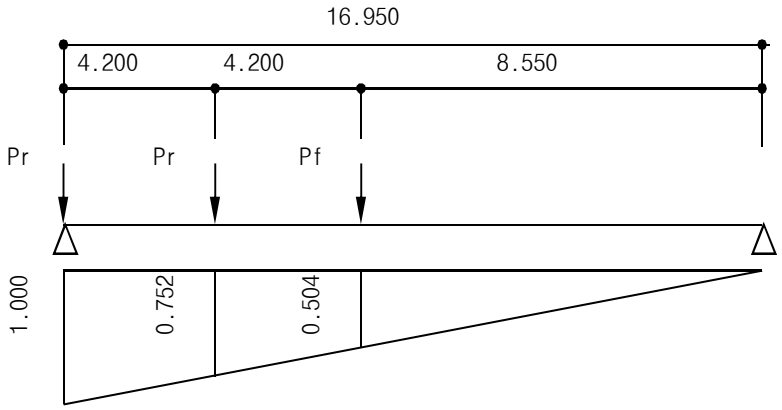
가로보 폭:	0.400	× SIN (88.60)				=	0.400	m
가로보자중:	0.400	× 0.700	× 25.00			=	6.998	kN/m
슬라브자중:	0.240	× 0.890	× 25.00			=	5.342	kN/m
포장 자중:	0.050	× 0.890	× 23.50			=	1.046	kN/m

작용 단면력

V_d	= 13.386	× 1.781	/ 2			=	11.917	kN
M_d	= 13.386	× 1.781^2	/ 8			=	5.305	kN·m

(2)활 하 중

① DB-24 하중



Pf = 24.000 kN

Pr = 96.000 kN

충격계수

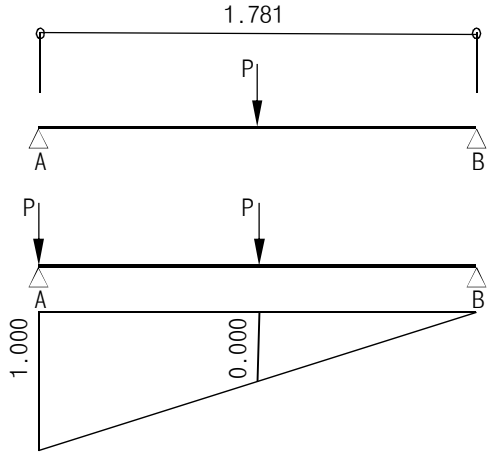
$$i = \frac{15}{40 + 16.95} = 0.263 < 0.300$$

$$P_{(L+i)} = \{ 96.000 \times (1.000 + 0.752) + 24.000 \times 0.504 \} \times 1.263 = 227.813 \text{ kN}$$

② 작용 단면적

CROSS BEAM 경간장 : 1.780 m 이므로 모멘트 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea

CROSS BEAM 경간장 : 1.780 m 이므로 전단력 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea



$$M_L = \frac{227.813 \times 1.781}{4} = 101.407 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_L = 227.813 \times 1.000 = 227.813 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
M	kN · m	5.305	101.407
V	kN	11.917	227.813

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3 M_d + 2.15 M_L = 1.300 \times 5.305 + 2.150 \times 101.407 = 224.920 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vu = 1.3 V_d + 2.15 V_L = 1.300 \times 11.917 + 2.150 \times 227.813 = 505.289 \text{ kN}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 224.920 kN·m

b = 400 mm h = 940 mm

d' = 40 mm d = 900 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.0327 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-4.1667\ As^2 + 229{,}500\ As$

$= 224{,}920{,}000$

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 998.13 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d =$ 1,558.85 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d =$ 1,680.00 중에서 큰 값 이상이거나,

$Asmin = Asreq \times 4/3 =$ 1,330.84 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.10 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d) = 0.0042 \leq Pmax = 0.75\ Pb = 0.0325$ **O.K.**

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600/(600 + fy) \times d =$ 450 mm > $c = a/0.85 =$ 58.443 mm

Max. $a = 0.85 \times c =$ 382.500 mm > $a = fy\ As/(0.85\ fck\ b) =$ 49.676 mm

$jd = d - a/2 =$ 875.162 mm

$C = 0.85\ fck\ a\ b =$ 456.030 kN , $T = fy\ As =$ 456.030 kN

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd =$ 339.235 kN·m ≥ Mu = 224.920 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa) (☞ 도.설 4.4.6.9, 콘.설 7.8.2)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산

ln / d = 1.78 ÷ 0.90 = 1.98 ≤ 5.00 **O.K**

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot \sqrt{(fck)/3 \cdot bo \cdot d}$

$= 0.80 \times 2.00 \times \sqrt{27.00} / 3.00 \times 400.00 \times 900.00 \times 10^{-3}$

= 997.661 kN ≥ Su = 505.289 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times \sqrt{27.00} / 6.00 \times 400.00 \times 900.00 \times 10^{-3}$

$= 249.415$ kN $<$ Su $= 505.289$ kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 150.00 mm ≤ d/5 = 180.00 mm or 300.00 mm **O.K**

Av = 253.40 mm² ≥ 0.0025 · bo · Sv = 150.00 mm² **O.K**

(D 13 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 150.00 mm ≤ d/5 = 180.00 mm or 300.00 mm **O.K**

Ah = 397.20 mm² ≥ 0.0015 · bo · Sh = 90.00 mm² **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{253.40}{150.00} \left(\frac{1.98}{12.00} \right) + \frac{397.20}{150.00} \left(\frac{1.98}{12.00} \right) \right] \times 300.00 \times 900.00$$

$= 520.580$ kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

$= 249.415 + 520.580 = 769.995$ kN $<$ 997.661 kN

$\therefore \Phi \cdot Vn = 769.995 \geq Vu = 505.289$ kN **O.K.**

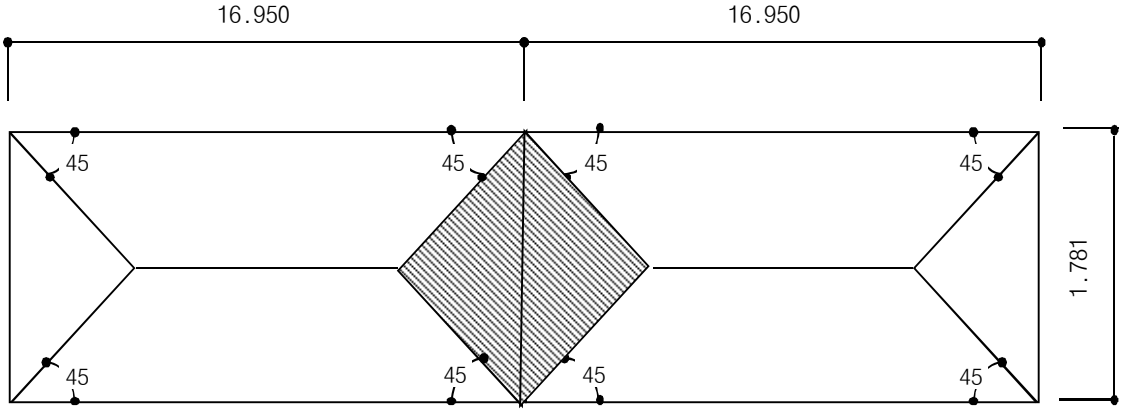
4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

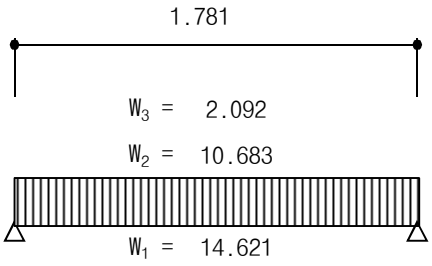
가로보높이 :	1.95	m	주 Beam 간 격 :	2.500	m			
가로보 폭 :	0.30	m	가로보 순지간 :	2.500	−	0.720	=	1.780 m
교량사각 :	88.61	°	가로보 사지간 :	1.780	÷ SIN (88.61)		=	1.781 m

2)작용하중

(1)고정하중



가로보 폭:	0.300	× SIN (88.61)					=	0.300 m
가로보자중:	0.300	×	1.950	×	25.00		=	14.621 kN/m
슬라브자중:	0.240	×	1.781	×	25.00		=	10.683 kN/m
포장 자중:	0.050	×	1.781	×	23.50		=	2.092 kN/m

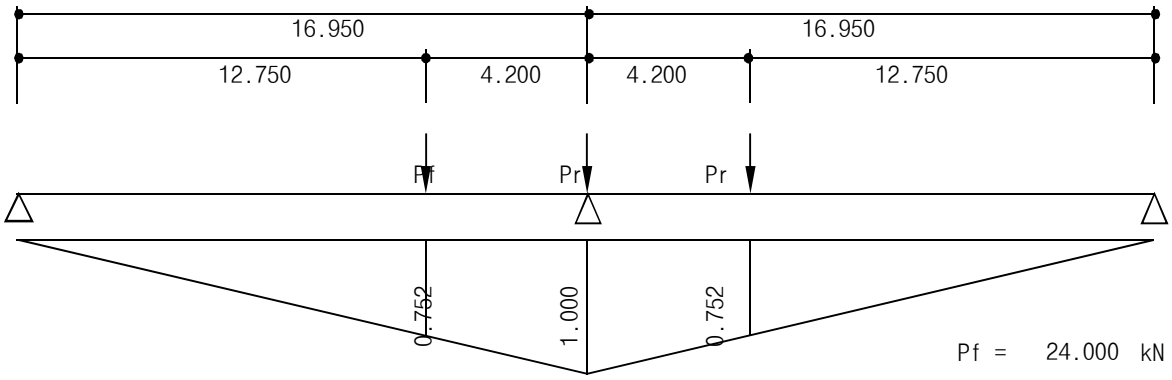


작용 단면력

V_d	=	27.396	×	1.781	/ 2		=	24.390 kN
M_d	=	27.396	×	1.781	^{2}	/ 8	=	10.857 kN · m

(2)활 하 중

① DB-24 하중



Pf = 24.000 kN

Pr = 96.000 kN

충격계수

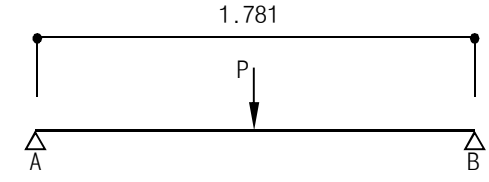
$$i = \frac{15}{40 + 16.950} = 0.263 < 0.300$$

$$P_{(L+i)} = \{ 96.000 \times (0.752 + 1.000) + 24.000 \times 0.752 \} \times 1.263 = 235.326 \text{ kN}$$

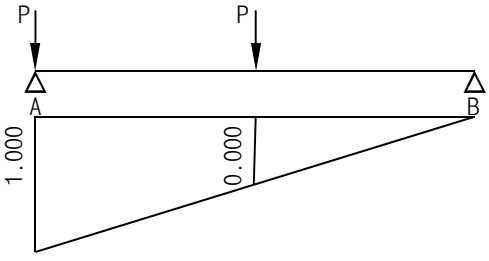
② 작용 단면적

CROSS BEAM 경간장 : 1.780 m 이므로 모멘트 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea

CROSS BEAM 경간장 : 1.780 m 이므로 전단력 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea



$$M_L = \frac{235.326 \times 1.781}{4} = 104.751 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$V_L = 235.326 \times 1.000 = 235.326 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	10.857	104.751

Vu	kN	24.390	235.326

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.30 \times 10.857 + 2.15 \times 104.751 = 239.328\ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.30 \times 24.390 + 2.15 \times 235.326 = 537.657\ kN$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 239.328 kN·m

b = 300 mm h = 2190 mm

d' = 40 mm d = 2150 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) = 0.0436\ As$

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) = -5.5556\ As^2 + 548{,}250\ As$

$= 239{,}328{,}000$

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 438.479 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 2792.932 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 3010.000 중에서 큰 값 이상이거나,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 584.639 이상이어야 한다.

사용철근 D 22 × 3 EA = 1161.30 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.0018 ≤ Pmax = 0.75 Pb = 0.0325 **O.K.**

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1075.00 mm > c = a/0.85 = 59.53 mm

Max. a = 0.85 ×c = 913.75 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 50.601 mm

jd = d - a/2 = 2124.70 mm

C = 0.85 fck a b = 348.39 kN , T = fy As = 348.39 kN

ΦMn = Φfy As jd = 629.19 kN·m ≥ Mu = 239.33 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa) (☞ 도.설 4.4.6.9, 콘.설 7.8.2)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산

ln / d = 1.78 ÷ 2.15 = 0.83 ≤ 5.00 **O.K**

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot \sqrt{(fck)/3 \cdot bo \cdot d}$

$= 0.80 \times 2.00 \times \sqrt{27.00} / 3.00 \times 300.00 \times 2150.00 \times 10^{-3}$

$= 1787.48$ kN $\geq$ Su $=$ 537.66 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times \sqrt{27.00} / 6.00 \times 300.00 \times 2150.00 \times 10^{-3}$

$= 446.87$ kN $<$ Su $=$ 537.66 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200.00 mm $\leq$ d/5 = 430.00 mm or 300.00 mm **O.K**

Av = 397.20 mm² $\geq$ $0.0025 \cdot bo \cdot Sv$ = 150.00 mm² **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 300.00 mm $\leq$ d/5 = 430.00 mm or 300.00 mm **O.K**

Ah = 4645.20 mm² $\geq$ $0.0015 \cdot bo \cdot Sh$ = 135.00 mm² **O.K**

(D 22 × 12 ea)

- 전단철근의 전단강도

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{0.83}{12} \right) + \frac{4645.20}{300} \left(\frac{0.83}{12} \right) \right] \times 300.00 \times 2150.00$$

$= 6928.75$ kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

$= 446.869 + 6928.747 = 7375.616$ kN > 1787.476 kN

$\therefore \Phi \cdot Vn = 1787.476 \geq Vu = 537.657$ kN **O.K.**

4.3 중간지점부 가로보

1) 가로보제원

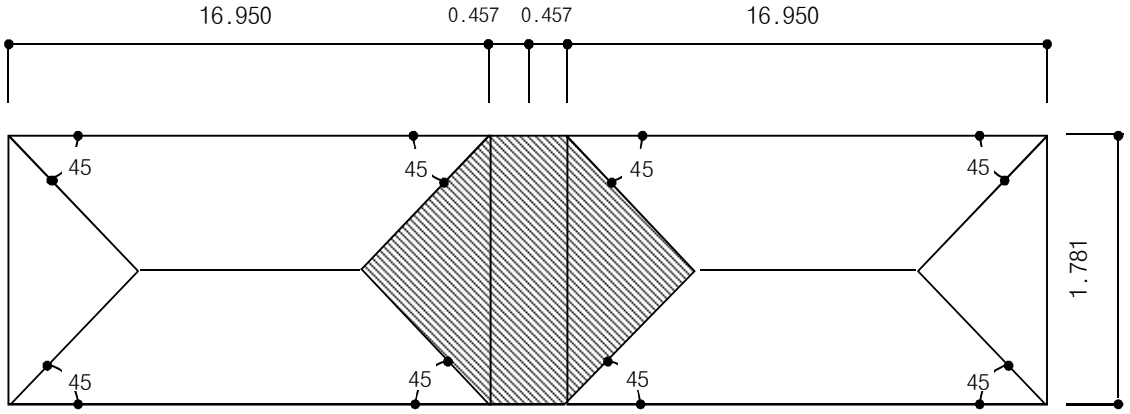
가로보높이 : 1.95 m 주 Beam 간 격 : 2.500 m

가로보 폭 : 0.91 m 가로보 순지간 : 2.500 − 0.720 = 1.780 m

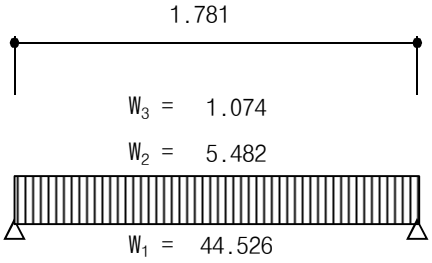
교량사각 : 88.60 ° 가로보 사지간 : 1.780 ÷ SIN (88.60) = 1.781 m

2)작용하중

(1)고정하중



가로보 폭:	0.914	× SIN (88.60)				=	0.913	m
가로보자중:	0.913	×	1.950	×	25.00	=	44.526	kN/m
슬라브자중:	0.240	×	0.914	×	25.00	=	5.482	kN/m
포장 자중:	0.050	×	0.914	×	23.50	=	1.074	kN/m

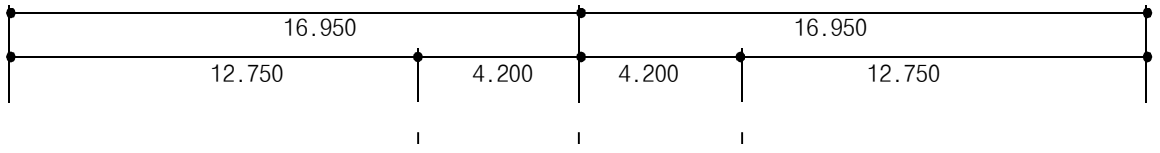


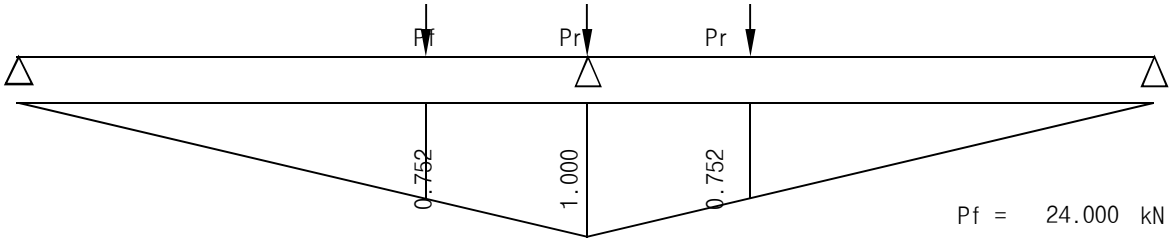
작용 단면력

V_d	=	51.081	×	1.781	/ 2	=	45.476	kN
M_d	=	51.081	×	1.781^2	/ 8	=	20.243	kN·m

(2)활 하 중

① DB-24 하중





Pf = 24.000 kN

Pr = 96.000 kN

충격계수

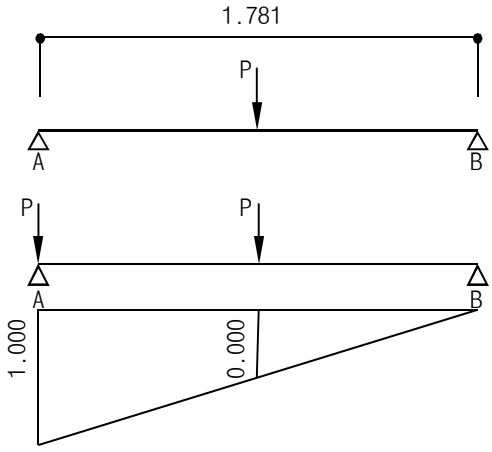
$$i = \frac{15}{40 + 16.950} = 0.263 < 0.300$$

$$P_{(L+i)} = \{ 96.000 \times (0.752 + 1.000) + 24.000 \times 0.752 \} \times 1.263 = 235.326 \text{ kN}$$

② 작용 단면적

CROSS BEAM 경간장 : 1.780 m 이므로 모멘트 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea

CROSS BEAM 경간장 : 1.780 m 이므로 전단력 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea



$$M_L = \frac{235.326 \times 1.781}{4} = 104.751 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_L = 235.326 \times 1.000 = 235.326 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	20.243	104.751
Vu	kN	45.476	235.326

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.30 \times 20.243 + 2.15 \times 104.751 = 251.530$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.30 \times 45.476 + 2.15 \times 235.326 = 565.069$ kN

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 251.53 kN · m

b = 914 mm h = 2190 mm

d' = 40 mm d = 2150 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.0143 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -1.8242 As^2 + 548250 As

= 251530000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 459.490 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 8505.614 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 9166.674 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 612.653 이상이어야 한다.

사용철근 D 22 × 3 EA = 1161.30 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.0006 ≤ Pmax = 0.75 Pb = 0.0325 **O.K.**

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1075.00 mm > c = a/0.85 = 19.55 mm

Max. a = 0.85 ×c = 913.75 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 16.62 mm

jd = d - a/2 = 2141.69 mm

C = 0.85 fck a b = 348.39 kN , T = fy As = 348.39 kN

ΦMn = Φfy As jd = 634.22 kN·m ≥ Mu = 251.53 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa) (☞ 도.설 4.4.6.9, 콘.설 7.8.2)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산

ln / d = 1.78 ÷ 2.15 = 0.83 ≤ 5.00 **O.K**

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

Φ · Vn = Φ · 2 · √(fck)/3 · bo · d

= 0.80 × 2.00 × √ 27.00 / 3.00 × 913.62 × 2150.00 × 10^{-3}

= 5443.593 kN ≥ Su = 565.07 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

Φ · Vc = Φ · √fck / 6 · bo · d

= 0.80 × √ 27.00 / 6.00 × 913.62 × 2150.00 × 10^{-3}

= 1360.898 kN ≥ Su = 565.069 kN **O.K.**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200.00 mm ≤ d/5 = 430.00 mm or 300.00 mm **O.K**

Av = 2026.80 mm^2 ≥ 0.0025 · bo · Sv = 456.81 mm^2 **O.K**

(D 25 × 4 ^{ea})

- 수평 전단철근

Sh = 200.00 mm ≤ d/5 = 430.00 mm or 300.00 mm **O.K**

Ah = 9120.60 mm^2 ≥ 0.0015 · bo · Sh = 274.09 mm^2 **O.K**

(D 25 × 18 ^{ea})

- 전단철근의 전단강도

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{2026.80}{200} \left(\frac{0.83}{12} \right) + \frac{9120.60}{200} \left(\frac{0.83}{12} \right) \right] \times 300.00 \times 2150.00$$

= 20743.143 kN

- 공칭전단강도

Φ · Vn = Φ · Vc + Φ · Vs

= 1360.90 + 20743.14 = 22104.04 kN > 5443.59 kN

∴ Φ · Vn = 5443.59 ≥ Vu = 565.07 kN **O.K.**

격자 해석(옥산방향)

1. 설계조건

1.1 상부형식

교 량 형 식	PSC BEAM교
교 량 연 장	35.093 + 34.987 + 34.987 + 35.198 = 140.265 m
교 량 폭 원	11.995 m
사 각	90.000

1.2 하중조건

1) 고정하중

철근 콘크리트 단위중량	W_{sc} = 25.00 kN/m^3
무근 콘크리트 단위중량	W_c = 23.50 kN/m^3
포 장 단위중량	W_a = 23.50 kN/m^3

2) 활하중

1 등 교	DB - 24, DL - 24
충 격 계 수	$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.30$

1.3 사용재료 및 설계강도

1) PSC BEAM (POST - TENSION) (☞ 도.설 4.6.3.3)

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck})	40.00 MPa (☞ 도.설 4.6.1.3)
철근 항복강도 (f_y)	300.00 MPa (☞ 도.설 4.6.1.4)
프리스트레스 도입시 압축강도(f_{ci})	32.00 MPa
프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci})	27032.90 MPa
허 용 응 력	① 프리스트레스 도입 직후의 응력 (크리프,건조수축 손실전) - 허용휨 압축응력 : 0.60 (fci) = 19.200 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.25 √(fci) = 1.414 MPa
	② 설계 하중 작용시 (손실후) - 허용휨 압축응력 : 0.40 (fck) = 18.000 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.5 √(fck) = 3.162 MPa
균 열 응 력	0.63 √(fck) = 3.984 MPa
CREEP 계수 (ψ)	3.0 (28일 기준) (☞ 도.설 4.2.3.3)
콘크리트 탄성계수 (E_{pc})	30891.00 MPa (☞ 도.설 4.2.3.1)
철근 탄성계수 (E_{ps})	200000.00 MPa (☞ 도.설 4.2.3.2)

2) P.S 강선(12.7㎜ 7연선) (☞ 도.설 4.6.3.3)

극 한 강 도 (f_{pu})	1900.0 MPa	
항 복 응 력 (f_{py})	1600.0 MPa	
JACK에 의한 최대긴장응력	$0.90 \cdot f_{py}$ = 0.90 × 1600 = 1440.0 MPa	
PRESTRESS 도입직후	$0.83 \cdot f_{py}$ = 0.83 × 1600 = 1328.0 MPa	
설계하중 작용시(손실후 사용하중)	$0.80 \cdot f_{py}$ = 0.80 × 1600 = 1280.0 MPa	
탄 성 계 수 (E_{pss})	200000.0 MPa	(☞ 도.설 4.2.3.2)
파상마찰계수 (k)	0.005 1/m	(☞ 도.설 4.6.3.4)
곡률마찰계수 (μ)	0.250 1/rad	(☞ 도.설 4.6.3.4)
건조수축률	0.0002 (28일 기준)	(☞ 도.설 2.1.7)
릴랙세이션 (ɣ)	5.0 %	(☞ 도.설 2.3.3)
정착장치의 활동량 (시점부)	6.0 mm	
정착장치의 활동량 (종점부)	6.0 mm	

3) SLAB 및 가로보 콘크리트 (☞ 도.설 4.5.2.1)

설계기준 강도 (f_{ck})	SLAB	27.00 MPa	
	가로보	27.00 MPa	
허용 휨 압축강도 (f_{ca})	SLAB	$0.4 \cdot f_{ck}$ = 0.40 × 27 = 10.80 MPa	
	가로보	$0.4 \cdot f_{ck}$ = 0.40 × 27 = 10.80 MPa	
바닥판 콘크리트 허용 휨 인장강도(f_{ta})		$0.13 \sqrt{(f_{ck})}$ = 0.13 × √(27) = 0.68 MPa	
탄 성 계 수	SLAB (E_{sc})	27804.00 MPa	
	가로보 (E_{cc})	27804.00 MPa	

4) SLAB 및 가로보 철근

항 복 강 도 (f_y)	SLAB	400.00 MPa
	가로보	300.00 MPa
탄 성 계 수	SLAB (E_{ss})	200000.00 MPa
	가로보 (E_{cs})	200000.00 MPa

1.4 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (☞ 도.설.기)

2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (☞ 도.설.해)

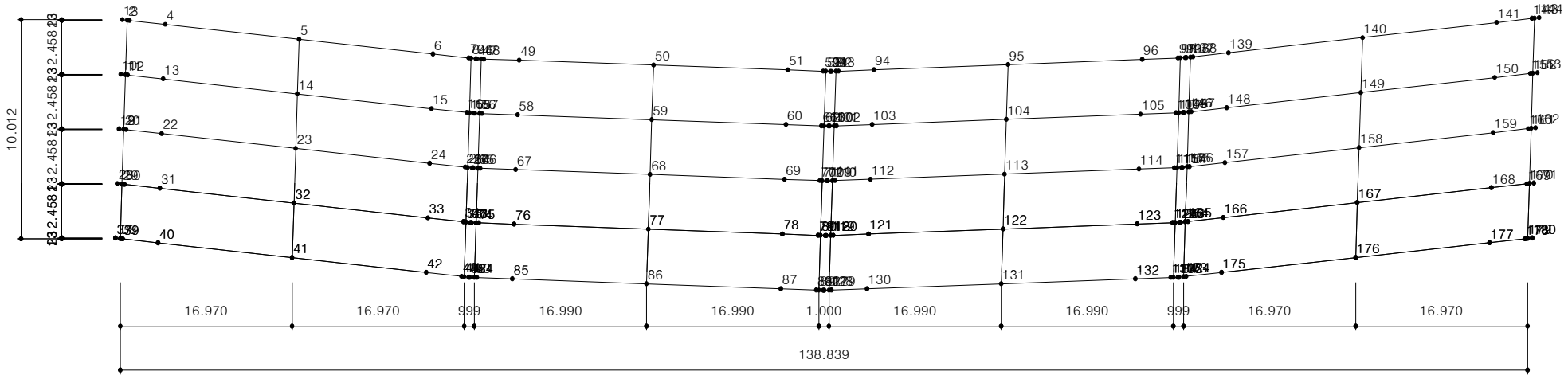
3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (☞ 콘.설)

4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (☞ 도.요)

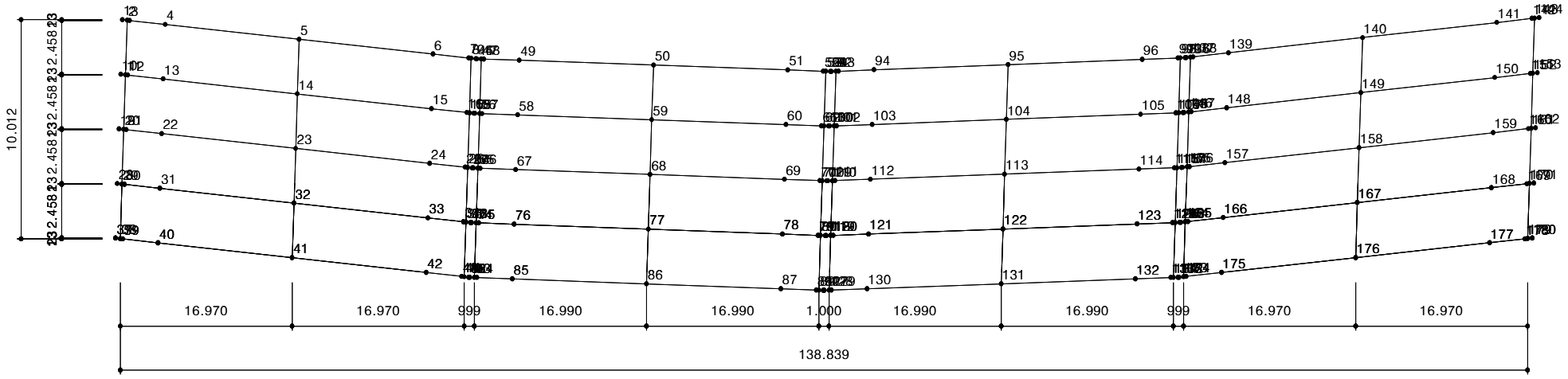
5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (☞ 도.편)

2. 모 델 링

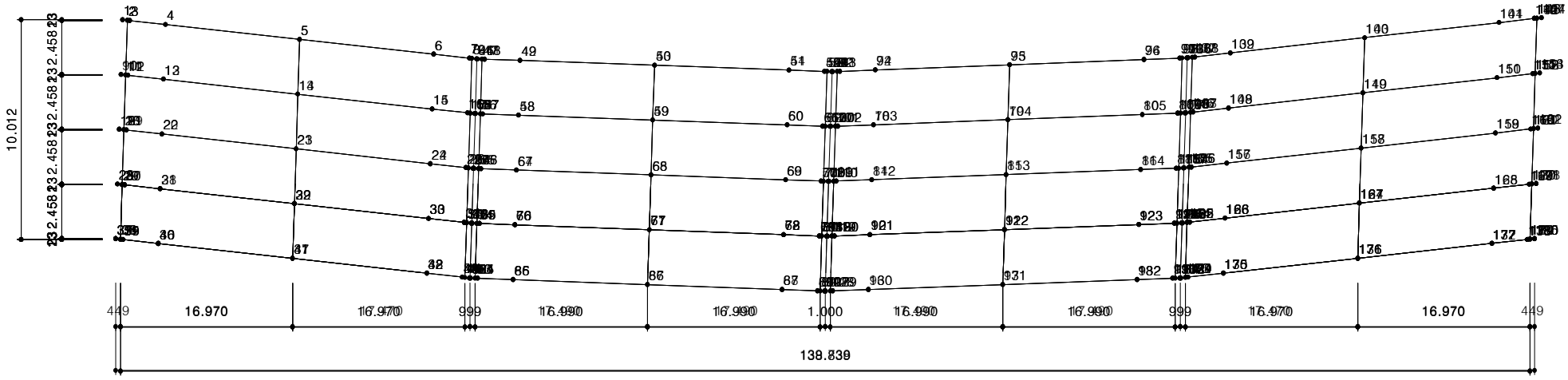
2.1 합성전 모델링



2.2 합성후 모델링

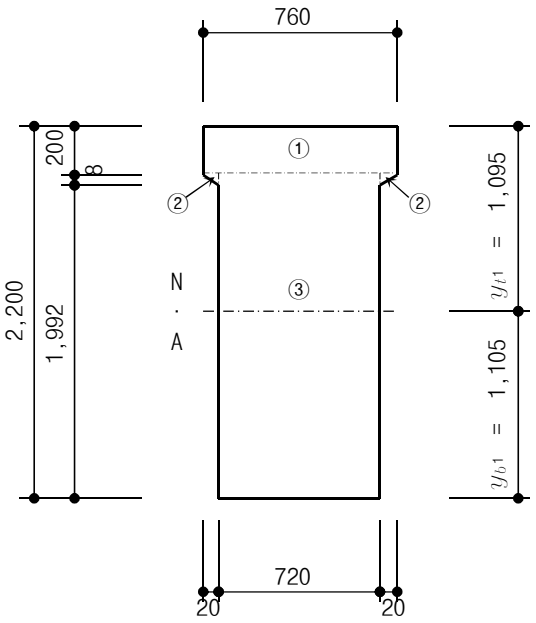

10.012
2.458
2.458
2.458
2.458
16.970
16.970
999
16.990
16.990
1.000
16.990
16.990
999
16.970
16.970
138.839

2.3 활하중 모델링


10.012
2.458
2.458
2.458
2.458
449
16.970
16.970
999
16.990
16.990
1.000
16.990
16.990
999
16.970
16.970
449
138.839

3. 단면 계수 산정 (격자해석)

1) Beam 단부 총단면



(단위:㎜)

번 호	b	h	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
① (□)	760	200	152000	100	15200000	995	150449078560	506666667
② (△)	20	8	160	203	32427	892	127368627	569
③ (□)	720	2000	1440000	1200	1728000000	-105	15910733236	480000000000
계			1592160		1743232427		166487180423	480506667236

$$y_{t1} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1743232426.67}{1592160.00} = 1094.885 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 1094.89 - 2200.00 = -1105.115 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 480506667235.56 + 166487180422.83 = 646993847658.383 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{33}}{y_{t1}} = \frac{646993847658.38}{1094.89} = 590923911.654 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{33}}{y_{b1}} = \frac{646993847658.38}{1105.11} = 585453972.834 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{33}}{A} = \frac{646993847658.38}{1592160.00} = 406362.330 \text{ mm}^2$$

(단위:㎜)

번 호	b	h	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
① (□)	760	200	152000	0	0	0	0	7316266667
② (△)	20	8	80	-367	-29333	367	10755556	1778
	20	8	80	367	29333	-367	10755556	1778
③ (□)	720	2000	1440000	0	0	0	0	62208000000
계			1592160		0		21511111	69524270222

$x_{e1} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1592160.00} = 0.000$ mm

$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$

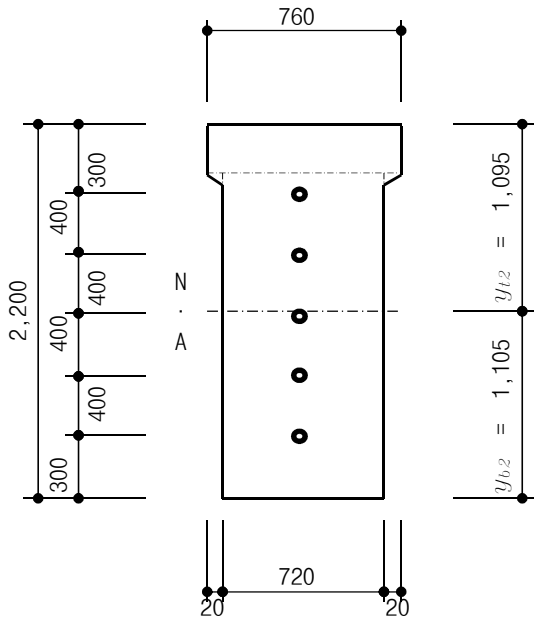
$= 69524270222.22 + 21511111.11 = 69545781333.333$ mm^4

- 비틀림 상수

$K = \Sigma(b \times t^3) / 3$

$= (2,000.0 \times 720.0^3 + 760.0 \times 200.0^3) / 3 = 250858666666.667$ mm^4

2) Beam 단부 순단면



강선번호	X좌표	Y좌표
1	0.00	1900.00
2	0.00	1500.00
3	0.00	1100.00
4	0.00	700.00
5	0.00	300.00

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm^2) (단위:mm)

번 호	수량	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
총단면		1592160	1095	1743232427	0	4913	646993847658
1번 SHEATH	1	-3421	300	-1026358	795	-2161353862	
2번 SHEATH	1	-3421	700	-2394836	395	-533331556	
3번 SHEATH	1	-3421	1100	-3763314	-5	-91457	
4번 SHEATH	1	-3421	1500	-5131792	-405	-561633566	
5번 SHEATH	1	-3421	1900	-6500269	-805	-2217957884	
계	5	1575054		1724415857		-5474363412	646993847658

$$y_{t2} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1724415857.47}{1575054.03} = 1094.830 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 1094.83 - 2200.00 = -1105.170 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 646993847658.38 + -5474363411.51 = 641519484246.873 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t2} = \frac{I_{33}}{y_{t2}} = \frac{641519484246.87}{1094.83} = 585953697.496 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{33}}{y_{b2}} = \frac{641519484246.87}{1105.17} = 580471134.538 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 1105.17 - 1100.00 = 5.170 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{33}}{e_{p2}} = \frac{641519484246.87}{5.17} = 124076717473.435 \text{ mm}^3$$

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm^2)

(단위:mm)

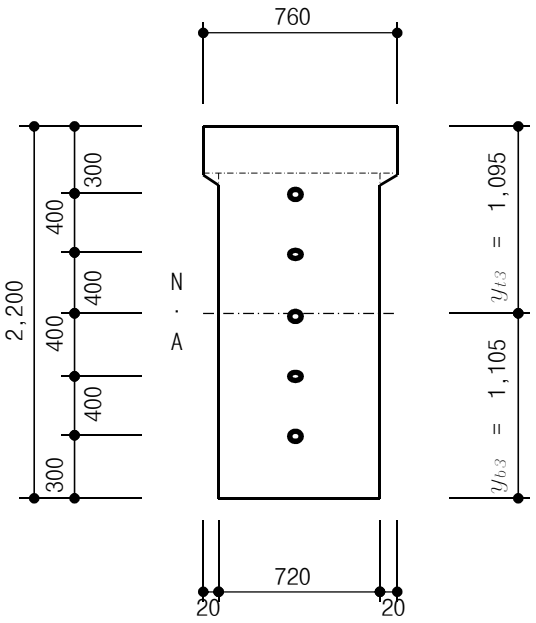
번 호	수량	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
총단면		1592160	0	0	0	0	69545781333
1번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
2번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
3번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
4번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
5번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
계	5	1575054		0		0	69545781333

$$x_{e2} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1575054.03} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$$= 69545781333.33 + 0.00 = 69545781333.333 \ mm^4$$

3) Beam 단부 P.S 강연선 환산단면



※ 강연선 ϕ 12.7 × 12 ea = 98.71 × 12.00 = 1184.52 ㎟

n_p = E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

강연선 환산단면적 = 1184.52 × 6.47 = 7669.03 ㎟

(단위:㎜)

번 호	수량	A	y	$A{\cdot}y$	y'	$A{\cdot}y'^2$	I_O
총단면		1575054	1095	1724415857	0	23783	641519484247
강 연 선	5	38345	1100	42179664	-5	976915	
계	5	1613399		1766595521		1000698	641519484247

y_{t3} = $\frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A}$ = $\frac{1766595521.45}{1613399.18}$ = 1094.953 ㎜

y_{b3} = 1094.95 − 2200.00 = -1105.047 ㎜

I_{33} = Σ(I_o + A x y'^2)

= 641519484246.87 + 1000698.31 = 641520484945.184 $㎜^4$

Z_{t3} = $\frac{I_{33}}{y_{t3}}$ = $\frac{641520484945.18}{1094.95}$ = 585888852.270 $㎜^3$

Z_{b3} = $\frac{I_{33}}{y_{b3}}$ = $\frac{641520484945.18}{1105.05}$ = 580536588.861 $㎜^3$

e_{p3} = 1105.05 − 1100.00 = 5.047 ㎜

Z_{p3} = $\frac{I_{33}}{e_{p3}}$ = $\frac{641520484945.18}{5.05}$ = 127097599557.410 $㎜^3$

(단위:㎜)

번 호	수량	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
총단면		1575054	0	0	0	0	69545781333
강 연 선	5	38345	0	0	0	0	
계	5	1613399		0		0	69545781333

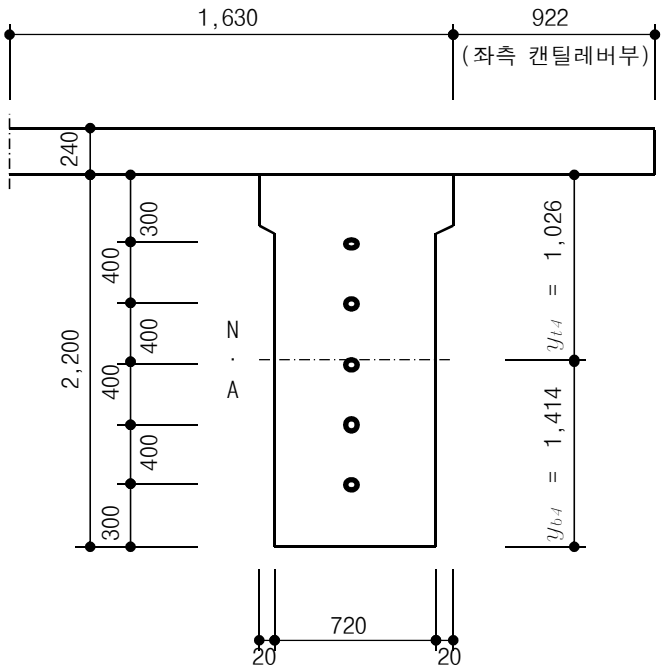
$$x_{e3} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1613399.18} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$$= 69545781333.33 + 0.00 = 69545781333.333 \text{ mm}^4$$

4) Beam 단부 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- P.S.C BEAM 배치 간격 : 2.50 m
- 캔틸레버 길이 : 1.30 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 1302 + 360 = 1662.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6t + b_1$ = 6 × 240 + 1662 = 3102.00 mm

② $l/12 + b_1$ = 34000 / 12 + 1662 = 4495.33 mm

③ $l/2 + b_1$ = 1780 / 2 + 1662 = 2551.99 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2552 × 0.90 = 2296.96 mm

A_{slab} = 2297 × 240 = 551271.48 mm²

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-309	154457087345	641520484945
슬래브	551271	120	66152577	906	452047581082	2646103089
계	2164671		2219963901		606504668427	644166588034

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{2219963901.16}{2164670.65}$ = 1025.543 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t4} = 1025.54 - 240.00 = 785.543 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b4} = 1025.54 - 2440.00 = -1414.457 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= \quad 644166588033.91 \quad + \quad 606504668427.11 \quad = \quad 1250671256461.020 \quad mm^4$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1250671256461.02}{1025.54} = 1219520445.854 \quad mm^3$$

$$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{1250671256461.02}{785.54} = 1592109500.477 \quad mm^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{1250671256461.02}{1414.46} = 884206229.942 \quad mm^3$$

$e_{p4} = \quad 1414.46 \quad - \quad 1100.00 \quad = \quad 314.457 \quad mm$

$$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{1250671256461.02}{314.46} = 3977247168.265 \quad mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	551271	0	0	0	0	242377799112
계	2164671		0		0	311923580445

$$x_{e4} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{2164670.65} = 0.000 \quad mm$$

$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$

$= \quad 311923580445.40 \quad + \quad 0.00 \quad = \quad 311923580445.403 \quad mm^4$

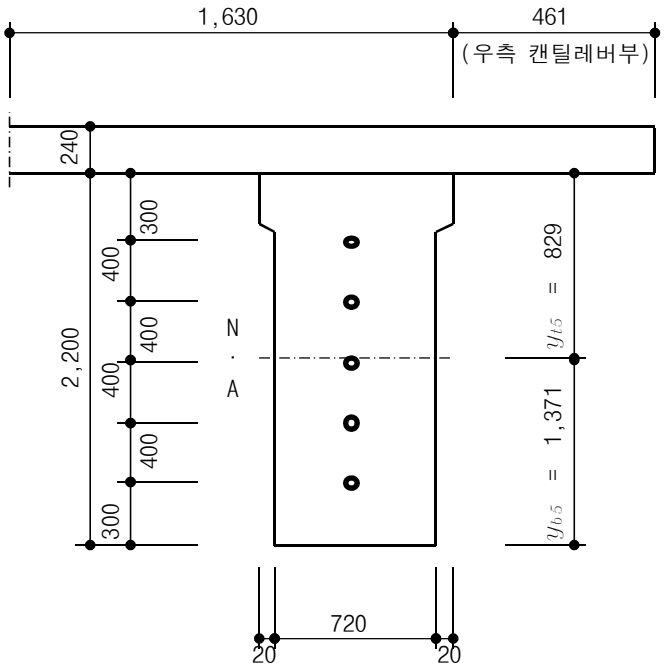
- 비틀림 상수

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= \quad 250858666666.67 \quad + \quad (\quad 2,297.0 \quad \times \quad 240.0 \quad ^3 \quad) / \quad 3 \quad / \quad 0.900$

$= \quad 262618236586.667 \quad mm^4$

(2) 외측 BEAM (G5 : 비대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- P.S.C BEAM 배치 간격 : 2.50 m
- 캔틸레버 길이 : 0.84 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 841 + 360 = 1201.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6t + b_1$ = 6 × 240 + 1201 = 2641.00 mm

② $l/12 + b_1$ = 34000 / 12 + 1201 = 4034.33 mm

③ $l/2 + b_1$ = 1780 / 2 + 1201 = 2090.99 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2091 × 0.90 = 1882.03 mm

A_{slab} = 1882 × 240 = 451688.17 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-266	113936018364	641520484945
슬래브	451688	120	54202581	949	406971645258	2168103223
계	2065087		2208013905		520907663622	643688588168

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{2208013904.52}{2065087.35}$ = 1069.211 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t5} = 1069.21 − 240.00 = 829.211 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b5} = 1069.21 − 2440.00 = -1370.789 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 643688588168.00 + 520907663621.59 = 1164596251789.600 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1164596251789.60}{1069.21} = 1089210978.589 \ mm^3$$

$$Z_{t5} = \frac{I_{33}}{y_{t5}} = \frac{1164596251789.60}{829.21} = 1404463267.901 \ mm^3$$

$$Z_{b5} = \frac{I_{33}}{y_{b5}} = \frac{1164596251789.60}{1370.79} = 849580911.195 \ mm^3$$

$$e_{p5} = 1370.79 - 1100.00 = 270.789 \ mm$$

$$Z_{p5} = \frac{I_{33}}{e_{p5}} = \frac{1164596251789.60}{270.79} = 4300750126.450 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	451688	0	0	0	0	133325255129
계	2065087		0		0	202871036462

$$x_{e5} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{2065087.35} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$$= 202871036462.10 + 0.00 = 202871036462.099 \ mm^4$$

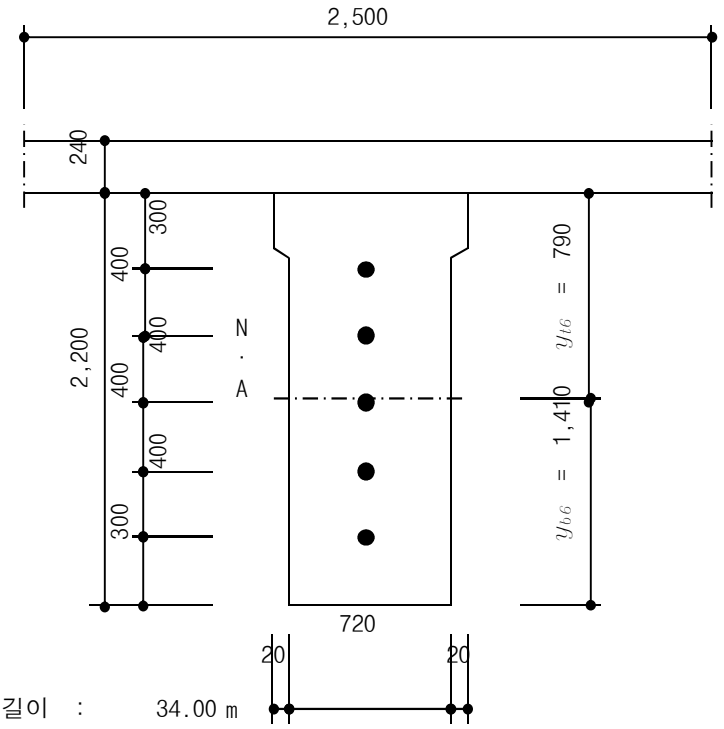
- 비틀림 상수

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (1,882.0 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 260493953194.667 \ mm^4$$

(3) 내측 BEAM (G2 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.50 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.50 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2500 + 360 = 2860.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 720 = 3600.00 mm

② l_n = 2500 = 2500.00 mm

③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2500 × 0.90 = 2250.17 mm

A_{slab} = 2250 × 240 = 540040.79 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-305	149778005504	641520484945
슬래브	540041	120	64804895	910	447469368861	2592195785
계	2153440		2218616219		597247374365	644112680730

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{2218616218.57}{2153439.97}$ = 1030.266 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t6} = 1030.27 - 240.00 = 790.266 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 1030.27 - 2440.00 = -1409.734 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 644112680730.36 + 597247374365.16 = 1241360055095.520 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1241360055095.52}{1030.27} = 1204892640.749 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1241360055095.52}{790.27} = 1570812714.726 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1241360055095.52}{1409.73} = 880563391.954 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1409.73 - 1100.00 = 309.734 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1241360055095.52}{309.73} = 4007827683.623 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	540041	0	0	0	0	227864126945
계	2153440		0		0	297409908278

$$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{2153439.97} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

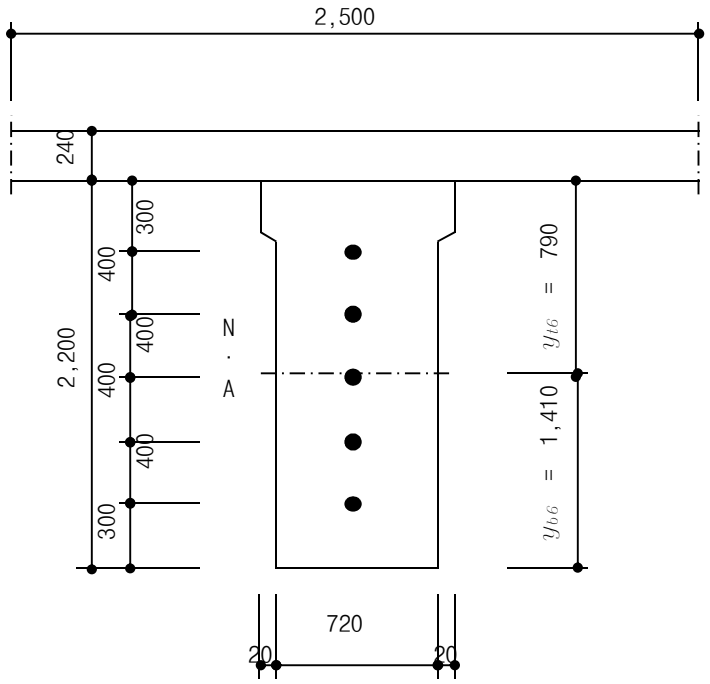
$$= 297409908278.30 + 0.00 = 297409908278.295 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,250.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 262378666666.667 \ mm^4$$

(4) 내측 BEAM (G3 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.50 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.50 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2500 + 360 = 2860.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 720 = 3600.00 mm

② l_n = 2500 = 2500.00 mm

③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2500 × 0.90 = 2250.17 mm

A_{slab} = 2250 × 240 = 540040.79 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-305	149778005504	641520484945
슬래브	540041	120	64804895	910	447469368861	2592195785
계	2153440		2218616219		597247374365	644112680730

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{2218616218.57}{2153439.97}$ = 1030.266 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t6} = 1030.27 - 240.00 = 790.266 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 1030.27 - 2440.00 = -1409.734 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 644112680730.36 + 597247374365.16 = 1241360055095.520 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1241360055095.52}{1030.27} = 1204892640.749 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1241360055095.52}{790.27} = 1570812714.726 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1241360055095.52}{1409.73} = 880563391.954 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1409.73 - 1100.00 = 309.734 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1241360055095.52}{309.73} = 4007827683.623 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	540041	0	0	0	0	227864126945
계	2153440		0		0	297409908278

$$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{2153439.97} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

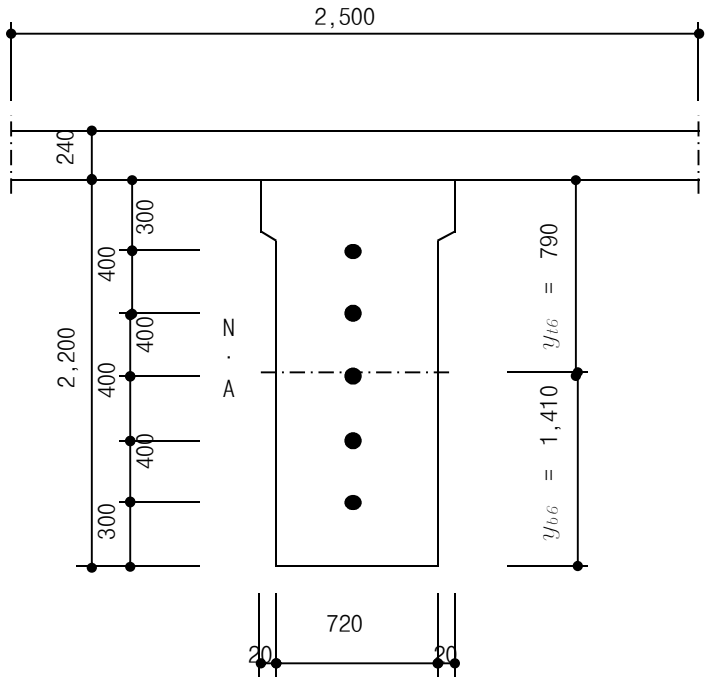
$$= 297409908278.30 + 0.00 = 297409908278.295 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,250.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 262378666666.667 \ mm^4$$

(5) 내측 BEAM (G4 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.50 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.50 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2500 + 360 = 2860.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 720 = 3600.00 mm

② l_n = 2500 = 2500.00 mm

③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2500 × 0.90 = 2250.17 mm

A_{slab} = 2250 × 240 = 540040.79 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-305	149778005504	641520484945
슬래브	540041	120	64804895	910	447469368861	2592195785
계	2153440		2218616219		597247374365	644112680730

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{2218616218.57}{2153439.97}$ = 1030.266 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t6} = 1030.27 - 240.00 = 790.266 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 1030.27 - 2440.00 = -1409.734 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 644112680730.36 + 597247374365.16 = 1241360055095.520 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1241360055095.52}{1030.27} = 1204892640.749 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1241360055095.52}{790.27} = 1570812714.726 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1241360055095.52}{1409.73} = 880563391.954 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1409.73 - 1100.00 = 309.734 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1241360055095.52}{309.73} = 4007827683.623 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	540041	0	0	0	0	227864126945
계	2153440		0		0	297409908278

$$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{2153439.97} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$$= 297409908278.30 + 0.00 = 297409908278.295 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,250.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 262378666666.667 \ mm^4$$

5) 단면제원 정리

(단위:㎜)

구 분	순 단 면	P.S 강연선 환산 단면적	바닥판 환산		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G2)
A	1575054.03	1613399.18	2164670.65	2065087.35	2153439.97
y_{st}			1025.54	1069.21	1030.27
y_t	1094.83	1094.95	785.54	829.21	790.27
y_b	-1105.17	-1105.05	-1414.46	-1370.79	-1409.73
I_{33}	641519484246.87	641520484945.18	1250671256461.02	1164596251789.60	1241360055095.52
I_{22}	69545781333.33	69545781333.33	311923580445.40	202871036462.10	297409908278.30
Z_{st}			1219520445.85	1089210978.59	1204892640.75
Z_t	585953697.50	585888852.27	1592109500.48	1404463267.90	1570812714.73
Z_b	580471134.54	580536588.86	884206229.94	849580911.20	880563391.95
e_p	5.17	5.05	314.46	270.79	309.73
Z_p	124076717473.44	127097599557.41	3977247168.26	4300750126.45	4007827683.62
K	250858666666.67	250858666666.67	262618236586.67	260493953194.67	262378666666.67

(단위:㎜)

구 분	바닥판 환산				
	내측 BEAM (G3)	내측 BEAM (G4)			
A	2153439.97	2153439.97			
y_{st}	1030.27	1030.27			
y_t	790.27	790.27			
y_b	-1409.73	-1409.73			
I_{33}	1241360055095.52	1241360055095.52			
I_{22}	297409908278.30	297409908278.30			
Z_{st}	1204892640.75	1204892640.75			
Z_t	1570812714.73	1570812714.73			
Z_b	880563391.95	880563391.95			
e_p	309.73	309.73			
Z_p	4007827683.62	4007827683.62			
K	262378666666.67	262378666666.67			

A : 단 면 적 (㎟)

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (㎜)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (㎜)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (㎜)

I_{33} : 단면 2차 모멘트 (㎜^{4})

I_{22} : 단면 2차 모멘트 (㎜^{4})

Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (㎜^{3})

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (㎜^{3})

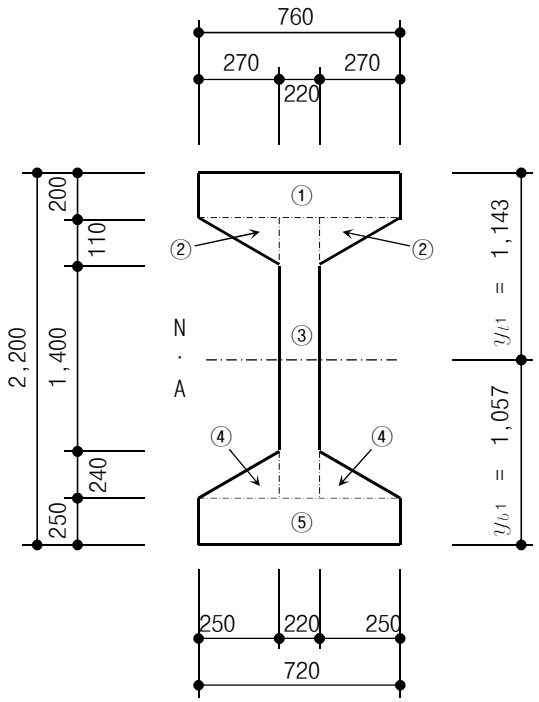
Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (㎜^{3})

e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (㎜)

Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (㎜^{3})

K : 비틀림 상수 (㎜^{4})

6) Beam 중앙부 총단면



(단위:mm)

번 호	b	h	A	y	$A{\cdot}y$	y'	$A{\cdot}y'^2$	I_0
① (□)	760	200	152000	100	15200000	1043	165253189528	506666667
② (△)	270	110	29700	237	7029000	906	24379816544	19965000
③ (□)	220	1750	385000	1075	413875000	68	1763785480	98255208333
④ (△)	250	240	60000	1870	112200000	-727	31739225417	192000000
⑤ (□)	720	250	180000	2075	373500000	-932	156458022292	937500000
계			806700		921804000		379594039262	99911340000

$$y_{t1} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{921804000.00}{806700.00} = 1142.685 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 1142.69 - 2200.00 = -1057.315 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 99911340000.00 + 379594039261.81 = 479505379261.807 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{33}}{y_{t1}} = \frac{479505379261.81}{1142.69} = 419630408.905 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{33}}{y_{b1}} = \frac{479505379261.81}{1057.31} = 453512326.189 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{33}}{A} = \frac{479505379261.81}{806700.00} = 594403.594 \text{ mm}^2$$

(단위:㎜)

번 호	b	h	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
① (□)	760	200	152000	0	0	0	0	7316266667
② (△)	270	110	14850	-200	-2970000	200	594000000	60142500
	270	110	14850	200	2970000	-200	594000000	60142500
③ (□)	220	1750	385000	0	0	0	0	1552833333
④ (△)	250	240	30000	-193	-5800000	193	1121333333	104166667
	250	240	30000	193	5800000	-193	1121333333	104166667
⑤ (□)	720	250	180000	0	0	0	0	7776000000
계			806700		0		3430666667	16973718333

$$x_{e1} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{806700.00} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

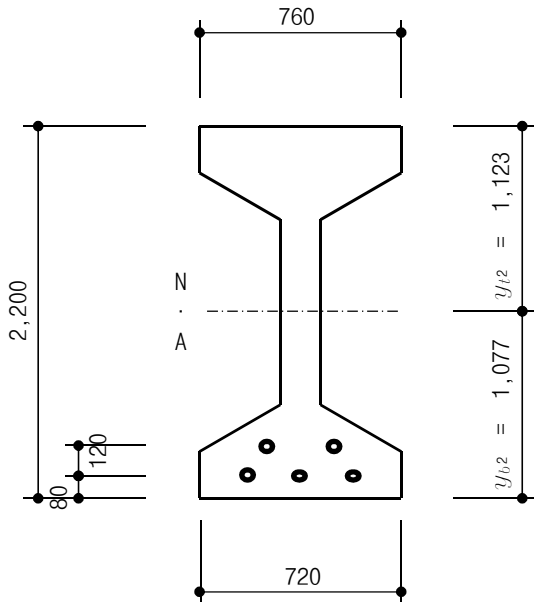
$$= 16973718333.33 + 3430666666.67 = 20404385000.000 \text{ mm}^4$$

- 비틀림 상수

$$K = \Sigma(b \times t^3) / 3$$

$$= (760.0 \times 200.0^3 + 1,750.0 \times 220.0^3 + 720.0 \times 250.0^3) / 3 = 11988000000.000 \text{ mm}^4$$

7) Beam 중앙부 순단면



강선번호	X좌표	Y좌표
1	-55.00	200.00
2	55.00	200.00
3	0.00	80.00
4	-185.00	80.00
5	185.00	80.00

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm^2) (단위:mm)

번 호	수량	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
총단면		806700	1143	921804000	-20	326983428	479505379262
1번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
2번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
3번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
4번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
5번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
계	5	789594		886360426		-15152336100	479505379262

$$y_{t2} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{886360426.02}{789594.03} = 1122.552 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 1122.55 - 2200.00 = -1077.448 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 479505379261.81 + -15152336100.46 = 464353043161.343 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t2} = \frac{I_{33}}{y_{t2}} = \frac{464353043161.34}{1122.55} = 413658348.231 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{33}}{y_{b2}} = \frac{464353043161.34}{1077.45} = 430974934.985 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 1077.45 - 128.00 = 949.448 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{33}}{e_{p2}} = \frac{464353043161.34}{949.45} = 489076902.528 \text{ mm}^3$$

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm^2)

(단위:mm)

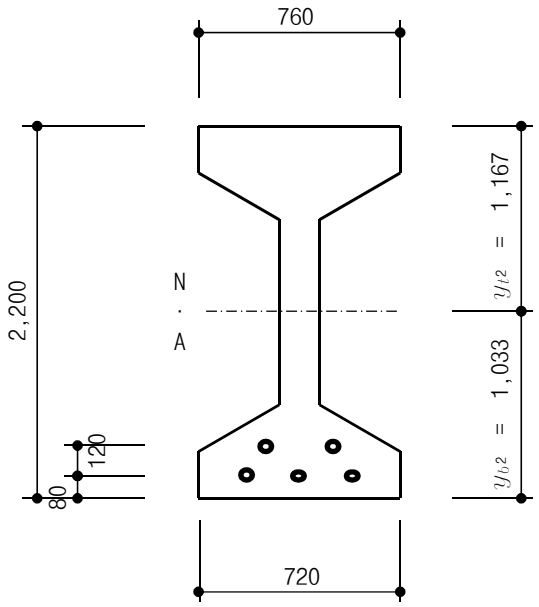
번 호	수량	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
총단면		806700	0	0	0	0	20404385000
1번 SHEATH	1	-3421	-55	188166	55	-10349113	
2번 SHEATH	1	-3421	55	-188166	-55	-10349113	
3번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
4번 SHEATH	1	-3421	-185	632921	185	-117090378	
5번 SHEATH	1	-3421	185	-632921	-185	-117090378	
계	5	789594		0		-254878983	20404385000

$$x_{e2} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{789594.03} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

= 20404385000.00 + -254878982.78 = 20149506017.218 mm^4

8) Beam 중앙부 P.S 강연선 환산단면



※ 강연선 ϕ 12.7 × 12 ea = 98.71 × 12.00 = 1184.52 mm^2

n_p = E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

강연선 환산단면적 = 1184.52 × 6.47 = 7669.03 mm^2

(단위:mm)

번 호	수량	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
총단면		789594	1123	886360426	44	1526757757	464353043161
강 연 선	5	38345	2072	79451149	-905	31438626176	
계	5	827939		965811575		32965383933	464353043161

$$y_{t3} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{965811574.90}{827939.18} = 1166.525 \ mm$$

y_{b3} = 1166.52 − 2200.00 = -1033.475 mm

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 464353043161.34 + 32965383933.49 = 497318427094.829 mm^4

$$Z_{t3} = \frac{I_{33}}{y_{t3}} = \frac{497318427094.83}{1166.52} = 426324782.157 \ mm^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{33}}{y_{b3}} = \frac{497318427094.83}{1033.48} = 481209827.208 \ mm^3$$

e_{p3} = 1033.48 − 128.00 = 905.475 mm

$$Z_{p3} = \frac{I_{33}}{e_{p3}} = \frac{497318427094.83}{905.48} = 549234724.213 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	수량	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
총단면		789594	0	0	0	0	20149506017
강 연 선	5	38345	0	0	0	0	

계	5	827939		0		0	20149506017

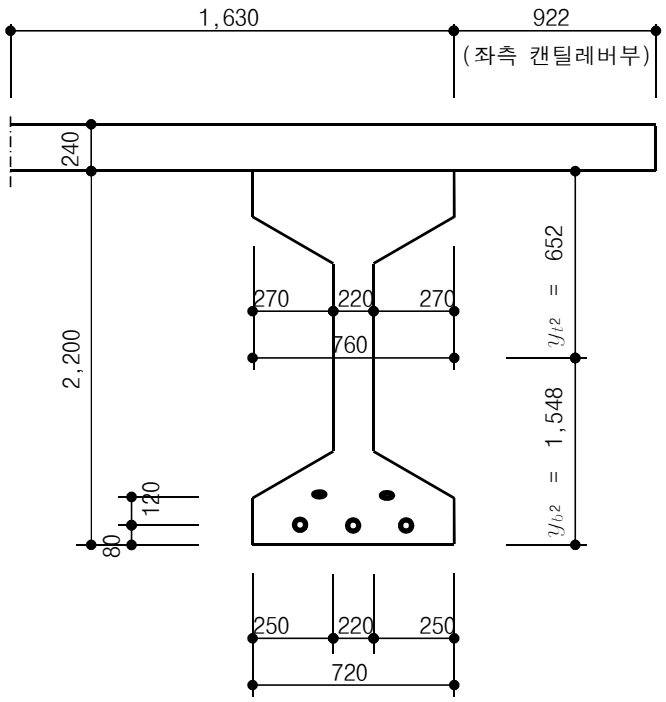
$$x_{e3} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{827939.18} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$$= 20149506017.22 + 0.00 = 20149506017.218 \text{ mm}^4$$

9) Beam 중앙부 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- P.S.C BEAM 배치 간격 : 2.50 m
- 캔틸레버 길이 : 1.30 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 1302 + 110 = 1412.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6t + b_1$ = 6 × 240 + 1412 = 2852.00 mm

② $l/12 + b_1$ = 34000 / 12 + 1412 = 4245.33 mm

③ $l/2 + b_1$ = 2280 / 2 + 1412 = 2551.99 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2552 × 0.90 = 2296.96 mm

A_{slab} = 2297 × 240 = 551271.48 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-514	218929653550	497318427095
슬래브	551271	120	66152577	772	328804309346	2646103089
계	1379211		1230669555		547733962896	499964530184

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1230669554.61}{1379210.65} = 892.300 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t4} = 892.30 - 240.00 = 652.300 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b4} = 892.30 - 2440.00 = -1547.700 mm : 도심에서 거더하단까지

I_{33} = Σ(I_o + A x y'^2)

= 499964530183.56 + 547733962895.79 = 1047698493079.340 ㎜^{4}

Z_{st} = $\frac{I_{33}}{y_{st}}$ = $\frac{1047698493079.34}{892.30}$ = 1174155091.678 ㎜^{3}

Z_{t4} = $\frac{I_{33}}{y_{t4}}$ = $\frac{1047698493079.34}{652.30}$ = 1606160698.054 ㎜^{3}

Z_{b4} = $\frac{I_{33}}{y_{b4}}$ = $\frac{1047698493079.34}{1547.70}$ = 676938966.324 ㎜^{3}

e_{p4} = 1547.70 - 128.00 = 1419.700 ㎜

Z_{p4} = $\frac{I_{33}}{e_{p4}}$ = $\frac{1047698493079.34}{1419.70}$ = 737971707.564 ㎜^{3}

(단위:㎜)

번 호	A	x	$A{\cdot}x$	x'	$A{\cdot}x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	551271	0	0	0	0	242377799112
계	1379211		0		0	262527305129

x_{e4} = $\frac{\Sigma(A \text{ x } x)}{\Sigma A}$ = $\frac{0.00}{1379210.65}$ = 0.000 ㎜

I_{22} = Σ(I_o + A x x'^2)

= 262527305129.29 + 0.00 = 262527305129.287 ㎜^{4}

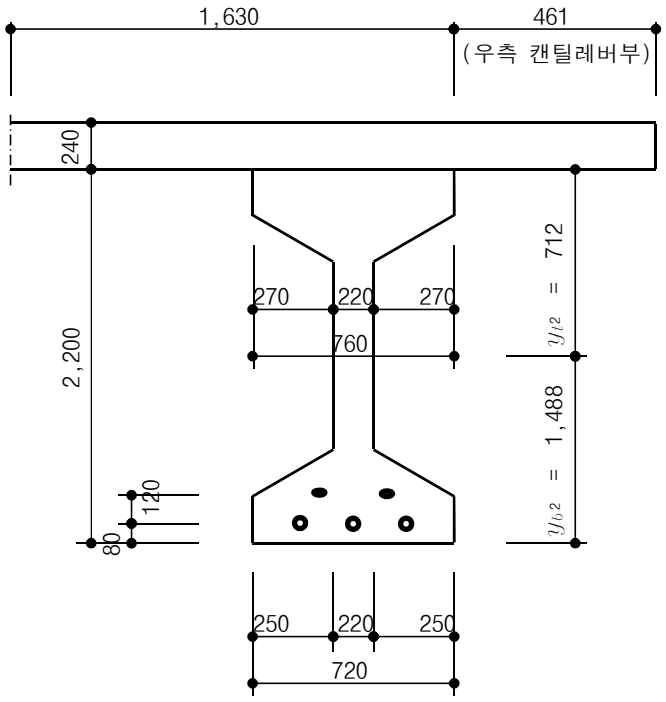
- 비틀림 상수

K_s = K + (B_s x t_s^3) / 3 / n_c

= 11988000000.00 + (2,297.0 x 240.0 ^{3})/ 3 / 0.900

= 23747569920.000 ㎜^{4}

(2) 외측 BEAM (G5 : 비대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- P.S.C BEAM 배치 간격 : 2.50 m
- 캔틸레버 길이 : 0.84 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 841 + 110 = 951.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6t + b_1$ = 6 × 240 + 951 = 2391.00 mm

② $l/12 + b_1$ = 34000 / 12 + 951 = 3784.33 mm } 중 작은값 사용

③ $l/2 + b_1$ = 2280 / 2 + 951 = 2090.99 mm

환산 유효폭 B = 2091 × 0.90 = 1882.03 mm

A_{slab} = 1882 × 240 = 451688.17 mm²

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-454	170743885510	497318427095
슬래브	451688	120	54202581	832	312971560923	2168103223
계	1279627		1218719558		483715446433	499486530318

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1218719557.97}{1279627.35}$ = 952.402 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t4} = 952.40 - 240.00 = 712.402 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b4} = 952.40 - 2440.00 = -1487.598 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= \quad 499486530317.65 \quad + \quad 483715446432.99 \quad = \quad 983201976750.636 \quad mm^4$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{983201976750.64}{952.40} = 1032339335.429 \quad mm^3$$

$$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{983201976750.64}{712.40} = 1380122559.534 \quad mm^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{983201976750.64}{1487.60} = 660932544.478 \quad mm^3$$

$e_{p4} = 1487.60 - 128.00 = 1359.598 \quad mm$

$$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{983201976750.64}{1359.60} = 723156349.907 \quad mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	451688	0	0	0	0	133325255129
계	1279627		0		0	153474761146

$$x_{e4} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1279627.35} = 0.000 \quad mm$$

$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$

$= \quad 153474761145.98 \quad + \quad 0.00 \quad = \quad 153474761145.983 \quad mm^4$

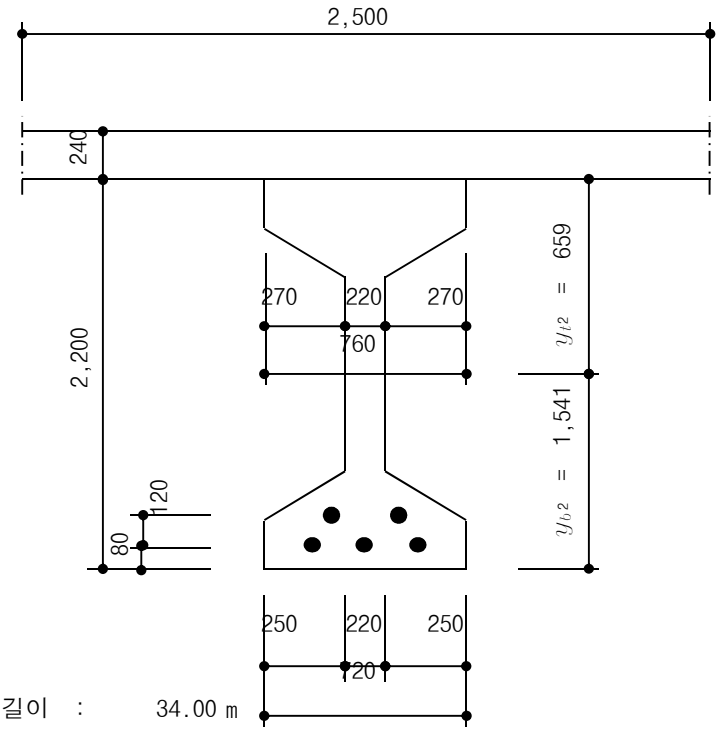
- 비틀림 상수

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= \quad 11988000000.00 \quad + \quad (\ 1,882.0 \quad x \quad 240.0 \ ^3 \ ) / \ 3 \quad / \quad 0.900$

$= \quad 21623286528.000 \quad mm^4$

(3) 내측 BEAM (G2 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.50 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.50 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2500 + 110 = 2610.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 220 = 3100.00 mm

② l_n = 2500 = 2500.00 mm

③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2500 × 0.90 = 2250.17 mm

A_{slab} = 2250 × 240 = 540040.79 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-508	213564175283	497318427095
슬래브	540041	120	64804895	779	327416282762	2592195785
계	1367980		1229321872		540980458045	499910622880

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1229321872.02}{1367979.97}$ = 898.640 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t6} = 898.64 - 240.00 = 658.640 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 898.64 - 2440.00 = -1541.360 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 499910622880.01 + 540980458044.89 = 1040891080924.900 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1040891080924.90}{898.64} = 1158295624.227 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1040891080924.90}{658.64} = 1580363582.554 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1040891080924.90}{1541.36} = 675307038.273 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1541.36 - 128.00 = 1413.360 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1040891080924.90}{1413.36} = 736465778.297 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	540041	0	0	0	0	227864126945
계	1367980		0		0	248013632962

$$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1367979.97} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

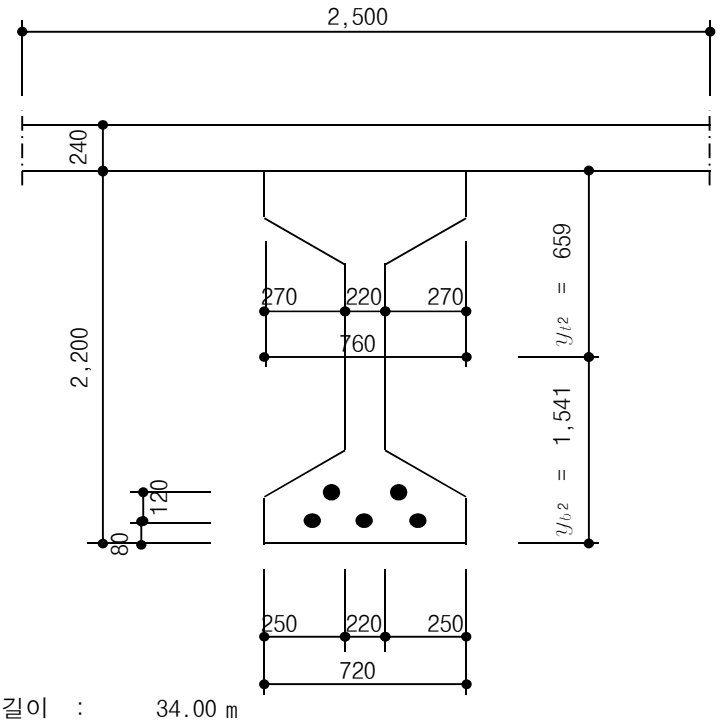
$$= 248013632962.18 + 0.00 = 248013632962.179 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 11988000000.00 + (2,250.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 23508000000.000 \ mm^4$$

(4) 내측 BEAM (G3 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.50 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.50 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2500 + 110 = 2610.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 220 = 3100.00 mm
② l_n = 2500 = 2500.00 mm
③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2500 × 0.90 = 2250.17 mm

A_{slab} = 2250 × 240 = 540040.79 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-508	213564175283	497318427095
슬래브	540041	120	64804895	779	327416282762	2592195785
계	1367980		1229321872		540980458045	499910622880

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1229321872.02}{1367979.97}$ = 898.640 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t6} = 898.64 - 240.00 = 658.640 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 898.64 - 2440.00 = -1541.360 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 499910622880.01 + 540980458044.89 = 1040891080924.900 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1040891080924.90}{898.64} = 1158295624.227 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1040891080924.90}{658.64} = 1580363582.554 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1040891080924.90}{1541.36} = 675307038.273 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1541.36 - 128.00 = 1413.360 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1040891080924.90}{1413.36} = 736465778.297 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	540041	0	0	0	0	227864126945
계	1367980		0		0	248013632962

$$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1367979.97} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

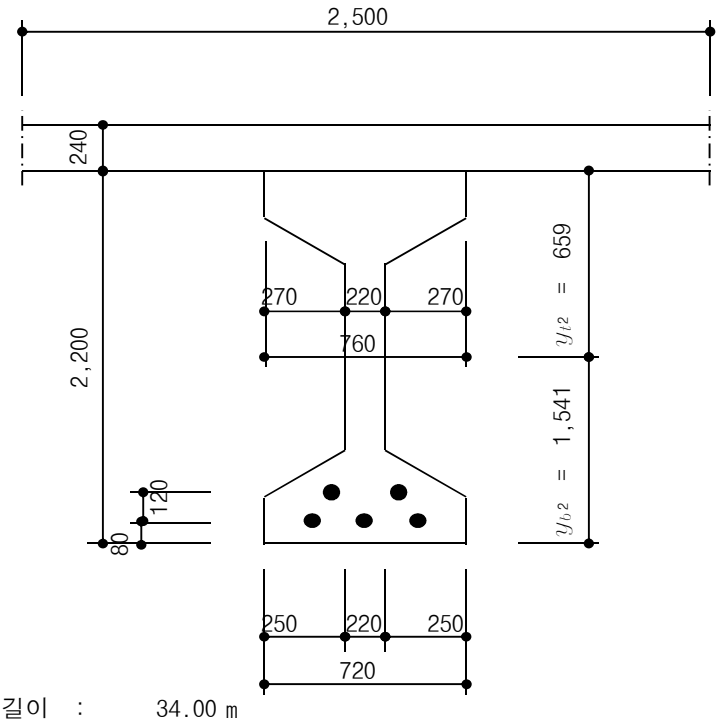
$$= 248013632962.18 + 0.00 = 248013632962.179 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 11988000000.00 + (2,250.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 23508000000.000 \ mm^4$$

(5) 내측 BEAM (G4 : 대칭)



- P.S.C BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- P.S.C BEAM 좌측 배치 간격 : 2.50 m
- P.S.C BEAM 우측 배치 간격 : 2.50 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2500 + 110 = 2610.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 220 = 3100.00 mm

② l_n = 2500 = 2500.00 mm

③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2500 × 0.90 = 2250.17 mm

A_{slab} = 2250 × 240 = 540040.79 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-508	213564175283	497318427095
슬래브	540041	120	64804895	779	327416282762	2592195785
계	1367980		1229321872		540980458045	499910622880

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1229321872.02}{1367979.97}$ = 898.640 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t6} = 898.64 - 240.00 = 658.640 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 898.64 - 2440.00 = -1541.360 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 499910622880.01 + 540980458044.89 = 1040891080924.900 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1040891080924.90}{898.64} = 1158295624.227 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1040891080924.90}{658.64} = 1580363582.554 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1040891080924.90}{1541.36} = 675307038.273 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1541.36 - 128.00 = 1413.360 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1040891080924.90}{1413.36} = 736465778.297 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	540041	0	0	0	0	227864126945
계	1367980		0		0	248013632962

$$x_{e6} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1367979.97} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$$= 248013632962.18 + 0.00 = 248013632962.179 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 11988000000.00 + (2,250.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 23508000000.000 \ mm^4$$

10) 단면제원 정리

(단위:mm)

구 분	순 단 면	P.S 강연선 환산 단면적	바닥판 환산		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G2)
A	789594.03	827939.18	1379210.65	1279627.35	1367979.97
y_{st}			892.30	952.40	898.64
y_t	1122.55	1166.52	652.30	712.40	658.64
y_b	-1077.45	-1033.48	-1547.70	-1487.60	-1541.36
I_{33}	464353043161.34	497318427094.83	1047698493079.34	983201976750.64	1040891080924.90
I_{22}	20149506017.22	20149506017.22	262527305129.29	153474761145.98	248013632962.18
Z_{st}			1174155091.68	1032339335.43	1158295624.23
Z_t	413658348.23	426324782.16	1606160698.05	1380122559.53	1580363582.55
Z_b	430974934.98	481209827.21	676938966.32	660932544.48	675307038.27
e_p	949.45	905.48	1419.70	1359.60	1413.36
Z_p	489076902.53	549234724.21	737971707.56	723156349.91	736465778.30
K	11988000000.00	11988000000.00	23747569920.00	21623286528.00	23508000000.00

(단위:㎜)

구 분	바닥판 환산				
	내측 BEAM (G3)	내측 BEAM (G4)			
A	1367979.97	1367979.97			
y_{st}	898.64	898.64			
y_t	658.64	658.64			
y_b	-1541.36	-1541.36			
I_{33}	1040891080924.90	1040891080924.90			
I_{22}	248013632962.18	248013632962.18			
Z_{st}	1158295624.23	1158295624.23			
Z_t	1580363582.55	1580363582.55			
Z_b	675307038.27	675307038.27			
e_p	1413.36	1413.36			
Z_p	736465778.30	736465778.30			
K	23508000000.00	23508000000.00			

A : 단 면 적 (㎟)

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (㎜)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (㎜)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (㎜)

I_{33} : 단면 2차 모멘트 (㎜^{4})

I_{22} : 단면 2차 모멘트 (㎜^{4})

Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (㎜^{3})

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (㎜^{3})

Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (㎜^{3})

e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (㎜)

Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (㎜^{3})

K : 비틀림 상수 (㎜^{4})

4. 하 중 산 정 (격자해석)

4.1 횡방향 하중분배

1) Beam 단부 총단면

- 슬래브자중 W = 0.240 × 25.000 × 35.000 / 34.900 = 6.017 kN/m²
- 슬래브 거푸집 중량 : 슬래브 중량의 10.0% 정도로 추정하여 추가 적용함
- 거푸집 중량 Ws = 6.017 × 0.100 = 0.602 kN/m²

2) 합성후 고정하중

- 콘크리트 교면포장 Wm = 0.050 × 23.500 = 1.175 kN/m²
- 거푸집 중량 W = -0.602 = -0.602 kN/m²
- 방호벽 자중 P1 = 15.000 kN/m

  방음벽자중 P1 = 2.000 kN/m

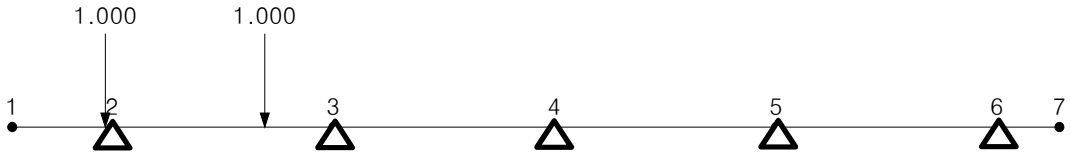
3) 활 하 중

- 연석간 교폭 Wc = 11.395 m

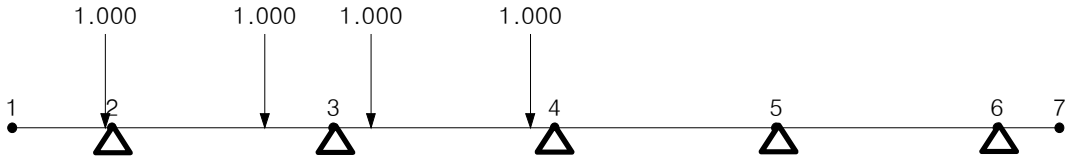
  ∴설계 차로수 N = 3 (☞ 도.설 2.1.3)

  ∴설계 차로폭 W = Wc / N = 11.395 / 3 = 3.798 m > 3.6 m ⇒ W = 3.600 m

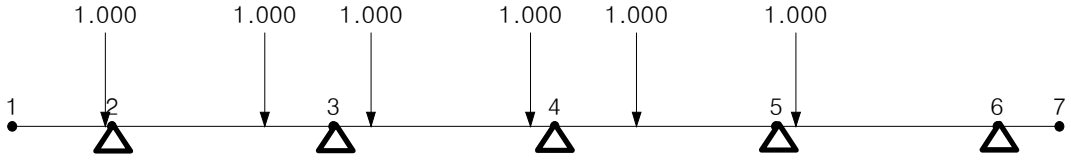
< 활하중 : DB(좌측기준) (1차선) >



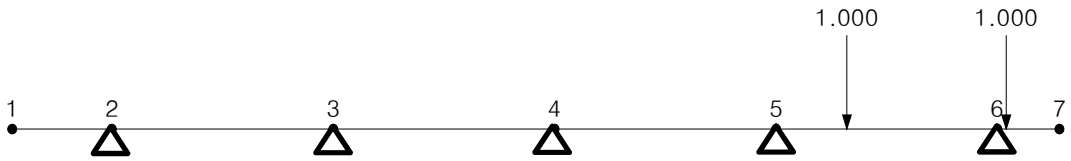
< 활하중 : DB(좌측기준) (2차선) >



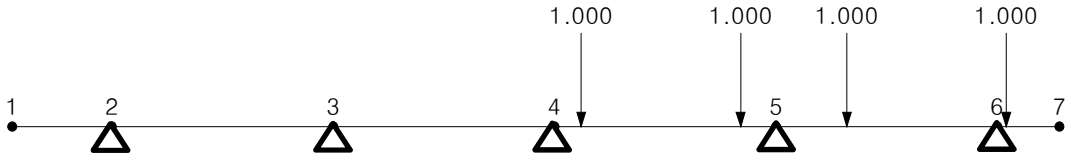
< 활하중 : DB(좌측기준) (3차선) >



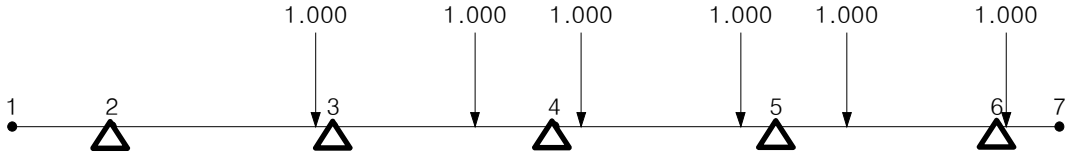
< 활하중 : DB(우측기준) (1차선) >



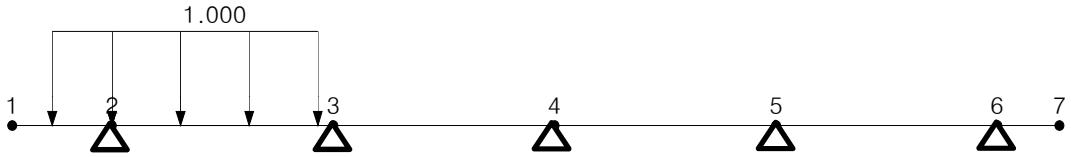
< 활하중 : DB(우측기준) (2차선) >



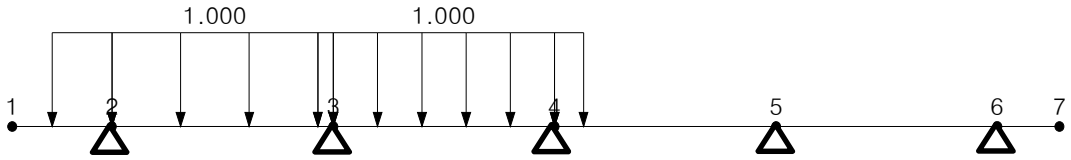
< 활하중 : DB(우측기준) (3차선) >



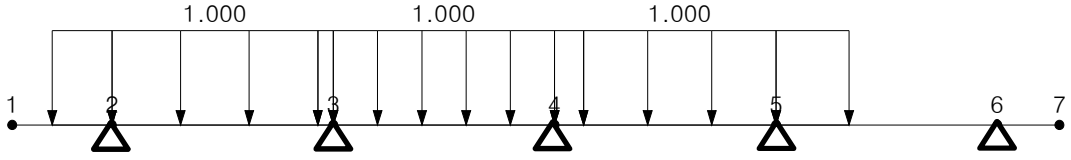
< 활하중 : DL(좌측기준) (1차선) >



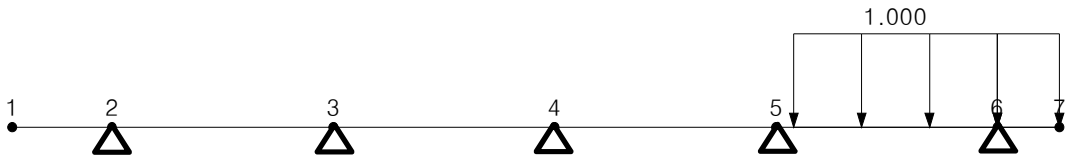
< 활하중 : DL(좌측기준) (2차선) >



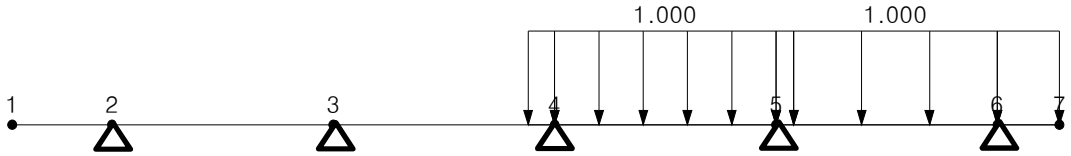
< 활하중 : DL(좌측기준) (3차선) >



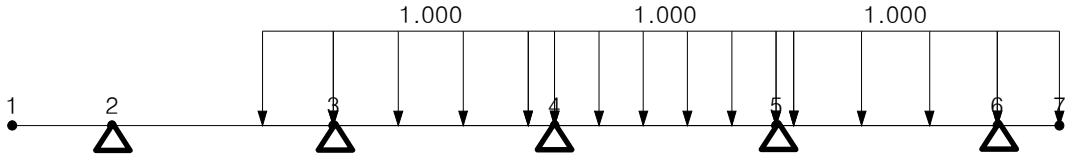
< 활하중 : DL(우측기준) (1차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (2차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (3차선) >



4) 활하중의 크기

- DB-24 (윤하중)

  전륜 하중 Pf = 24.000 kN

  후륜 하중 Pr = 96.000 kN

- DL-24 (차선하중)

  W = 12.700 / 3.000 = 4.233 kN/m

  Pm = 108.000 / 3.000 = 36.000 kN

  Ps = 156.000 / 3.000 = 52.000 kN

5) 충격계수

지간장 (L) = 34.000 + 34.000 + 34.000 + 34.000 m

따라서, 내부 지점 및 지간내에 재하되는 하중에 대한 충격계수는 아래와 같다.

다만, 탱크궤도하중과 탱크 트레일러 하중에는 일률적으로 충격계수를 0.15로 적용 한다.

◁ 제1 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 \quad < 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.203$$

∴ 계산된 충격계수 중 가장 큰 0.203 를 적용함.

6) 풍 하 중 (☞ 도.설 2.1.11)

다음의 계산은 활하중 비재하시의 값으로 활하중 재하시에는 산정된 값의 1/2을 적용한다.

▪ 좌측 방호벽 (외측 ⇒ 내측 풍하중 작용시)

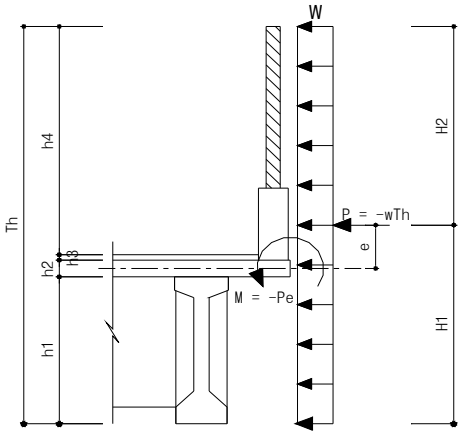
교량 폭원 (B) = 11.995 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방호벽높이(포장두께 포함)

= 2.200 + 0.240 + 3.050 = 5.490 m

B / D = 11.995 / 5.490 = 2.185

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4 - 0.2 (B / D)] D = 19.561 kN/m ≥ 6.000 kN/m



h1 = 2.200 m　　w = 3.563 kN/m

h2 = 0.240 m　　P = 19.561 kN

h3 = 0.050 m　　M = 8.313 kN·m

h4 = 3.000 m

Th = 5.490 m

H1 = 2.745 m

H2 = 2.745 m

e = 0.425 m

LOAD CASE	G1			G2			G3		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LLWIND	4.158	0.000	19.561	-5.198	0.000	0.000	1.297	0.000	0.000

LOAD CASE	G4			G5		
	P	M	H	P	M	H
LLWIND	-0.306	0.000	0.000	0.049	0.000	0.000

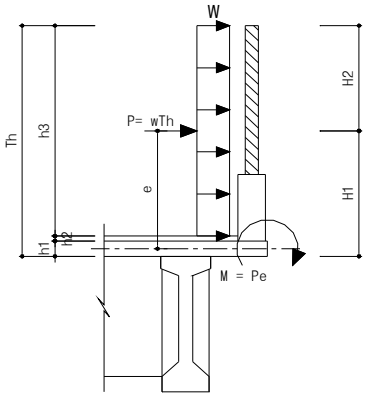
▪ 좌측 방호벽 (내측 ⇒ 외측 풍하중 작용시)

교량 폭원 (B) = 11.995 m

교량 총높이 (D) = 방호벽높이(포장두께 미포함) = 3.000 m

B / D = 11.995 / 3.000 = 3.998

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4 - 0.2 (B / D)] D = 9.601 kN/m ≥ 6.000 kN/m



h1 = 0.240 m　　w = 2.918 kN/m

h2 = 0.050 m　　P = -9.601 kN

h3 = 3.000 m　　M = -14.642 kN·m

Th = 3.290 m

H1 = 1.645 m

H2 = 1.645 m

e = 1.525 m

LOAD CASE	G1			G2			G3		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LLWIND	-7.323	0.000	-9.601	9.156	0.000	0.000	-2.284	0.000	0.000

LOAD CASE	G4			G5		
	P	M	H	P	M	H
LLWIND	0.538	0.000	0.000	-0.086	0.000	0.000

4.2 BEAM별 작용 하중

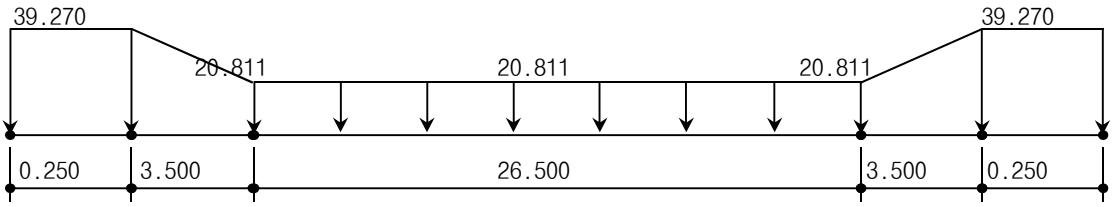
1) 고 정 하 중

- 빔 본체 중량 및 가로보 중량

▪ PSC BEAM 본체 중량

단부구간 : 1.575 × 23.500 + (17.507 + 59.195) / 34.000 = 39.270 kN/m

일반구간 : 0.790 × 23.500 + (17.507 + 59.195) / 34.000 = 20.811 kN/m



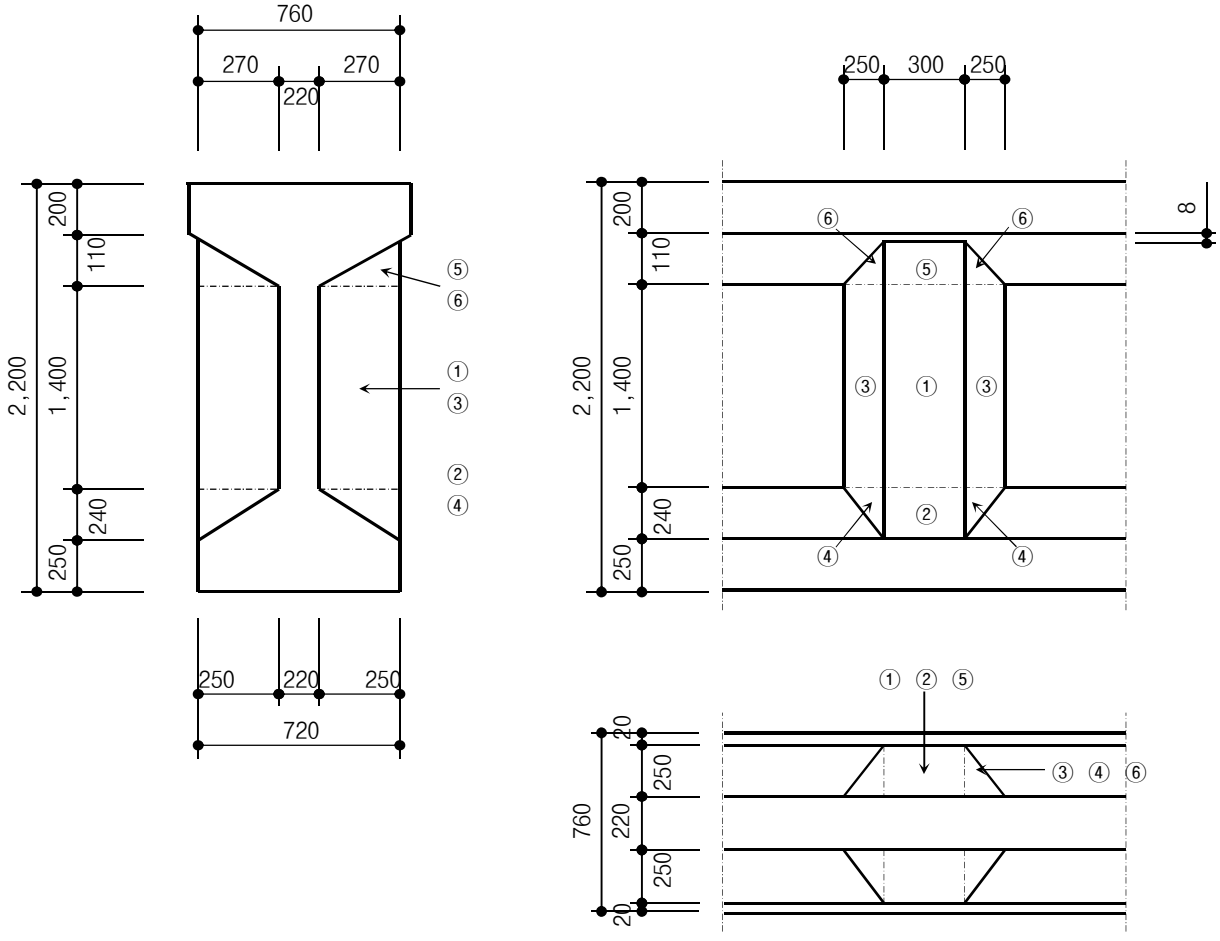
▪ PSC BEAM 본체 중량 : 781.421 / 34.000 = 22.983 kN/m

▪ 단부 가로보 : 0.400 × 0.700 × 25.000 = 7.000 kN/m

▪ 일반부 가로보 : 0.300 × 1.950 × 25.000 = 14.625 kN/m

▪ 중간지점부 가로보 : 0.900 / 2 × 1.950 × 25.000 = 21.938 kN/m

- 가로보 부근 PSC BEAM 콘크리트 BLOCK 중량



①	0.300	×	1.400	×	0.250	×	2	ea				=	0.210		
②	0.250	×	0.240	/	2	×	0.300	×	2	ea		=	0.018		
③	0.250	×	0.250	/	2	×	1.400	×	4	ea		=	0.175		
④	0.250	×	0.250	/	2	×	0.240	/	3	×	4 ea	=	0.010		
⑤	0.250	×	0.300	×	0.102	/	2	×	2	ea		=	0.008		
⑥	0.250	×	0.250	/	2	×	0.102	/	3	×	4 ea	=	0.004		
											ΣA	=	0.425	m^3	

▪ 가로보 본체 연결 헌치부

0.425 × 25.000 = 10.623 kN

(단위 :kN/m)

구 분	합성전 고정하중		합 성 후 고정하중	구 분	합성전 고정하중		합 성 후 고정하중
	슬래브 자중	Beam 자중			슬래브 자중	Beam 자중	
G1	18.159	22.983	29.795	G2	15.169	22.983	-12.719
G3	16.607	22.983	4.939	G4	17.675	22.983	0.705
G5	11.785	22.983	1.152				

※ 합성후 고정하중은 포장 및 방호벽 하중, 거푸집 하중 공제 등

▪ Beam 연결부

(단위 :kN)

구 분			슬 래 브			Beam		
			적용 길이	단위 하중	적용 하중	적용 길이	적용 면적	적용 하중
P1	G1	시점	0.050	18.159	0.908	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	18.159	0.908	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.169	0.758	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.169	0.758	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	16.607	0.830	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.607	0.830	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	17.675	0.884	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.675	0.884	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	11.785	0.589	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	11.785	0.589	0.050	1.575	1.969
P2	G1	시점	0.050	18.159	0.908	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	18.159	0.908	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.169	0.758	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.169	0.758	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	16.607	0.830	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.607	0.830	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	17.675	0.884	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.675	0.884	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	11.785	0.589	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	11.785	0.589	0.050	1.575	1.969
P3	G1	시점	0.050	18.159	0.908	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	18.159	0.908	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.169	0.758	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.169	0.758	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	16.607	0.830	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.607	0.830	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	17.675	0.884	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.675	0.884	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	11.785	0.589	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	11.785	0.589	0.050	1.575	1.969

※ 합성전 Beam과 Beam 사이에는 강성이 없는 걸로 가정하고, 하중은 집중하중 형태로 적용합니다.

2) 활 하 중

※ 단위 하중 작용에 의한 횡방향 분배율

< DB 하중 >

(단위 :kN/m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
DBL-1	1.252	0.860	-0.140	0.035	-0.006
DBL-2	1.178	1.873	1.011	-0.075	0.012
DBL-3	1.197	1.762	1.709	1.330	0.002
DBR-1	-0.006	0.034	-0.138	0.836	1.273
DBR-2	0.013	-0.078	0.998	1.867	1.201
DBR-3	-0.002	1.316	1.713	1.754	1.219

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

< DL 하중 >

(단위 :kN/m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
DLL-1	1.871	1.305	-0.221	0.054	-0.009
DLL-2	1.754	2.829	1.522	-0.125	0.021
DLL-3	1.781	2.663	2.548	2.022	-0.014
DLR-1	-0.009	0.053	-0.217	1.269	1.904
DLR-2	0.021	-0.129	1.501	2.820	1.787
DLR-3	-0.019	1.999	2.554	2.651	1.815

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

4.3 CASE별 하중 및 재하 방법

1) CASE 1 : 합성전 고정하중

- 바닥판 자중
- 거푸집 중량 포함
- Beam 자중
- 가로보 자중
- 가로보 부근 콘크리트 BLOCK 중량

2) CASE 2 : 합성후 고정하중

- 합성후 단면에 대하여 Beam별 하중 재하
- 거푸집 중량 제외

3) CASE 3 : 활하중 및 풍하중

- DB-24 하중 (표준 트럭하중을 연행하중으로 작용하며, 바퀴 간격은 전륜하중에 경우는 4.2m 후륜하중에 경우에는 4.2~9.0m로 작용함)
- DL-24 하중 (차선하중은 Sap Bridge에서 작용하였으며, Ps 및 Pm 하중은 재하 경간내에서 검토단면에 최대 단면력을 발생시키는 위치에 작용함)

4) CASE 4 : 지점침하

- 합성후 단면에 대하여 각 지점 위치별 10 mm 의 부등침하를 조합하여 적용

5. 격자 해석결과

1) G1 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.267	236.709	418.385	403.547	80.506	70.054	1575.216
모 멘 트	3312.561	2532.697	881.771	2436.610	346.522	555.824	9892.725

2) G2 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.470	217.269	219.986	530.717	96.752	71.606	1494.425
모 멘 트	3315.558	2471.014	1360.692	2182.194	186.040	565.099	9987.577

3) G3 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.591	212.740	83.572	469.210	26.647	71.850	1257.286
모 멘 트	3317.500	2271.601	272.026	1947.212	107.394	566.520	8428.555

4) G4 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.489	206.896	8.231	532.324	12.949	72.147	1232.562
모 멘 트	3316.009	2078.462	19.304	2212.427	61.896	567.731	8224.881

5) G5 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.257	178.113	42.055	407.109	10.778	68.449	1107.371
모 멘 트	3312.736	2103.491	224.824	2404.173	97.046	536.908	8630.655

6. Beam 검토

6.1 외력에 의한 응력 계산

- 바닥판 및 PSC BEAM $f = \frac{M}{Z}$
- PS 강연선 $f = \frac{n \cdot M}{Z}$, $n = \frac{E_{pss}}{E_{pc}}$ = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

1) G1 응력 계산

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM 상 연	PSC BEAM 하 연	PSC 강선 도심위치	
Beam 자 중	3312.561	0.4137		8.008			
		0.4310			-7.686		
		0.4891				-6.773	
합성 전 고정 하중	2532.697	0.4263		5.941			
		0.4812			-5.263		
		0.5492				-4.611	-29.855
합성 후 고정 하중	881.771	1.1742	0.751				
		1.6062		0.549			
		0.6769			-1.303		
		0.7380				-1.195	-7.736
활 하 중	2609.871	1.1742	2.223				
		1.6062		1.625			
		0.6769			-3.855		
		0.7380				-3.537	-22.897
지점 침하	555.824	1.1742	0.473				
		1.6062		0.346			
		0.6769			-0.821		
		0.7380				-0.753	-4.876
계	9892.725		3.447	16.469	-18.928	-16.869	-65.365

2) G2 응력 계산

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	P.S.C BEAM		P.S.C 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3315.558	0.4137		8.015			
		0.4310			-7.693		
		0.4891				-6.779	
합성 전 고정 하중	2471.014	0.4263		5.796			
		0.4812			-5.135		
		0.5492				-4.499	-29.128
합성 후 고정 하중	1360.692	1.1583	1.175				
		1.5804		0.861			
		0.6753			-2.015		
		0.7365				-1.848	-11.962
활 하 중	2275.214	1.1583	1.964				
		1.5804		1.440			
		0.6753			-3.369		
		0.7365				-3.089	-20.002
지점 침하	565.099	1.1583	0.488				
		1.5804		0.358			
		0.6753			-0.837		
		0.7365				-0.767	-4.968
계	9987.577		3.627	16.470	-19.049	-16.983	-66.060

3) G3 응력 계산

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	P.S.C BEAM		P.S.C 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3317.500	0.4137		8.020			
		0.4310			-7.698		
		0.4891				-6.783	
합성 전 고정 하중	2271.601	0.4263		5.328			
		0.4812			-4.721		
		0.5492				-4.136	-26.778
합성 후 고정 하중	272.026	1.1583	0.235				
		1.5804		0.172			
		0.6753			-0.403		
		0.7365				-0.369	-2.391
활 하 중	2000.909	1.1583	1.727				
		1.5804		1.266			
		0.6753			-2.963		
		0.7365				-2.717	-17.590
지점 침하	566.520	1.1583	0.489				
		1.5804		0.358			
		0.6753			-0.839		
		0.7365				-0.769	-4.980
계	8428.555		2.451	15.145	-16.623	-14.775	-51.740

4) G4 응력 계산

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	P.S.C BEAM		P.S.C 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3316.009	0.4137		8.016			
		0.4310			-7.694		
		0.4891				-6.780	
합성 전 고정 하중	2078.462	0.4263		4.875			
		0.4812			-4.319		
		0.5492				-3.784	-24.501
합성 후 고정 하중	19.304	1.1583	0.017				
		1.5804		0.012			
		0.6753			-0.029		
		0.7365				-0.026	-0.170
활 하 중	2243.375	1.1583	1.937				
		1.5804		1.420			
		0.6753			-3.322		
		0.7365				-3.046	-19.722
지점 침하	567.731	1.1583	0.490				
		1.5804		0.359			
		0.6753			-0.841		
		0.7365				-0.771	-4.991
계	8224.881		2.444	14.683	-16.205	-14.408	-49.383

5) G5 응력 계산

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	P.S.C BEAM		P.S.C 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3312.736	0.4137		8.008			
		0.4310			-7.687		
		0.4891				-6.773	
합성 전 고정 하중	2103.491	0.4263		4.934			
		0.4812			-4.371		
		0.5492				-3.830	-24.796
합성 후 고정 하중	224.824	1.0323	0.218				
		1.3801		0.163			
		0.6609			-0.340		
		0.7232				-0.311	-2.013
활 하 중	2452.696	1.0323	2.376				
		1.3801		1.777			
		0.6609			-3.711		
		0.7232				-3.392	-21.959
지점 침하	536.908	1.0323	0.520				
		1.3801		0.389			
		0.6609			-0.812		
		0.7232				-0.742	-4.807
계	8630.655		3.114	15.271	-16.921	-15.048	-53.575

6.2 프리스트레스에 의한 응력 계산

1) 단면내에서의 긴장재 위치 결정

(1) 소요 PS 강연선 개수의 약산

① 유효계수 η = P_e / P_t = 0.8로 가정 ∴ P_t = P_e / 0.8

② PS 강연선의 소요 인장력 (P_t)

$$P_e = \frac{\Sigma f_t - f_{ct}}{1 + \frac{y_{b2}}{\gamma_c^2} e_{p2}} A_c$$

여기서, Σf_t : 외측 거더의 하연 휨 인장응력 (MPa)

f_{ct} : 허용 휨인장응력 (MPa)

A_c : 거더의 순단면적 (mm^2)

y_{b2} : 거더 순단면의 도심에서 하연까지의 거리 (mm)

Y_c : 거더 순단면의 단면2차반경 (mm^2)

e_{p2} : 거더 순단면의 도심과 쉬스관 도심과의 거리 (mm)

P_e = ((19.049 - 1.414) x 789594.028) / (1 + 1077.448 / 588090.875 x 949.448) = 5082.881 kN

Y_c = 464353043161.343 / 789594.028 = 588090.875 mm^2

P_t = 5082.881 / 0.80 = 6353.602 kN

③ 강연선 1set의 인장력 (P_t')

P_t' = 0.8 × f_{py} × A_p = 0.8 x 1600.00 x 1184.520 = 1516.186 kN

④ 소요 PS 강연선 set 개수 (n)

n = P_t / P_t' = 6353.602 / 1516.186 = 4.191 ea

∴ PS 강연선 5set 필요

(2) PS 강연선의 배치

L1 = 0.150 m

L2 = 34.600 m

LEN = 34.900 m

(3) PS 강연선을 포물선 형상으로 배치

(단위 : m)

NO	H_{end}	H_{middle}	H	l	a	α (rad)	L
1	1.900	0.200	1.700	34.600	0.0057	0.1941	34.821
2	1.500	0.200	1.300	34.600	0.0043	0.1492	34.730
3	1.100	0.080	1.020	34.600	0.0034	0.1174	34.680
4	0.700	0.080	0.620	34.600	0.0021	0.0716	34.630
5	0.300	0.080	0.220	34.600	0.0007	0.0254	34.604
계				173.000		0.5576	173.465
평 균				34.600		0.1115	34.693

(4) 거더 중심으로부터 거리에 따른 거더 하단에서 강연선까지의 높이 산출

y = a · x2 + 0.20 (강연선 ①②)

y = a · x2 + 0.08 (강연선 ③④⑤)

(단위 : m)

NO	0.0000	3.0000	6.0000	9.0000	12.0000	15.0000	17.3000
1	0.200	0.251	0.404	0.660	1.018	1.478	1.900
2	0.200	0.239	0.356	0.552	0.825	1.177	1.500
3	0.080	0.111	0.203	0.356	0.571	0.847	1.100
4	0.080	0.099	0.155	0.248	0.378	0.546	0.700
5	0.080	0.087	0.106	0.140	0.186	0.245	0.300

(5) 긴장재의 긴장(Jacking)응력 가정

강연선 번 호	긴장 순서	강연선 단면적 (mm^2)	강연선 가닥수 (Strand)	긴장력 (N)	긴장응력 (MPa)
1	1	98.71	12	1611000.0	1360.0
2	2	98.71	12	1572000.0	1327.1
3	3	98.71	12	1537000.0	1297.6
4	4	98.71	12	1497000.0	1263.8
5	5	98.71	12	1457000.0	1230.0
평 균				1534800.0	1295.7

f_{pt1} = (0.90 x f_{py}) x 0.90 = 1440.00 x 0.90 = 1295.71 MPa : 가정치

(6) 프리스트레스의 즉시 손실 및 긴장재의 초기응력 결정

① PS 강연선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

χ = L / 2 = 34.693 / 2 = 17.346 m : 정착단에서 거더 중심까지의 강연선 평균길이

곡률 마찰계수 μ = 0.250 (1/rad)

파상 마찰계수 κ = 0.005 (1/m)

κ x χ + μ x α = 0.005 x 17.346 + 0.250 x 0.112 = 0.1146

∴ $\Delta f_{pf} = f_{pt1}\ (\ 1 - e^{-(kx+\mu\alpha)}) =$ 1295.715 x (1 $- e^{-0.1146}$) = 140.310 MPa

② 정착장치 활동량에 의한 손실량

▪ PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

$$\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_P \times E_{pss}}$$

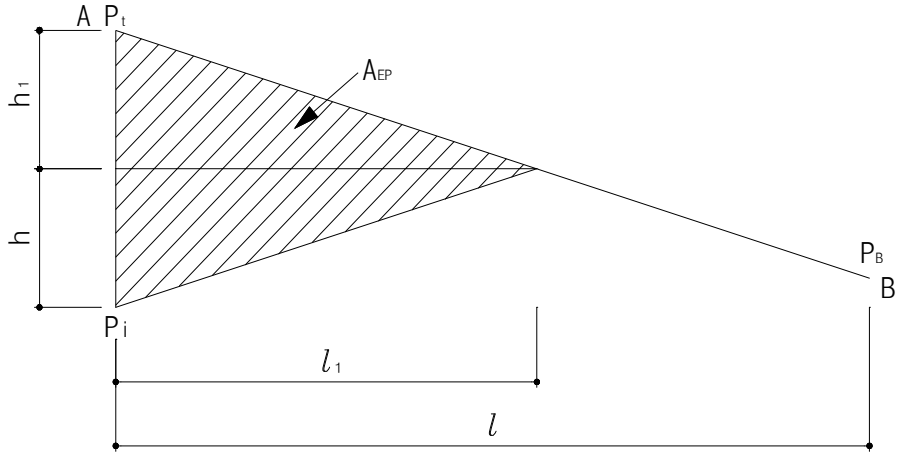
여기서, Δl : PS 강재의 활동량 (mm) [6.000 mm]

A_{EP} : 빗금친 부분의 면적

A_P : PS 강재의 단면적 (mm^2) [5,922.600 mm^2]

E_P : PS 강재의 탄성계수 (MPa) [200,000 MPa]

∴ $A_{EP} = \Delta l$ x A_P x E_P = 6.0 x 5922.600 x 200000.000 = 7107.120 kN.m



▪ 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

l = 17.346 m

P_t = 1295.715 x 5922.600 / 10^3 = 7674.000 kN

P_B = (1295.715 - 140.310) x 5922.600 / 10^3 = 6843.000 kN

$\Delta P_B = P_t - P_B$ = 7674.000 - 6843.000 = 831.000 kN

$l_1 : h_1$ = 17.346 : 831.000 ⇒ $h_1 = l_1$ x 831.000 / 17.346

$A_{EP} = l_1$ x h_1 x 2ea / 2

7107.120 = 831.000 / 17.346 x l_1^2

∴ l_1 = √ (7107.120 x 17.346 / 831.000) = 12.180 m

12.180 < 17.346 m

∴ 정착 장치의 활동에 의한 손실이 중안단면에는 영향을 미치지 않음

③ 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \left(\frac{N-1}{N} f_{cfg'} + f_{dog} \right)$$

여기서, E_{pss} : PS 강연선의 탄성계수 (200,000.0 MPa)

E_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도 (27,032.9 MPa)

f_{cir} : 프리스트레스 도입 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력

$f_{ctg'}$: 순단면에서 프리스트레스에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 응력

f_{dog} : 거더 자중에 의한 PS 강연선 도심 위치에서의 응력

$f_{pt} = f_{pti} - f_{pf} - f_{ps} = 1295.715 - 140.310 = 1155.405$ MPa

$P_t' = f_{pt} \times A_p \times N = 1155.405 \times 5922.600 = 6843.000$ kN

$$f_{ctg'} = \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \times e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{6843.000}{789594.028} + \frac{6843.000 \times 949.448}{489076902.528} = 21.951 \text{ MPa(압축)}$$

$f_{dog} = M_d / Z_{p2} = 3317.500 / 489076902.528 = -6.783$ MPa(인장)

(M_d : 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir} = \frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} = \frac{4}{5} \times 21.951 - 6.783 = 10.777 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.50 \times \frac{200000.000}{27032.900} \times 10.777 = 39.868 \text{ MPa}$$

④ PS 강연선의 초기 긴장응력

$f_{pt} = f_{pti} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pel}$

$= 1295.715 - 140.310 - 0 - 39.868 = 1115.537$ MPa

(7) 프리스트레스의 시간적 손실 및 긴장재의 유효응력 결정

① 콘크리트 크리프에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x f_{cir1} - 7 x f_{cds}

(f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS 강연전 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력)

P_t = 1115.537 x 5922.600 = 6606.877 kN

$$f_{cir1} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}}$$

- 외측 거더 (G1) (M_d : G1 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6606.877}{789594.028} + \frac{6606.877 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3312.561}{489076902.528} = 14.420 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.611 + 1.195 (휨 응력 참조) = 5.806 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.420 - 7 x 5.806 = 132.401 MPa

- 내측 거더 (G2) (M_d : G2 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6606.877}{789594.028} + \frac{6606.877 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3315.558}{489076902.528} = 14.414 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.499 + 1.848 (휨 응력 참조) = 6.347 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.414 - 7 x 6.347 = 128.544 MPa

- 내측 거더 (G3) (M_d : G3 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6606.877}{789594.028} + \frac{6606.877 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3317.500}{489076902.528} = 14.410 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.136 + 0.369 (휨 응력 참조) = 4.505 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.410 - 7 x 4.505 = 141.386 MPa

- 내측 거더 (G4) (M_d : G4 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6606.877}{789594.028} + \frac{6606.877 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3316.009}{489076902.528} = 14.413 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 3.784 + 0.026 (휨 응력 참조) = 3.810 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.413 - 7 x 3.810 = 146.286 MPa

- 외측 거더 (G5) (M_d : G5 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6606.877}{789594.028} + \frac{6606.877 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3312.736}{489076902.528} = 14.420 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 3.830 + 0.311 (휨 응력 참조) = 4.141 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.420 - 7 x 4.141 = 144.054 MPa

② 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{psh}$ = 0.8 x (119 - 1.05 x H_r)

(Hr : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70.00)

= 0.80 x (119.00 - 1.05 x 70.00) = 36.400 MPa

③ PS 강연선의 릴렉세이션에 의한 손실량

▪ 저릴렉세이션 강연선 사용

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x Δf_{pf} - 0.1 x Δf_{pel} - 0.05 x (Δf_{pcr} + Δf_{psh})

여기서, Δf_{pf} : 고려되는 시점인 $0.7 f_{pu}$ 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량

Δf_{pel} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{pcr} : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

Δf_{psh} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

▪ 외측 거더 (G1)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 140.310 - 0.1 x 39.868

- 0.05 x (132.401 + 36.400) = 12.751 MPa

▪ 내측 거더 (G2)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 140.310 - 0.1 x 39.868

- 0.05 x (128.544 + 36.400) = 12.944 MPa

▪ 내측 거더 (G3)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 140.310 - 0.1 x 39.868

- 0.05 x (141.386 + 36.400) = 12.302 MPa

▪ 내측 거더 (G4)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 140.310 - 0.1 x 39.868

- 0.05 x (146.286 + 36.400) = 12.057 MPa

▪ 외측 거더 (G5)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 140.310 - 0.1 x 39.868

- 0.05 x (144.054 + 36.400) = 12.169 MPa

④ PS 강연선의 유효응력

$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

- 외측 거더 (G1)

  - PS 강연선의 유효 인장응력

  $f_{pe} = 1115.537 - 132.401 - 36.400 - 12.751 = 933.985$ MPa

  - 유효계수

  $\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{933.985}{1115.537} = 0.837$

- 내측 거더 (G2)

  - PS 강연선의 유효 인장응력

  $f_{pe} = 1115.537 - 128.544 - 36.400 - 12.944 = 937.648$ MPa

  - 유효계수

  $\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{937.648}{1115.537} = 0.841$

- 내측 거더 (G3)

  - PS 강연선의 유효 인장응력

  $f_{pe} = 1115.537 - 141.386 - 36.400 - 12.302 = 925.449$ MPa

  - 유효계수

  $\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{925.449}{1115.537} = 0.830$

- 내측 거더 (G4)

  - PS 강연선의 유효 인장응력

  $f_{pe} = 1115.537 - 146.286 - 36.400 - 12.057 = 920.794$ MPa

  - 유효계수

  $\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{920.794}{1115.537} = 0.825$

- 외측 거더 (G5)

  - PS 강연선의 유효 인장응력

  $f_{pe} = 1115.537 - 144.054 - 36.400 - 12.169 = 922.914$ MPa

  - 유효계수

  $\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{922.914}{1115.537} = 0.827$

(8) 긴장재의 신축량 계산

$$\Delta l = \frac{P_t + P_{t1}}{A_p \cdot E_{pss}} \times \text{강연선 길이} \qquad P_{t1} = P_t \cdot e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}$$

강연선 번 호	긴장 순서	P_t (kN)	P_{t1} (kN)	강연선 길이 (L/2, m)	Δl (m)
1	1	1611.000	1406.757	17.411	0.22178
2	2	1572.000	1388.510	17.365	0.21700
3	3	1537.000	1368.600	17.340	0.21267
4	4	1497.000	1348.510	17.315	0.20797
5	5	1457.000	1327.786	17.302	0.20338

(9) 프리스트레스의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

① 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

▪ 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

P_t = f_{pt} x A_p x N = 1115.537 x 5922.600 / 10^3 = 6606.877 kN

$$f_{ct\,(\text{상연응력})} = \frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}} = \frac{6606.877}{789594.028} - \frac{6606.877 \times 949.448}{413658348.231} = -6.797 \text{ MPa}$$

$$f_{cb\,(\text{하연응력})} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{b2}} = \frac{6606.877}{789594.028} + \frac{6606.877 \times 949.448}{430974934.985} = 22.923 \text{ MPa}$$

▪ 거더 자중에 의한 콘크리트 응력

$$f_{ct\,(\text{상연응력})} = \frac{M_d}{Z_{t2}} = \frac{3317.500}{413658348.231} = 8.020 \text{ MPa}$$

$$f_{cb\,(\text{하연응력})} = \frac{M_d}{Z_{b2}} = \frac{3317.500}{430974934.985} = -7.698 \text{ MPa}$$

∴ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

f_{ct} (상연응력) = -6.797 + 8.020 = 1.223 MPa

f_{cb} (하연응력) = 22.923 + -7.698 = 15.225 MPa

② 유효 프리스트레스

- 외측 거더 (G1)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.837 x -6.797 = -5.691 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.837 x 22.923 = 19.192 MPa

- 내측 거더 (G2)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.841 x -6.797 = -5.713 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.841 x 22.923 = 19.267 MPa

- 내측 거더 (G3)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.830 x -6.797 = -5.639 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.830 x 22.923 = 19.017 MPa

- 내측 거더 (G4)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.825 x -6.797 = -5.610 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.825 x 22.923 = 18.921 MPa

- 외측 거더 (G5)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.827 x -6.797 = -5.623 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.827 x 22.923 = 18.964 MPa

③ 설계하중 작용시의 휨응력

- 외측 거더 (G1) (단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.020	1.223	-5.691	16.469	10.778
	하연	22.923	-7.698	15.225	19.192	-18.928	0.263
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.447	3.447
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G2) (단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.020	1.223	-5.713	16.470	10.756
	하연	22.923	-7.698	15.225	19.267	-19.049	0.218
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.627	3.627
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G3) (단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.020	1.223	-5.639	15.145	9.506
	하연	22.923	-7.698	15.225	19.017	-16.623	2.394
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.451	2.451
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G4) (단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.020	1.223	-5.610	14.683	9.072
	하연	22.923	-7.698	15.225	18.921	-16.205	2.716
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.444	2.444
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 외측 거더 (G5)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.020	1.223	-5.623	15.271	9.648
	하연	22.923	-7.698	15.225	18.964	-16.921	2.043
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.114	3.114
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

6.3 2차 응력 계산

1) 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

- 외측 거더 (G1)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \text{ x } 497318427094.829}{27804.000 \text{ x } 2646103088.729} = 208.811$

$B = 1 + m = 1 + 208.811 = 209.811$

$C = y_1' - my_2 = 1.167 - 208.811 \text{ x } 0.120 = -23.891$

$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

$= 1.167^2 + 0.601 + 208.811 \text{ x } 0.120^2 + 208.811 \text{ x } 0.005 = 5.971$

$P = \frac{(1115.54 + 933.98)}{2} \text{ x } 5922.60 = 6069.247 \text{ kN}$

$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$

$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$

$N_c = -\frac{0.500}{-23.891^2 - 209.811 \text{ x } 5.971} \text{ x } [6069.247 \text{ x } \{209.811 \text{ x } (1.167 \text{ x } 0.905 - 0.601) + -23.891 \text{ x } 0.905\} + 3312.561 \text{ x } (-23.891 - 209.811 \text{ x } 1.167)]$

$-\frac{0.792}{-23.891^2 - 209.811 \text{ x } 5.971} \text{ x } 2532.697 \text{ x } (-23.891 - 209.811 \text{ x } 1.167) = -1113.244 \text{ kN}$

$M_c = -\frac{0.500}{208.811 \text{ x } 5.971 - -23.891^2} \text{ x } [6069.247 \text{ x } \{-23.891 \text{ x } (1.167 \text{ x } 0.905 - 0.601) + 5.971 \text{ x } 0.905\} + 3312.561 \text{ x } (5.971 - -23.891 \text{ x } 1.167)]$

$-\frac{0.792}{209.811 \text{ x } 5.971 - -23.891^2} \text{ x } 2532.697 \text{ x } (5.971 - -23.891 \text{ x } 1.167) = -157.821 \text{ kN.m}$

- 내측 거더 (G2)

$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$

$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$

$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.000 \text{ x } 497318427094.829}{27804.000 \text{ x } 2592195785.180} = 213.153$

$B = 1 + m = 1 + 213.153 = 214.153$

$C = y_1' - m y_2 = 1.167 - 213.153 \text{ x } 0.120 = -24.412$

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

$= 1.167^2 + 0.601 + 213.153 \text{ x } 0.120^2 + 213.153 \text{ x } 0.005 = 6.054$

$P = \frac{(1115.54 + 937.65)}{2} \text{ x } 5922.60 = 6080.097 \text{ kN}$

$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$

$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$

$N_c = -\frac{0.500}{-24.412^2 - 214.153 \text{ x } 6.054} \text{ x } [6080.097 \text{ x } \{214.153 \text{ x } (1.167 \text{ x } 0.905 - 0.601) + -24.412 \text{ x } 0.905\} + 3315.558 \text{ x } (-24.412 - 214.153 \text{ x } 1.167)]$

$-\frac{0.792}{-24.412^2 - 214.153 \text{ x } 6.054} \text{ x } 2471.014 \text{ x } (-24.412 - 214.153 \text{ x } 1.167) = -1087.227 \text{ kN}$

$M_c = -\frac{0.500}{213.153 \text{ x } 6.054 - -24.412^2} \text{ x } [6080.097 \text{ x } \{-24.412 \text{ x } (1.167 \text{ x } 0.905 - 0.601) + 6.054 \text{ x } 0.905\} + 3315.558 \text{ x } (6.054 - -24.412 \text{ x } 1.167)]$

$-\frac{0.792}{214.153 \text{ x } 6.054 - -24.412^2} \text{ x } 2471.014 \text{ x } (6.054 - -24.412 \text{ x } 1.167) = -154.164 \text{ kN.m}$

- 내측 거더 (G3)

$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$

$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$

$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \text{ x } 497318427094.829}{27804.000 \text{ x } 2592195785.180} = 213.153$

$B = 1 + m = 1 + 213.153 = 214.153$

$C = y_1' - my_2 = 1.167 - 213.153 \text{ x } 0.120 = -24.412$

$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

$= 1.167^2 + 0.601 + 213.153 \text{ x } 0.120^2 + 213.153 \text{ x } 0.005 = 6.054$

$P = \frac{(1115.54 + 925.45)}{2} \text{ x } 5922.60 = 6043.971 \text{ kN}$

$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$

$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$

$N_c = -\frac{0.500}{-24.412^2 - 214.153 \text{ x } 6.054} \text{ x } [6043.971 \text{ x } \{214.153 \text{ x } (1.167 \text{ x } 0.905 - 0.601) + -24.412 \text{ x } 0.905\} + 3317.500 \text{ x } (-24.412 - 214.153 \text{ x } 1.167)]$

$-\frac{0.792}{-24.412^2 - 214.153 \text{ x } 6.054} \text{ x } 2271.601 \text{ x } (-24.412 - 214.153 \text{ x } 1.167) = -1027.755 \text{ kN}$

$M_c = -\frac{0.500}{213.153 \text{ x } 6.054 - -24.412^2} \text{ x } [6043.971 \text{ x } \{-24.412 \text{ x } (1.167 \text{ x } 0.905 - 0.601) + 6.054 \text{ x } 0.905\} + 3317.500 \text{ x } (6.054 - -24.412 \text{ x } 1.167)]$

$-\frac{0.792}{214.153 \text{ x } 6.054 - -24.412^2} \text{ x } 2271.601 \text{ x } (6.054 - -24.412 \text{ x } 1.167) = -146.578 \text{ kN.m}$

- 내측 거더 (G4)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2592195785.180} = 213.153$$

$$B = 1 + m = 1 + 213.153 = 214.153$$

$$C = y_1' - my_2 = 1.167 - 213.153 \times 0.120 = -24.412$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 1.167^2 + 0.601 + 213.153 \times 0.120^2 + 213.153 \times 0.005 = 6.054$$

$$P = \frac{(1115.54 + 920.79)}{2} \times 5922.60 = 6030.185 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.500}{-24.412^2 - 214.153 \times 6.054} \times [6030.185 \times \{214.153 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -24.412 \times 0.905\} + 3316.009 \times (-24.412 - 214.153 \times 1.167)]$$

$$-\frac{0.792}{-24.412^2 - 214.153 \times 6.054} \times 2078.462 \times (-24.412 - 214.153 \times 1.167) = -968.353 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.500}{213.153 \times 6.054 - -24.412^2} \times [6030.185 \times \{-24.412 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 6.054 \times 0.905\} + 3316.009 \times (6.054 - -24.412 \times 1.167)]$$

$$-\frac{0.792}{214.153 \times 6.054 - -24.412^2} \times 2078.462 \times (6.054 - -24.412 \times 1.167) = -139.060 \text{ kN.m}$$

▪ 외측 거더 (G5)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2168103222.820} = 254.847$$

$$B = 1 + m = 1 + 254.847 = 255.847$$

$$C = y_1' - my_2 = 1.167 - 254.847 \times 0.120 = -29.415$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 1.167^2 + 0.601 + 254.847 \times 0.120^2 + 254.847 \times 0.005 = 6.855$$

$$P = \frac{(1115.54 + 922.91)}{2} \times 5922.60 = 6036.463 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.500}{-29.415^2 - 255.847 \times 6.855} \times [6036.463 \times \{255.847 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -29.415 \times 0.905\} + 3312.736 \times (-29.415 - 255.847 \times 1.167)]$$

$$-\frac{0.792}{-29.415^2 - 255.847 \times 6.855} \times 2103.491 \times (-29.415 - 255.847 \times 1.167) = -920.286 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.500}{254.847 \times 6.855 - -29.415^2} \times [6036.463 \times \{-29.415 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 6.855 \times 0.905\} + 3312.736 \times (6.855 - -29.415 \times 1.167)]$$

$$-\frac{0.792}{255.847 \times 6.855 - -29.415^2} \times 2103.491 \times (6.855 - -29.415 \times 1.167) = -129.878 \text{ kN.m}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1+\phi^{\infty}}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{C}{C^2 - BF} \frac{1}{1+\phi^{\infty}}$$

- 외측 거더 (G1)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 209.811}{209.811 \times 5.971 - (-23.891)^2} \times \frac{1}{1+3.80} = 196.944 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.891)}{(-23.891)^2 - 209.811 \times 5.971} \times \frac{1}{1+3.80} = 22.426 \text{ kN.m}$$

- 내측 거더 (G2)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 214.153}{214.153 \times 6.054 - (-24.412)^2} \times \frac{1}{1+3.80} = 195.679 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-24.412)}{(-24.412)^2 - 214.153 \times 6.054} \times \frac{1}{1+3.80} = 22.306 \text{ kN.m}$$

- 내측 거더 (G3)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 214.153}{214.153 \times 6.054 - (-24.412)^2} \times \frac{1}{1+3.80} = 195.679 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-24.412)}{(-24.412)^2 - 214.153 \times 6.054} \times \frac{1}{1+3.80} = 22.306 \text{ kN.m}$$

- 내측 거더 (G4)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 214.153}{214.153 \times 6.054 - (-24.412)^2} \times \frac{1}{1+3.80} = 195.679 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-24.412)}{(-24.412)^2 - 214.153 \times 6.054} \times \frac{1}{1+3.80} = 22.306 \text{ kN.m}$$

- 외측 거더 (G5)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 255.847}{255.847 \times 6.855 - (-29.415)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 184.331 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-29.415)}{(-29.415)^2 - 255.847 \times 6.855} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 21.193 \text{ kN.m}$$

2) PSC 거더 및 바닥판의 상 · 하연 응력계산

(1) 크리프에 의한 응력계산

$$f_{c2}' = -\frac{N_c}{A_{c2}} - \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$f_{c2} = -\frac{N_c}{A_{c2}} + \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$f_{c1}' = \frac{N_c}{A_{c1}} + \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$f_{c1} = \frac{N_c}{A_{c1}} - \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

- 외측 거더 (G1)

$$f_{c2}' = -\frac{-1113244.394}{551271.477} - \frac{-157820858.661 - -1113244.394 \times 120.000}{2646103088.729} \times 120.000$$

$$= 3.118 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1113244.394}{551271.477} + \frac{-157820858.661 - -1113244.394 \times 120.000}{2646103088.729} \times 120.000$$

$$= 0.921 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1113244.394}{827939.177} + \frac{-157820858.661 + -1113244.394 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525$$

$$= -4.761 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1113244.394}{827939.177} - \frac{-157820858.661 + -1113244.394 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475$$

$$= -4.371 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G2)

$$f_{c2}' = -\frac{-1087226.894}{540040.789} - \frac{-154164295.642 - -1087226.894 \times 120.000}{2592195785.180} \times 120.000$$

$$= 3.110 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1087226.894}{540040.789} + \frac{-154164295.642 - -1087226.894 \times 120.000}{2592195785.180} \times 120.000$$

$$= 0.916 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1087226.894}{827939.177} + \frac{-154164295.642 + -1087226.894 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525$$

$$= -4.650 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1087226.894}{827939.177} - \frac{-154164295.642 + -1087226.894 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475$$

$$= -4.269 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G3)

$$f_{c2}' = -\frac{-1027755.199}{540040.789} - \frac{-146577637.561 - -1027755.199 \times 120.000}{2592195785.180} \times 120.000$$

$$= 2.979 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1027755.199}{540040.789} + \frac{-146577637.561 - -1027755.199 \times 120.000}{2592195785.180} \times 120.000$$

$$= 0.827 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1027755.199}{827939.177} + \frac{-146577637.561 + -1027755.199 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525$$

$$= -4.397 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1027755.199}{827939.177} - \frac{-146577637.561 + -1027755.199 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475$$

$$= -4.037 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G4)

$$f_{c2}' = -\frac{-968352.655}{540040.789} - \frac{-139059749.124 - -968352.655 \times 120.000}{2592195785.180} \times 120.000$$

$$= 2.851 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-968352.655}{540040.789} + \frac{-139059749.124 - -968352.655 \times 120.000}{2592195785.180} \times 120.000$$

$$= 0.735 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-968352.655}{827939.177} + \frac{-139059749.124 + -968352.655 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525$$

$$= -4.145 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-968352.655}{827939.177} - \frac{-139059749.124 + -968352.655 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475$$

$$= -3.806 \text{ MPa}$$

- 외측 거더 (G5)

$$f_{c2}' = -\frac{-920285.678}{451688.171} - \frac{-129878136.641 - -920285.678 \times 120.000}{2168103222.820} \times 120.000$$

$$= 3.114 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-920285.678}{451688.171} + \frac{-129878136.641 - -920285.678 \times 120.000}{2168103222.820} \times 120.000$$

$$= 0.961 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-920285.678}{827939.177} + \frac{-129878136.641 + -920285.678 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525$$

$$= -3.934 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-920285.678}{827939.177} - \frac{-129878136.641 + -920285.678 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475$$

$$= -3.612 \text{ MPa}$$

(2) 건조수축에 의한 응력계산

$$f_{s2}' = -\frac{N_s}{A_{c2}} - \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$f_{s2} = -\frac{N_s}{A_{c2}} + \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$f_{s1}' = \frac{N_s}{A_{c1}} + \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$f_{s1} = \frac{N_s}{A_{c1}} - \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

- 외측 거더 (G1)

$$f_{s2}' = -\frac{196943.999}{551271.477} - \frac{22425650.849 - 196943.999 \times 120.000}{2646103088.729} \times 120.000$$

$$= -0.302 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{196944.00}{551271.48} + \frac{22425650.85 - 196944.00 \times 120.00}{2646103088.73} \times 120.000$$

$$= -0.412 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{196944.00}{827939.18} + \frac{22425650.85 + 196944.00 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525$$

$$= 0.829 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{196944.00}{827939.18} - \frac{22425650.85 + 196944.00 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475$$

$$= 0.762 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G2)

$$f_{s2}' = -\frac{195679.477}{540040.789} - \frac{22305992.137 - 195679.477 \times 120.000}{2592195785.180} \times 120.000$$

$$= -0.308 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{195679.48}{540040.79} + \frac{22305992.14 - 195679.48 \times 120.00}{2592195785.18} \times 120.000$$

$$= -0.417 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{195679.48}{827939.18} + \frac{22305992.14 + 195679.48 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525$$

$$= 0.824 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{195679.48}{827939.18} - \frac{22305992.14 + 195679.48 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475$$

$$= 0.757 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G3)

$$f_{s2}' = -\frac{195679.477}{540040.789} - \frac{22305992.137 - 195679.477 \times 120.000}{2592195785.180} \times 120.000$$

$$= -0.308 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{195679.48}{540040.79} + \frac{22305992.14 - 195679.48 \times 120.00}{2592195785.18} \times 120.000$$

$$= -0.417 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{195679.48}{827939.18} + \frac{22305992.14 + 195679.48 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525$$

$$= 0.824 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{195679.48}{827939.18} - \frac{22305992.14 + 195679.48 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475$$

$$= 0.757 \text{ MPa}$$

- 내측 거더 (G4)

$$f_{s2}' = -\frac{195679.477}{540040.789} - \frac{22305992.137 - 195679.477 \times 120.000}{2592195785.180} \times 120.000$$

$$= -0.308 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{195679.48}{540040.79} + \frac{22305992.14 - 195679.48 \times 120.00}{2592195785.18} \times 120.000$$

$$= -0.417 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{195679.48}{827939.18} + \frac{22305992.14 + 195679.48 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525$$

$$= 0.824 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{195679.48}{827939.18} - \frac{22305992.14 + 195679.48 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475$$

$$= 0.757 \text{ MPa}$$

▪ 외측 거더 (G5)

$$f_{s2}' = -\frac{184331.275}{451688.171} - \frac{21192843.956 - 184331.275 \times 120.000}{2168103222.820} \times 120.000$$

$$= -0.357 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{184331.27}{451688.17} + \frac{21192843.96 - 184331.27 \times 120.00}{2168103222.82} \times 120.000$$

$$= -0.459 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{184331.27}{827939.18} + \frac{21192843.96 + 184331.27 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525$$

$$= 0.777 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{184331.27}{827939.18} - \frac{21192843.96 + 184331.27 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475$$

$$= 0.714 \text{ MPa}$$

6.4 휨 극한 안전성 검토

1) 외력에 의한 극한 모멘트 계산

▪ 하 중 조 합

$CASE$ 1 = 1.3x(Σ고정하중) + 2.15(Σ활하중)

$CASE$ 2 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ풍하중)

$CASE$ 3 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 0.65(Σ풍하중)

$CASE$ 4 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 1.3(Σ지점침하)

$CASE$ 5 = 1.25x(Σ고정하중) + 1.25(Σ활하중) + 0.625(Σ풍하중) + 1.25(Σ지점침하)

(1) 외측 거더 (G1) (단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6727.0	2.150	2436.6					13983.850
CASE 2	1.300	6727.0			1.300	346.5			9195.617
CASE 3	1.300	6727.0	1.300	2436.6	0.650	346.5			12137.971
CASE 4	1.300	6727.0	1.300	2436.6			1.300	555.8	12635.303
CASE 5	1.250	6727.0	1.250	2436.6	0.625	346.5	1.250	555.8	12365.906

(2) 내측 거더 (G2) (단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	7147.3	2.150	2182.2					13983.161
CASE 2	1.300	7147.3			1.300	186.0			9533.296
CASE 3	1.300	7147.3	1.300	2182.2	0.650	186.0			12249.222
CASE 4	1.300	7147.3	1.300	2182.2			1.300	565.1	12862.924
CASE 5	1.250	7147.3	1.250	2182.2	0.625	186.0	1.250	565.1	12484.471

(3) 내측 거더 (G3) (단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	5861.1	2.150	1947.2					11805.970
CASE 2	1.300	5861.1			1.300	107.4			7759.076
CASE 3	1.300	5861.1	1.300	1947.2	0.650	107.4			10220.646
CASE 4	1.300	5861.1	1.300	1947.2			1.300	566.5	10887.316
CASE 5	1.250	5861.1	1.250	1947.2	0.625	107.4	1.250	566.5	10535.694

(4) 내측 거더 (G4) (단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	5413.8	2.150	2212.4					11794.625
CASE 2	1.300	5413.8			1.300	61.9			7118.372
CASE 3	1.300	5413.8	1.300	2212.4	0.650	61.9			9954.295
CASE 4	1.300	5413.8	1.300	2212.4			1.300	567.7	10652.112
CASE 5	1.250	5413.8	1.250	2212.4	0.625	61.9	1.250	567.7	10281.101

(5) 외측 거더 (G5) (단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	5641.1	2.150	2404.2					12502.338
CASE 2	1.300	5641.1			1.300	97.0			7459.526
CASE 3	1.300	5641.1	1.300	2404.2	0.650	97.0			10521.871
CASE 4	1.300	5641.1	1.300	2404.2			1.300	536.9	11156.771
CASE 5	1.250	5641.1	1.250	2404.2	0.625	97.0	1.250	536.9	10788.318

2) 설계단면의 휨 저항강도 계산

▪ 관 련 제 원

f_{pu} = 1900.0 MPa : PSC 강선 극한 강도

E_{pss} = 200000.0

f_{ck} = 27.0

b_1 = 220.0 mm : PSC Beam 복부 두께

d = 2200.0 + 240.0 - 128.0 = 2312.000 mm

A_p = 5.0 x 1184.520 = 5922.600 mm^2

f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.000 (가정치) = 1767.000 MPa

(1) 외측 거더 (G1)

B = 2551.990 mm

f_{pe} = 933.985 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{933.985}{1900.000} = 0.492 < 0.500$

$A_p \cdot f_{ps}$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2551.990} = 0.210$ m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.210 = 0.179$ m

a = 0.179 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{933.985}{200000.000} = 0.005$

ε_p = 2.312 - 0.210 / 0.210 x 0.003 + 0.005 = 0.035

ε_p = 0.035 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - a/2)}

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.000 x (2.312 -

0.179 / 2)} = 19771.538 kN.m

ΦM_n = 19771.538 kN.m > M_u = 13983.850 kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더 (G2)

B = 2500.000 mm

f_{pe} = 937.648 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{937.648}{1900.000} =$ 0.493 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2500.000} =$ 0.215 m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.215 =$ 0.182 m

a = 0.182 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{937.648}{200000.000} =$ 0.005

ε_p = 2.312 - 0.215 / 0.215 x 0.003 + 0.005 = 0.034

ε_p = 0.034 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.000 x (2.312 - 0.182 / 2)} = 19755.011 kN.m

ΦM_n = 19755.011 kN.m > M_u = 13983.161 kN.m ∴ O.K

(3) 내측 거더 (G3)

B = 2500.000 mm

f_{pe} = 925.449 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{925.449}{1900.000} =$ 0.487 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{5922.600 \text{ x } 1767.000}{0.85 \text{ x } 0.85 \text{ x } 27.00 \text{ x } 2500.000} =$ 0.215 m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \text{ x } 0.215 =$ 0.182 m

a = 0.182 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{925.449}{200000.000} =$ 0.005

ε_p = 2.312 - 0.215 / 0.215 x 0.003 + 0.005 = 0.034

ε_p = 0.034 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

$\Phi M_n = \Phi \{ A_p \text{ x } f_{ps} \text{ x } (d - a/2) \}$

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.000 x (2.312 - 0.182 / 2)} = 19755.011 kN.m

ΦM_n = 19755.011 kN.m > M_u = 11805.970 kN.m ∴ O.K

(4) 내측 거더 (G4)

B = 2500.000 mm

f_{pe} = 920.794 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{920.794}{1900.000} =$ 0.485 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{5922.600 \text{ x } 1767.000}{0.85 \text{ x } 0.85 \text{ x } 27.00 \text{ x } 2500.000} =$ 0.215 m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \text{ x } 0.215 =$ 0.182 m

a = 0.182 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{920.794}{200000.000} =$ 0.005

ε_p = 2.312 - 0.215 / 0.215 x 0.003 + 0.005 = 0.034

ε_p = 0.034 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

$\Phi M_n = \Phi \{ A_p \text{ x } f_{ps} \text{ x } (d - a/2) \}$

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.000 x (2.312 - 0.182 / 2)} = 19755.011 kN.m

ΦM_n = 19755.011 kN.m > M_u = 11794.625 kN.m ∴ O.K

(5) 외측 거더 (G5)

B = 2090.991 mm

f_{pe} = 922.914 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{922.914}{1900.000} =$ 0.486 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2090.991} =$ 0.257 m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.257 =$ 0.218 m

a = 0.218 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{922.914}{200000.000} =$ 0.005

ε_p = 2.312 - 0.257 / 0.257 x 0.003 + 0.005 = 0.029

ε_p = 0.029 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.000 x (2.312 - 0.218 / 2)} = 19596.322 kN.m

ΦM_n = 19596.322 kN.m > M_u = 12502.338 kN.m ∴ O.K

3) 균열모멘트 계산

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}' = -0.63 \sqrt{(fck)}$

여기서, $f_{외력}$: [고정하중 및 활하중에 의한 응력 계산] 참조

f_{pe} : 유효프리스트레스에 의한 응력

f_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 응력

M_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 모멘트

(1) 외측 거더 (G1)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -18.928 + 19.192 - M_{cr}' / 676938966.324

= -0.63 √ 40.000 = -3.984

M_{cr}' = (0.263 + 3.984) x 676938966.324 = 2875.595 kN.m

M_{cr} = 9892.725 + 2875.595 = 12768.320 kN.m

ΦM_n = 19,771.54 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 15,321.98 kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더 (G2)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}{}' = -19.049 + 19.267 - M_{cr}{}' / 675307038.273$

$= -0.63 \sqrt{\ } 40.000 = -3.984$

$M_{cr}{}' = (0.218 + 3.984) \times 675307038.273 = 2838.074$ kN.m

$M_{cr} = 9987.577 + 2838.074 = 12825.651$ kN.m

$\Phi M_n = 19{,}755.01$ kN.m > $1.2M_{cr} = 15{,}390.78$ kN.m ∴ O.K

(3) 내측 거더 (G3)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}{}' = -16.623 + 19.017 - M_{cr}{}' / 675307038.273$

$= -0.63 \sqrt{\ } 40.000 = -3.984$

$M_{cr}{}' = (2.394 + 3.984) \times 675307038.273 = 4307.143$ kN.m

$M_{cr} = 8428.555 + 4307.143 = 12735.698$ kN.m

$\Phi M_n = 19{,}755.01$ kN.m > $1.2M_{cr} = 15{,}282.84$ kN.m ∴ O.K

(4) 내측 거더 (G4)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}{}' = -16.205 + 18.921 - M_{cr}{}' / 675307038.273$

$= -0.63 \sqrt{\ } 40.000 = -3.984$

$M_{cr}{}' = (2.716 + 3.984) \times 675307038.273 = 4524.968$ kN.m

$M_{cr} = 8224.881 + 4524.968 = 12749.848$ kN.m

$\Phi M_n = 19{,}755.01$ kN.m > $1.2M_{cr} = 15{,}299.82$ kN.m ∴ O.K

(5) 외측 거더 (G5)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}{}' = -16.921 + 18.964 - M_{cr}{}' / 660932544.478$

$= -0.63 \sqrt{\ } 40.000 = -3.984$

$M_{cr}{}' = (2.043 + 3.984) \times 660932544.478 = 3983.817$ kN.m

$M_{cr} = 8630.655 + 3983.817 = 12614.472$ kN.m

$\Phi M_n = 19{,}596.32$ kN.m > $1.2M_{cr} = 15{,}137.37$ kN.m ∴ O.K

6.5 전단설계 및 전단 연결재 산정

1) 외력에 의한 극한 전단력 계산

▪ 하 중 조 합

$CASE$ 1 = 1.3x(Σ고정하중) + 2.15(Σ활하중)

$CASE$ 2 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ풍하중)

$CASE$ 3 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 0.65(Σ풍하중)

$CASE$ 4 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 1.3(Σ지점침하)

$CASE$ 5 = 1.25x(Σ고정하중) + 1.25(Σ활하중) + + 0.625(Σ풍하중) + 1.25(Σ지점침하)

(1) 외측 거더 (G1) (단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1061.4	2.150	403.5					2247.396
CASE 2	1.300	1061.4			1.300	80.5			1484.428
CASE 3	1.300	1061.4	1.300	403.5	0.650	80.5			1956.710
CASE 4	1.300	1061.4	1.300	403.5			1.300	70.1	1995.452
CASE 5	1.250	1061.4	1.250	403.5	0.625	80.5	1.250	70.1	1969.020

(2) 내측 거더 (G2) (단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	843.7	2.150	530.7					2237.885
CASE 2	1.300	843.7			1.300	96.8			1222.620
CASE 3	1.300	843.7	1.300	530.7	0.650	96.8			1849.664
CASE 4	1.300	843.7	1.300	530.7			1.300	71.6	1879.864
CASE 5	1.250	843.7	1.250	530.7	0.625	96.8	1.250	71.6	1868.031

(3) 내측 거더 (G3) (단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	702.9	2.150	469.2					1922.574
CASE 2	1.300	702.9			1.300	26.6			948.415
CASE 3	1.300	702.9	1.300	469.2	0.650	26.6			1541.067
CASE 4	1.300	702.9	1.300	469.2			1.300	71.8	1617.151
CASE 5	1.250	702.9	1.250	469.2	0.625	26.6	1.250	71.8	1571.607

(4) 내측 거더 (G4)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	621.6	2.150	532.3					1952.598
CASE 2	1.300	621.6			1.300	12.9			824.935
CASE 3	1.300	621.6	1.300	532.3	0.650	12.9			1508.539
CASE 4	1.300	621.6	1.300	532.3			1.300	72.1	1593.913
CASE 5	1.250	621.6	1.250	532.3	0.625	12.9	1.250	72.1	1540.702

(5) 외측 거더 (G5)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	626.4	2.150	407.1					1689.636
CASE 2	1.300	626.4			1.300	10.8			828.364
CASE 3	1.300	626.4	1.300	407.1	0.650	10.8			1350.599
CASE 4	1.300	626.4	1.300	407.1			1.300	68.4	1432.577
CASE 5	1.250	626.4	1.250	407.1	0.625	10.8	1.250	68.4	1384.214

2) 휨 전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

- $V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{\max}}$ $\qquad M_{cr} = Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do})$

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5

d = 1.100 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m $\quad \therefore d$ = 1.760 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.466	-235.597	-183.299	-290.617	-30.603	-32.647	
모 멘 트	1222.911	1004.678	880.495	1083.439	160.379	122.644	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	418.9	2.150	290.6					1169.392
CASE 2	1.300	418.9			1.300	30.6			584.349
CASE 3	1.300	418.9	1.300	290.6	0.650	30.6			942.259
CASE 4	1.300	418.9	1.300	290.6			1.300	32.6	964.808
CASE 5	1.250	418.9	1.250	290.6	0.625	30.6	1.250	32.6	946.827

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1885.2	2.150	1083.4					4780.118
CASE 2	1.300	1885.2			1.300	160.4			2659.217
CASE 3	1.300	1885.2	1.300	1083.4	0.650	160.4			3963.441
CASE 4	1.300	1885.2	1.300	1083.4			1.300	122.6	4018.632
CASE 5	1.250	1885.2	1.250	1083.4	0.625	160.4	1.250	122.6	3964.306

f_{ck} = 40.000

b_w = 220.000 mm : 거더 복부 두께

d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5

d = 1.515 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m $\quad \therefore d$ = 1.760 m 적용함.

d = 1.760 m

V_{do} = 275.466 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 1169.392 kN

M_{max} = 4780.118 kN

M_{cr} = 0.481 x (0.5 x √ 40.000 + 10683.13 − 2541.33) = 3919.440 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.837 \times 6606.877}{827939.177} + \frac{5531.617 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.683 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.220 x 1.760 + 275.466

+ (1169.392 x 3919.440) / 4780.118 = 1356.748 kN

V_{ci} = 1356.748 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w d$ = 342.841 kN

∴ V_{ci} = 1356.748 kN 적용함.

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5

d = 1.100 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.469	-217.900	-23.347	-359.675	-23.325	-33.197	
모 멘 트	1222.921	923.230	28.129	1336.636	119.749	124.684	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	241.2	2.150	359.7					1086.922
CASE 2	1.300	241.2			1.300	23.3			343.944
CASE 3	1.300	241.2	1.300	359.7	0.650	23.3			796.360
CASE 4	1.300	241.2	1.300	359.7			1.300	33.2	824.354
CASE 5	1.250	241.2	1.250	359.7	0.625	23.3	1.250	33.2	807.226

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	951.4	2.150	1336.6					4110.533
CASE 2	1.300	951.4			1.300	119.7			1392.440
CASE 3	1.300	951.4	1.300	1336.6	0.650	119.7			3052.229
CASE 4	1.300	951.4	1.300	1336.6			1.300	124.7	3136.481
CASE 5	1.250	951.4	1.250	1336.6	0.625	119.7	1.250	124.7	3090.691

f_{ck} = 40.000

b_w = 220.000 mm : 거더 복부 두께

d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5

d = 1.515 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

d = 1.760 m

V_{do} = 275.469 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 1086.922 kN

M_{max} = 4110.533 kN

M_{cr} = 0.481 x (0.5 x √ 40.000 + 10725.04 - 2541.35) = 3939.596 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.841 \times 6606.877}{827939.177} + \frac{5553.316 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.725 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.220 x 1.760 + 275.469

+ (1086.922 x 3939.596) / 4110.533 = 1439.635 kN

V_{ci} = 1439.635 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w d$ = 342.841 kN

∴ V_{ci} = 1439.635 kN 적용함.

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5

d = 1.100 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.467	-212.607	-39.534	-315.068	-4.925	-33.279	
모 멘 트	1222.921	911.977	180.261	1172.197	32.853	124.989	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	252.1	2.150	315.1					1005.179
CASE 2	1.300	252.1			1.300	4.9			334.186
CASE 3	1.300	252.1	1.300	315.1	0.650	4.9			740.573
CASE 4	1.300	252.1	1.300	315.1			1.300	33.3	780.634
CASE 5	1.250	252.1	1.250	315.1	0.625	4.9	1.250	33.3	753.688

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1092.2	2.150	1172.2					3940.133
CASE 2	1.300	1092.2			1.300	32.9			1462.619
CASE 3	1.300	1092.2	1.300	1172.2	0.650	32.9			2965.120
CASE 4	1.300	1092.2	1.300	1172.2			1.300	125.0	3106.251
CASE 5	1.250	1092.2	1.250	1172.2	0.625	32.9	1.250	125.0	3007.313

f_{ck} = 40.000

b_w = 220.000 mm : 거더 복부 두께

d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5

d = 1.515 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

d = 1.760 m

V_{do} = 275.467 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 1005.179 kN

M_{max} = 3940.133 kN

M_{cr} = 0.481 x (0.5 x √ 40.000 + 10585.50 - 2541.35) = 3872.448 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.830 \times 6606.877}{827939.177} + \frac{5481.064 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.586 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.220 x 1.760 + 275.467

+ (1005.179 x 3872.448) / 3940.133 = 1385.822 kN

V_{ci} = 1385.822 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w d$ = 342.841 kN

∴ V_{ci} = 1385.822 kN 적용함.

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5

d = 1.100 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.466	-205.946	-3.315	-360.928	-3.257	-33.350	
모 멘 트	1222.924	892.652	18.871	1341.894	14.045	125.257	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	209.3	2.150	360.9					1048.034
CASE 2	1.300	209.3			1.300	3.3			276.273
CASE 3	1.300	209.3	1.300	360.9	0.650	3.3			743.363
CASE 4	1.300	209.3	1.300	360.9			1.300	33.3	784.600
CASE 5	1.250	209.3	1.250	360.9	0.625	3.3	1.250	33.3	756.459

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	911.5	2.150	1341.9					4070.052
CASE 2	1.300	911.5			1.300	14.0			1203.238
CASE 3	1.300	911.5	1.300	1341.9	0.650	14.0			2938.571
CASE 4	1.300	911.5	1.300	1341.9			1.300	125.3	3092.277
CASE 5	1.250	911.5	1.250	1341.9	0.625	14.0	1.250	125.3	2982.121

f_{ck} = 40.000

b_w = 220.000 mm : 거더 복부 두께

d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5

d = 1.515 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

d = 1.760 m

V_{do} = 275.466 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 1048.034 kN

M_{max} = 4070.052 kN

M_{cr} = 0.481 x (0.5 x √ 40.000 + 10532.25 - 2541.35) = 3846.822 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.825 \times 6606.877}{827939.177} + \frac{5453.493 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.532 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.220 x 1.760 + 275.466

+ (1048.034 x 3846.822) / 4070.052 = 1388.462 kN

V_{ci} = 1388.462 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w d$ = 342.841 kN

∴ V_{ci} = 1388.462 kN 적용함.

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5

d = 1.100 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.471	-179.285	-26.796	-292.189	1.104	-31.546	
모 멘 트	1222.904	759.751	132.514	1088.849	-3.844	118.432	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	206.1	2.150	292.2					896.113
CASE 2	1.300	206.1			1.300	-1.1			266.470
CASE 3	1.300	206.1	1.300	292.2	0.650	-1.1			647.034
CASE 4	1.300	206.1	1.300	292.2			1.300	31.5	688.762
CASE 5	1.250	206.1	1.250	292.2	0.625	-1.1	1.250	31.5	661.581

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	892.3	2.150	1088.8					3500.970
CASE 2	1.300	892.3			1.300	-3.8			1154.947
CASE 3	1.300	892.3	1.300	1088.8	0.650	-3.8			2572.950
CASE 4	1.300	892.3	1.300	1088.8			1.300	118.4	2729.410
CASE 5	1.250	892.3	1.250	1088.8	0.625	-3.8	1.250	118.4	2622.031

f_{ck} = 40.000

b_w = 220.000 mm : 거더 복부 두께

d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5

d = 1.515 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

d = 1.760 m

V_{do} = 275.471 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 896.113 kN

M_{max} = 3500.970 kN

M_{cr} = 0.481 x (0.5 x √ 40.000 + 10556.50 - 2541.31) = 3858.510 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.827 \times 6606.877}{827939.177} + \frac{5466.048 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.557 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.220 x 1.760 + 275.471

+ (896.113 x 3858.510) / 3500.970 = 1385.543 kN

V_{ci} = 1385.543 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w d$ = 342.841 kN

∴ V_{ci} = 1385.543 kN 적용함.

3) 복부전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

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

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 720.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1760.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.837 x 1115.537 x 5922.600 = 5531.617 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5531617.261 / 827939.177 = 6.681 MPa

V_p = P_e x sinα = 5531617.261 x sin 0.1115 = 615.597 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.681) x 720.000 x

1760.000 + 615.597 = 5479.716 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) b_w = 220.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.837 x 1115.537 x 5922.600 = 5531.617 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5531617.261 / 827939.177 = 6.681 MPa

V_p = P_e x sinα = 5531617.261 x sin 0.0857 = 473.359 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.681) x 220.000 x

1760.000 + 473.359 = 1959.617 kN

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 720.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1760.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.841 x 1115.537 x 5922.600 = 5553.316 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5553316.064 / 827939.177 = 6.707 MPa

V_p = P_e x sinα = 5553316.064 x sin 0.1115 = 618.012 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.707) x 720.000 x

1760.000 + 618.012 = 5492.094 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) b_w = 220.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.841 x 1115.537 x 5922.600 = 5553.316 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5553316.064 / 827939.177 = 6.707 MPa

V_p = P_e x sinα = 5553316.064 x sin 0.0857 = 475.216 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.707) x 220.000 x

1760.000 + 475.216 = 1964.519 kN

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 720.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1760.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.830 x 1115.537 x 5922.600 = 5481.064 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5481063.806 / 827939.177 = 6.620 MPa

V_p = P_e x sinα = 5481063.806 x sin 0.1115 = 609.971 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.620) x 720.000 x 1760.000 + 609.971 = 5450.878 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) b_w = 220.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.830 x 1115.537 x 5922.600 = 5481.064 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5481063.806 / 827939.177 = 6.620 MPa

V_p = P_e x sinα = 5481063.806 x sin 0.0857 = 469.033 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.620) x 220.000 x 1760.000 + 469.033 = 1948.199 kN

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 720.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1760.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.825 x 1115.537 x 5922.600 = 5453.493 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5453492.857 / 827939.177 = 6.587 MPa

V_p = P_e x sinα = 5453492.857 x sin 0.1115 = 606.903 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.587) x 720.000 x
1760.000 + 606.903 = 5435.150 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) b_w = 220.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.825 x 1115.537 x 5922.600 = 5453.493 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5453492.857 / 827939.177 = 6.587 MPa

V_p = P_e x sinα = 5453492.857 x sin 0.0857 = 466.674 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.587) x 220.000 x
1760.000 + 466.674 = 1941.971 kN

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 720.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1760.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.827 x 1115.537 x 5922.600 = 5466.048 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5466048.048 / 827939.177 = 6.602 MPa

V_p = P_e x sinα = 5466048.048 x sin 0.1115 = 608.300 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.602) x 720.000 x
1760.000 + 608.300 = 5442.312 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) b_w = 220.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.827 x 1115.537 x 5922.600 = 5466.048 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5466048.048 / 827939.177 = 6.602 MPa

V_p = P_e x sinα = 5466048.048 x sin 0.0857 = 467.748 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.602) x 220.000 x
1760.000 + 467.748 = 1944.807 kN

4) 콘크리트의 공칭전단강도 결정

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 5,479.7] = 5479.716 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,356.7, Vcw = 1,959.6] = 1356.748 kN

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 5,492.1] = 5492.094 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,439.6, Vcw = 1,964.5] = 1439.635 kN

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 5,450.9] = 5450.878 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,385.8, Vcw = 1,948.2] = 1385.822 kN

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 5,435.1] = 5435.150 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,388.5, Vcw = 1,942.0] = 1388.462 kN

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 5,442.3] = 5442.312 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,385.5, Vcw = 1,944.8] = 1385.543 kN

5) 전단철근이 부담하여야 할 전단강도 (도.설 P332)

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 5479.716 = 4383.773 kN > V_u = 2247.396 kN

1/2ΦV_c = 1/2 x 4383.773 = 2191.886 kN < V_u = 2247.396 kN

∴ 1/2ΦV_c < V_u 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1356.748 = 1085.399 kN < V_u = 1527.498 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1527.498 - 1085.399 = 442.100 kN

V_s = 552.625 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1632.579 kN

= 552.625 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 816.289 kN

∴ V_s = 552.625 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 5492.094 = 4393.675 kN > V_u = 2237.885 kN

1/2ΦV_c = 1/2 x 4393.675 = 2196.838 kN < V_u = 2237.885 kN

∴ 1/2ΦV_c < V_u 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1439.635 = 1151.708 kN < V_u = 1445.032 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1445.032 - 1151.708 = 293.324 kN

V_s = 366.655 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1632.579 kN

= 366.655 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 816.289 kN

∴ V_s = 366.655 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 5450.878 = 4360.702 kN > V_u = 1922.574 kN

1/2ΦV_c = 1/2 x 4360.702 = 2180.351 kN > V_u = 1922.574 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1385.822 = 1108.658 kN < V_u = 1363.286 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1363.286 - 1108.658 = 254.628 kN

V_s = 318.286 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1632.579 kN

= 318.286 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 816.289 kN

∴ V_s = 318.286 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 5435.150 = 4348.120 kN > V_u = 1952.598 kN

1/2ΦV_c = 1/2 x 4348.120 = 2174.060 kN > V_u = 1952.598 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1388.462 = 1110.769 kN < V_u = 1406.140 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1406.140 - 1110.769 = 295.370 kN

V_s = 369.213 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1632.579 kN

= 369.213 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 816.289 kN

∴ V_s = 369.213 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 5442.312 = 4353.849 kN > V_u = 1689.636 kN

1/2ΦV_c = 1/2 x 4353.849 = 2176.925 kN > V_u = 1689.636 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1385.543 = 1108.435 kN < V_u = 1254.225 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1254.225 - 1108.435 = 145.790 kN

V_s = 182.238 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1632.579 kN

= 182.238 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 816.289 kN

∴ V_s = 182.238 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

6) 스터럽의 배치간격 결정

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.2 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$ or $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_w}$

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

$$0.8 = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 825.00 mm

∴ s = 472.86 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{552624.57} = 379.50 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 379.50 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 825.00 mm

∴ s = 472.86 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{366654.92} = 571.99 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 571.99 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 825.00 mm

∴ s = 472.86 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{318285.60} = 658.91 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 658.91 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 825.00 mm

∴ s = 472.86 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{369212.85} = 568.02 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 568.02 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 825.00 mm

∴ s = 472.86 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{182237.77} = 1150.81 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 1150.81 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

7) 전단연결재의 설계

(1) 외측 거더 (G1)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{418385.000}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.411 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{443799.958}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.436 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1113.244 - 196.944) \times 10^3}{760.000 \times 2551.990} = 0.472 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2552.0 = 851.466 \text{ kN}$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{851466.36}{760.00 \times 2551.99} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.411 + 2.15 \times 0.436$

$= 1.471 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.411 + 1.30 \times 0.436 + 1.30 \times (0.472 + 0.439)$

$= 2.285 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970$ mm

(2) 내측 거더 (G2)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{219986.000}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.216 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{268362.000}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.264 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1087.227 - 195.679) \times 10^3}{760.000 \times 2500.000} = 0.469 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

V_t = α x ΔT x E x A

= 1.00E-05 x 5 x 27804.000 x 240.0 x 2500.0 = 834.120 kN

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{834120.00}{760.00 \times 2500.00} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = $1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

= 1.30 x 0.216 + 2.15 x 0.264

= 0.847 MPa < 3.500 MPa

case2 = $1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

= 1.30 x 0.216 + 1.30 x 0.264 + 1.30 x

(0.469 + 0.439)

= 1.804 MPa < 3.500 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v}$ = $\frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00}$ = 447.970 mm

(3) 내측 거더 (G3)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{83572.000}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.082 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{96895.500}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.095 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1027.755 - 195.679) \times 10^3}{760.000 \times 2500.000} = 0.438 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

V_t = α x ΔT x E x A

= 1.00E-05 x 5 x 27804.000 x 240.0 x 2500.0 = 834.120 kN

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{834120.00}{760.00 \times 2500.00} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = $1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

= 1.30 x 0.082 + 2.15 x 0.095

= 0.311 MPa < 3.500 MPa

case2 = $1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

= 1.30 x 0.082 + 1.30 x 0.095 + 1.30 x

(0.438 + 0.439)

= 1.370 MPa < 3.500 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v}$ = $\frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00}$ = 447.970 mm

(4) 내측 거더 (G4)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{8231.000}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.008 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{14705.500}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.014 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(968.353 - 195.679) \times 10^3}{760.000 \times 2500.000} = 0.407 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

V_t = α x ΔT x E x A

= 1.00E-05 x 5 x 27804.000 x 240.0 x 2500.0 = 834.120 kN

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{834120.00}{760.00 \times 2500.00} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = $1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

= 1.30 x 0.008 + 2.15 x 0.014

= 0.042 MPa < 3.500 MPa

case2 = $1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

= 1.30 x 0.008 + 1.30 x 0.014 + 1.30 x (0.407 + 0.439)

= 1.129 MPa < 3.500 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v}$ = $\frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00}$ = 447.970 mm

(5) 외측 거더 (G5)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{42055.000}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.041 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{47444.000}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.047 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(920.286 - 184.331) \times 10^3}{760.000 \times 2090.991} = 0.463 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

V_t = α x ΔT x E x A

= 1.00E-05 x 5 x 27804.000 x 240.0 x 2091.0 = 697.655 kN

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{697654.97}{760.00 \times 2090.99} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = 1.3 x τ_d + 2.15 x τ_l

= 1.30 x 0.041 + 2.15 x 0.047

= 0.154 MPa < 3.500 MPa

case2 = 1.30 x τ_d + 1.30 x τ_l + 1.3 x (τ_{c+s} + τ_t)

= 1.30 x 0.041 + 1.30 x 0.047 + 1.30 x

(0.463 + 0.439)

= 1.287 MPa < 3.500 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v}$ = $\frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00}$ = 447.970 mm

6.6 처짐 계산

1) 고정하중 및 활하중에 의한 처짐 계산

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E_{pc} \times I}$$

여기서, L : 전체 지간 = 34000.000 mm

E_{pc} : 거더의 탄성계수 = 30891.000 MPa

I : 단면 2차 모멘트 (순단면, PS강연선 환산단면 및 바닥판 환산단면)

[처짐 (δ)] (단위 :mm)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍 하 중	지점침하	
G1	24.706	20.520	4.029	8.375	0.291	11.928	69.703
G2	24.707	19.520	2.480	7.207	0.053	11.936	65.876
G3	24.707	18.520	1.090	6.190	-0.065	11.944	62.451
G4	24.707	17.460	0.070	7.317	-0.132	11.953	61.507
G5	24.707	16.320	-0.768	8.569	-0.179	11.961	60.789

2) 프리스트레스에 의한 처짐 계산

P_i = 1115.537 x 5922.600 = 6606.877 kN

$$\delta_p = -\frac{P_i \cdot e_1 \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{5 \cdot P_i \cdot e_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$= -\frac{6606877.348 \text{ x } (1077.448 - 1100.000) \text{ x } 34000.000^2}{8 \text{ x } 30891.000 \text{ x } 464353043161.343} -$$

$$\frac{5 \text{ x } 6606877.348 \text{ x } (1100.000 - 128.000) \text{ x } 34000.000^2}{48 \text{ x } 30891.000 \text{ x } 464353043161.343}$$

= -52.409 mm

3) 활하중 처짐 검토

- 허용처짐

δ_a = L / 800 = 34000.000 / 800.000 = 42.500 mm

(1) 외측 거더 (G1)

δ = 8.375 mm < 42.500 mm ∴ O.K

(2) 내측 거더 (G2)

δ = 7.207 mm < 42.500 mm ∴ O.K

(3) 내측 거더 (G3)

δ = 6.190 mm < 42.500 mm ∴ O.K

(4) 내측 거더 (G4)

δ = 7.317 mm < 42.500 mm ∴ O.K

(5) 외측 거더 (G5)

δ = 8.569 mm < 42.500 mm ∴ O.K

4) 프리스트레스 도입시

(1) 외측 거더 (G1)

δ_{s1} = 24.706 – 52.409 = -27.70 mm (상 향)

(2) 내측 거더 (G2)

δ_{s1} = 24.707 – 52.409 = -27.70 mm (상 향)

(3) 내측 거더 (G3)

δ_{s1} = 24.707 – 52.409 = -27.70 mm (상 향)

(4) 내측 거더 (G4)

δ_{s1} = 24.707 – 52.409 = -27.70 mm (상 향)

(5) 외측 거더 (G5)

δ_{s1} = 24.707 – 52.409 = -27.70 mm (상 향)

5) 바닥판 타설 후 (크리프, 건조수축의 영향 포함)

(1) 외측 거더 (G1)

δ_{s2} = 24.706 – 52.409 + 20.520 + (3.800 - 2.400) x
(24.706 - 52.409) = -45.97 mm (상 향)

(2) 내측 거더 (G2)

δ_{s2} = 24.707 – 52.409 + 19.520 + (3.800 - 2.400) x
(24.707 - 52.409) = -46.96 mm (상 향)

(3) 내측 거더 (G3)

δ_{s2} = 24.707 – 52.409 + 18.520 + (3.800 - 2.400) x
(24.707 - 52.409) = -47.96 mm (상 향)

(4) 내측 거더 (G4)

δ_{s2} = 24.707 – 52.409 + 17.460 + (3.800 - 2.400) x
(24.707 - 52.409) = -49.02 mm (상 향)

(5) 외측 거더 (G5)

δ_{s2} = 24.707 – 52.409 + 16.320 + (3.800 - 2.400) x
(24.707 - 52.409) = -50.16 mm (상 향)

6) 사용하중 작용시 (최종)

(1) 외측 거더 (G1)

δ_{s3} = 24.706 - 0.837 x 52.409 + 20.520 + 4.029 +
(3.800 - 2.400) x (24.706 - 52.409)
+ 2.400 x (24.706 - 0.837 x 52.409 + 20.520
+ 4.029) + 8.375 + 0.146 + 11.928 = -0.06 mm (상 향)

(2) 내측 거더 (G2)

δ_{s3} = 24.707 - 0.841 x 52.409 + 19.520 + 2.480 +
(3.800 - 2.400) x (24.707 - 52.409)
+ 2.400 x (24.707 - 0.841 x 52.409 + 19.520
+ 2.480) + 7.207 + 0.053 + 11.936 = -10.56 mm (상 향)

(3) 내측 거더 (G3)

δ_{s3} = 24.707 - 0.830 x 52.409 + 18.520 + 1.090 +
(3.800 - 2.400) x (24.707 - 52.409)
+ 2.400 x (24.707 - 0.830 x 52.409 + 18.520
+ 1.090) + 6.190 + -0.065 + 11.944 = -17.86 mm (상 향)

(4) 내측 거더 (G4)

δ_{s3} = 24.707 - 0.825 x 52.409 + 17.460 + 0.070 +
(3.800 - 2.400) x (24.707 - 52.409)
+ 2.400 x (24.707 - 0.825 x 52.409 + 17.460
+ 0.070) + 7.317 + -0.132 + 11.953 = -23.12 mm (상 향)

(5) 외측 거더 (G5)

δ_{s3} = 24.707 - 0.827 x 52.409 + 16.320 + -0.768 +
(3.800 - 2.400) x (24.707 - 52.409)
+ 2.400 x (24.707 - 0.827 x 52.409 + 16.320
+ -0.768) + 8.569 + -0.179 + 11.961 = -28.97 mm (상 향)

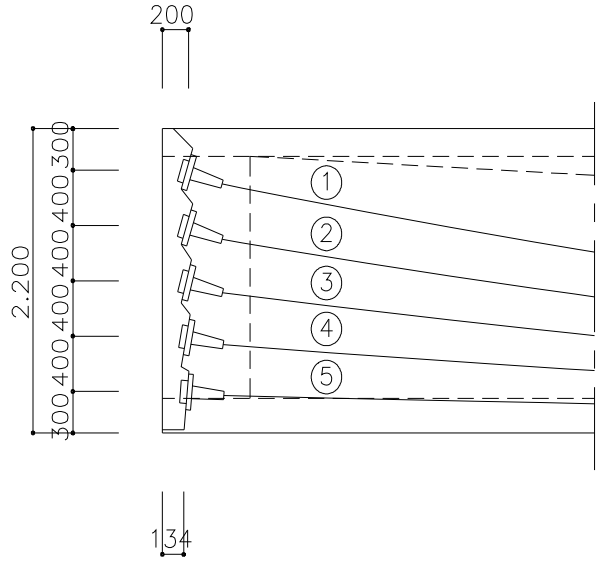
7. 정착부 검토

1) 설계조건

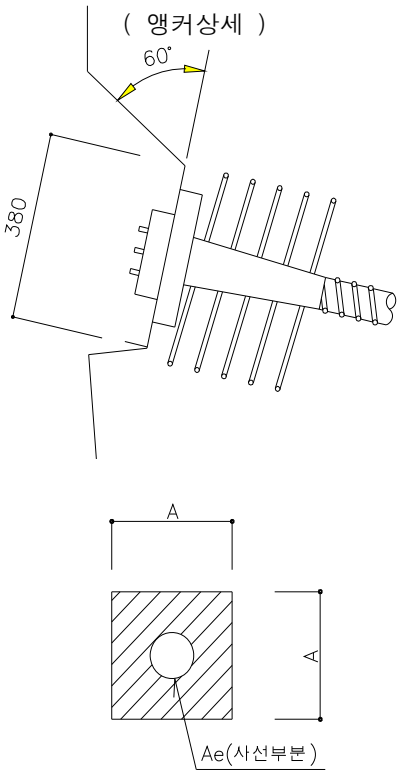
(1) 정착판 규격

280.000 mm × 280.00 mm = 78400.00 mm^2 (☞ 도로공사 표준도)

(단부상세)



(앵커상세)



(2) 긴장력 (4. BEAM검토의 프리스트레스 계산 참조)

(단위 : N)

강선 번호	긴 장 력 (P_t)	초기 Prestress (P_i)	유효 Prestress (P_e)
1	1611000.000	1386979.334	1165805.601
2	1572000.000	1353402.553	1137583.119
3	1537000.000	1323269.544	1112255.250
4	1497000.000	1288831.820	1083309.115
5	1457000.000	1254394.096	1054362.980
계	7674000.000	6606877.348	5553316.064
평 균	1534800.000	1321375.470	1110663.213

① 초기 Prestress(P_i) = 긴장력(P_t) × 즉시 손실률

즉시 손실률 = 1321375.47 / 1534800.00 = 86.09%

② 유효 Prestress(P_e) = 초기 Prestress(P_i) × 유효계수

유효계수 : η = 0.841 (내·외측 거더 중 큰 값 적용)

2) 지압응력 검토

(1) 강선 ①번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32.000 MPa)

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재 단부에 가장 크게 그렸을 때 그 도형의 면적

(= 400 mm × 400 mm = 160000 mm^2)

A_b : 정착판의 면적 (= 78400 mm^2)

f_{api} = 0.70 x 32.00 x √(160000.00 / 78400.00 - 0.20) = 30.392 MPa

∴ 30.392 MPa < 35.200 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_t (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.541 mm^2

f_{b1} = 1611000.000 / 60728.541 = 26.528 MPa

∴ 26.53 MPa < 30.39 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b})} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40.000 MPa)

f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(160000.00 / 78400.00) = 28.571 MPa

∴ 28.571 MPa < 36.000 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.541 mm^2

f_{b1} = 1165805.60 / 60728.54 = 19.197 MPa

∴ 19.197 MPa < 28.571 MPa ∴ O.K

(2) 강선 ②번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32.000 MPa)

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재 단부에 가장 크게 그렸을 때 그 도형의 면적

(= 400 mm × 400 mm = 160000 mm^2)

A_b : 정착판의 면적 (= 78400 mm^2)

f_{api} = 0.70 x 32.00 x √(160000.00 / 78400.00 - 0.20) = 30.392 MPa

∴ 30.392 MPa < 35.200 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_t (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.541 mm^2

f_{b1} = 1572000.000 / 60728.541 = 25.886 MPa

∴ 25.89 MPa < 30.39 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b})} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40.000 MPa)

f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(160000.00 / 78400.00) = 28.571 MPa

∴ 28.571 MPa < 36.000 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.541 mm^2

f_{b1} = 1137583.12 / 60728.54 = 18.732 MPa

∴ 18.732 MPa < 28.571 MPa ∴ O.K

(3) 정착부의 파열력에 대한 보강 철근량 산정 (도.설 4.6.3.9)

$$T_{burst} = 0.25\Sigma P_u(1-a/h) + 0.5P_u \sin\alpha$$

$$d_{burst} = 0.5(h-2e) + 5e\sin\alpha$$

$$T_{spall} = 0.02 \times P_u$$

여기서, T_{burst} : 정착부에서의 파열력

d_{burst} : 정착장치와 파열력의 도심 사이의 거리

T_{spall} : 할렬력 (할렬력은 전체 계수 긴장력의 2% 이상 취해야 한다)

a : 정착판의 일변길이 (㎜) (280 × 280)

P_u : 긴장재의 긴장력

h : 정착단면의 치수 (㎜)

α : 부재의 도심선에 대한 긴장력의 경사각

e : PS 강재의 도심의 편심량, 단면의 도심에 대한 정착장치 또는 정착장치 군의 편심 (항상 양의 값, ㎜)

※ 위 식을 적용하는 데 있어 만일 긴장재가 한 개 이상이라면 규정된 긴장 순서를 고려해야 한다.

① 정착부의 파열응력 검토 (높이 방향)

T_{burst} = 0.25 x 7674.00 x (1 - 1120.00 / 2200.00) + 0.50 x 1534.80 x sin 0.1115 = 1027.211 kN

d_{burst} = 0.50 x (2200.00 - 2 x 0.00) + 5 x 0.00 x sin 0.1115 = 1100.000 ㎜

$$e = \frac{2200.00}{2} - \frac{1 \times 400.00 + 2 \times 400.00 + 3 \times 400.00 + 4 \times 400.00 + 5 \times 300.00}{5} = 0.000 \text{ ㎜}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.000 MPa

$A_{s(req)} = T_{burst} / f_s$ = 1027210.76 / 180.00 = 5706.726 ㎟

∴ 보강철근은 단부로부터 1.100m 만큼 떨어진 구간내에 100㎜ 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 5706.73 / 198.60 = 28.735 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 21 ea - 12 layer = 50047.000 ㎟

$A_{s(req)}$ = **5706.7** ㎟ < USE. A_s = **50047.0** ㎟ **∴ O.K.**

② 정착부의 파열응력 검토 (폭 방향)

T_{burst} = 0.25 x 1611.00 x (1 - 280.00 / 720.00) +

0.50 x 1534.80 x sin 0.1941 = 394.113 kN

d_{burst} = 0.50 x (720.00 - 2 x 0.00) + 5 x 0.00

x sin 0.1941 = 360.000 mm

e = 0.00 = 0.000 mm

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.000 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{burst} / f_s = 394112.58 / 180.00 = 2189.514 mm^2

∴ 보강철근은 단부로부터 0.400m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 2189.51 / 198.60 = 11.000 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 4 ea - 5 layer = 3972.000 mm^2

$A_{s(req)}$ = **2189.5** mm^2 < USE. A_s = **3972.0** mm^2 ∴ **O.K.**

(4) 도로교설계기준을 기초로한 정착부의 단부 할렬력에 대한 검토 (도.설 4.6.3.9 (6) ④ (아))

" 중심 간격이 단면 깊이의 0.4배 미만인 다중 정착구에서 할렬력은 어떠한 경우에도 할렬력을 전체 계수긴장력의 2%보다 작게 취해서는 안된다."

" 긴장재 전체의 도심이 단면의 핵 외부에 위치한다면 할렬력과 종방향 단부 인장력 둘 다 발생하게 된다."

① 단부 인장력에 대한 검토

e = 0.00 mm

y_c = h / 6 = 2200.00 / 6 = 366.667 mm

∴ e = 0.00 mm < y_c = 366.667 mm (단부 인장력이 발생하지 않는다)

② 할렬력에 대한 검토

T_{spall} = 0.02 x 7674.00 = 153.480 kN

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.000 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{spall} / f_s = 153480.00 / 180.00 = 852.667 mm^2

D 16 사용시 필요갯수 n = 852.667 / 198.600 = 4.293 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 5 ea - 1 layer = 993.000 mm^2

$A_{s(req)}$ = **852.7** mm^2 < USE. A_s = **993.0** mm^2 ∴ **O.K.**

8. 연속부 검토

8.1 합성에 의한 2차 응력

- 합성후 PSC Beam의 소성 변형이 바닥판에 의하여 구속되고 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축 및 크리프가 달라지므로 내부 응력이 발생된다.
- 본 검토에서는 공사 진행 시기를 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.
  -. 바닥판 콘크리트의 타설은 PSC Beam 프리스트레스 도입 시점에서 90일 이내
  -. 바닥판 콘크리트 타설후 동바리의 제거는 15일 이후

1) 크리프 및 건조수축 계수의 산정 (도.설 4.2.3.3, 도.설 4.2.3.4)

(1) 바닥판의 크리프 계수 ; $\Phi_s(t,t')$

$$\phi(t,t') = \phi_0 \beta_c(t-t')$$

여기서,

$$\phi_0 = \phi_{RH}\beta(f_{cu})\beta(t')$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1-0.01RH}{0.10\sqrt[3]{h}}$$

$$h = \frac{2A_c}{u}$$

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

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1+(t')^{0.2}}$$

$$\beta_c(t-t') = \left(\frac{(t-t')}{\beta_H + (t-t')}\right)^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5[1+(0.012RH)^{18}]h + 250 \quad \leq \quad 1{,}500 \text{ (일)}$$

A_c = 11995.0 x 240.0
= 2878800.0 mm^2

u = 11995.0 x 2 +
240.0 x 2
= 24470.0 mm

RH = 70.0 %

t = ∞

t' = 15 일

f_{cu} = 27.0 + 8
= 35.0 MPa

$\Phi_s(t,t')$ = 2.320 x 1.000 = 2.320

Φ_0 = 1.486 x 2.840 x 0.550 = 2.320

Φ_{RH} = 1 + (1 - 0.01 x 70.00) / (0.10 x $\sqrt[3]{}$ 235.292) = 1.486

h = 2 x 2878800.00 / 24470.00 = 235.292 mm

$\beta(f_{cu})$ = 16.8 / $\sqrt{}$ 35.000 = 2.840

$\beta(t')$ = 1 / (0.10 + 15 $^{0.2}$) = 0.550

$\beta_c(t-t')$ = ((∞ - 15) / (618.000 + (∞ - 15))) $^{0.3}$ = 1.000

β_H = 1.50 x [1 + (0.012 x 70.00) ^{18}] x 235.292
+ 250.000 = 618 일 < 1500 일

(2) PSC Beam 크리프 계수 ; $\Phi_p(t,t')$

$$\phi(t,t') = \phi_0 \beta_c(t-t')$$

여기서,

$$\phi_0 = \phi_{RH}\beta(f_{cu})\beta(t')$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1-0.01RH}{0.10\sqrt[3]{h}}$$

$$h = \frac{2A_c}{u}$$

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

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1+(t')^{0.2}}$$

$$\beta_c(t-t') = \left(\frac{(t-t')}{\beta_H + (t-t')}\right)^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5[1+(0.012RH)^{18}]h + 250 \quad \leq \quad 1{,}500 \text{ (일)}$$

A_c = 806700.0 mm^2

u = 760.0 + 720.0 + (200.0 + 291.5 + 1400.0 + 346.6 + 250.0) x 2

= 6456.2 mm

RH = 70.0 %

t = ∞

t' = 90 일

f_{cu} = 40.0 + 8

= 48.0 MPa

$\Phi_p(t,t')$ = 1.399 x 1.000 = 1.399

Φ_0 = 1.476 x 2.425 x 0.391 = 1.399

Φ_{RH} = 1 + (1 - 0.01 x 70.00) / (0.10 x $\sqrt[3]{}$ 249.899) = 1.476

h = 2 x 806700.00 / 6456.20 = 249.899 mm

$\beta(f_{cu})$ = 16.8 / $\sqrt{}$ 48.000 = 2.425

$\beta(t')$ = 1 / (0.10 + 90 $^{0.2}$) = 0.391

$\beta_c(t-t')$ = ((∞ - 90) / (641.000 + (∞ - 90))) $^{0.3}$ = 1.000

β_H = 1.50 x [1 + (0.012 x 70.00) ^{18}] x 249.899

+ 250.000 = 641 일 < 1500 일

(3) 바닥판의 건조수축 계수 ; $\varepsilon_{shp}(t,t_s)$

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t-t_s)$$

여기서,

$$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu})\beta_{RH}$$

$$\varepsilon_s(f_{cu}) = \left[160 + 10\beta_{sc}\left(9 - \frac{f_{cu}}{10}\right)\right] \times 10^{-6}$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55\left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right] & 40\% \le RH < 99\% \\ 0.25 & RH \ge 99\% \end{cases}$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2 + (t-t_s)}}$$

$$\beta_{sc} = \begin{cases} 4 : 2\text{종 시멘트} \\ 5 : 1, 5\text{종 시멘트} \\ 6 : 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

A_c = 11995.0 x 240.0
= 2878800.0 mm^2

u = 11995.0 x 2 +
240.0 x 2
= 24470.0 mm

β_{sc} = 5 (1, 5종 시멘트)

RH = 70.0 %

t = ∞

t_s = 1 일

f_{cu} = 27.0 + 8
= 35.0 MPa

$\varepsilon_{shs}(t-t_s)$ = -0.000443 x 1.000 = -0.000443

ε_{sho} = 0.000435 x -1.018 = -0.000443

$\varepsilon_s(f_{cu})$ = [160.0 + 10 x 5 x (9 - 35.000 / 10)] x 10^{-6} = 0.000435

β_{RH} = -1.55 x [1 - (70 / 100)^3] = -1.018

$\beta_s(t-t_s)$ = √ ((∞ - 1) / (0.035 x 235.292 ^{2} + (∞ - 1))) = 1.000

h = 2 x 2878800.00 / 24470.00 = 235.292 mm

(4) PSC Beam의 건조수축 계수 ; $\varepsilon_{shp}(t,t_s)$

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t-t_s)$$

여기서,

$$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu})\beta_{RH}$$

$$\varepsilon_s(f_{cu}) = \left[160 + 10\beta_{sc}\left(9 - \frac{f_{cu}}{10}\right)\right] \times 10^{-6}$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55\left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right] & 40\% \le RH < 99\% \\ 0.25 & RH \ge 99\% \end{cases}$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2 + (t-t_s)}}$$

$$\beta_{sc} = \begin{cases} 4 : 2\text{종 시멘트} \\ 5 : 1, 5\text{종 시멘트} \\ 6 : 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

A_c = 806700.0 mm^2

u = 760.0 + 720.0 +
(200.0 + 291.5 + 1400.0
+ 346.6 + 250.0) x 2
= 6456.2 mm

β_{sc} = 5 (1, 5종 시멘트)

RH = 70.0 %

t = ∞

t_s = 1 일

f_{cu} = 40.0 + 8
= 48.0 MPa

$\varepsilon_{shs}(t-t_s)$ = -0.000377 x 1.000 = -0.000377

ε_{sho} = 0.000370 x -1.018 = -0.000377

$\varepsilon_s(f_{cu})$ = [160.0 + 10 x 5 x (9 - 48.000 / 10)] x 10^{-6} = 0.000370

β_{RH} = -1.55 x [1 - (70 / 100)³] = -1.018

$\beta_s(t-t_s)$ = √ ((∞ - 1) / (0.035 x 249.899^2 + (∞ - 1))) = 1.000

h = 2 x 806700.00 / 6456.20 = 249.899 mm

※ 크리프 및 건조수축계수의 정리

구 분	크리프 계수	건조수축 변형률
바 닥 판	2.320	-0.000443
PSC Beam	1.399	-0.000377

2) 2차 응력(크리프, 건조수축)에 의한 부재력 산정

(1) 크리프에 의한 부재력

▪ 3D 격자 해석에 의한 최대 부재력

구 분	단 위	고정하중 (M_D)			활 하 중 (M_l)	지 점 침 하 (M_{ST})	풍하중 (M_W)
		합 성 전	합 성 후	합 계			
G1	kN.m	4,850.984	2,105.306	6,956.290	2,297.311	1,335.323	228.697
G2	kN.m	4,798.760	551.562	5,350.322	2,250.968	1,363.406	327.646
G3	kN.m	4,756.760	444.556	5,201.316	2,016.388	1,366.905	63.307
G4	kN.m	4,705.580	33.050	4,738.630	2,283.767	1,370.681	84.020
G5	kN.m	4,295.230	323.481	4,618.711	2,310.179	1,297.157	78.836

▪ 프리스트레스의 계산

$M_{PS} = \frac{1.07}{10.00} \cdot w \cdot l^2$

$w = \frac{8 \times P \times a}{l^2}$

$P = 0.9 \cdot f_{py} \cdot A_p$

P : 유효 인장력

$0.9 \cdot f_{py}$: 유효 인장 응력

A_p : 강선 단면적 (= 5,922.600 mm^2)

a : 지점~중간지점 강선의 y값 편차

l : Beam 길이 (= 34.000 m)

구 분	P (kN)	l (m)	a (m)	w (kN/m)	M_{ps} (kN.m)	비 고
G1	5,531.617	34.000	0.972	37.209	4,602.483	
G2	5,553.316	34.000	0.972	37.355	4,620.537	
G3	5,481.064	34.000	0.972	36.869	4,560.420	
G4	5,453.493	34.000	0.972	36.684	4,537.481	
G5	5,466.048	34.000	0.972	36.768	4,547.927	

▪ 크리프에 의한 연속부에서의 부재력

$\Phi = \Phi_S - \Phi_P = 2.320 - 1.399 = 0.921$

$M_{C2} = (M_{ps} - M_d) \times (1 - e^{-\Phi})$

구 분	M_{ps}	M_d	Φ	M_{C2}	비 고
G1	4,602.483	6,956.290	0.921	-1,417.113	
G2	4,620.537	5,350.322	0.921	-439.368	
G3	4,560.420	5,201.316	0.921	-385.852	
G4	4,537.481	4,738.630	0.921	-121.103	
G5	4,547.927	4,618.711	0.921	-42.616	

(2) 건조수축에 의한 부재력

구 분	B_{SLAB} (mm)	H_{SLAB} (mm)	y_{st} (mm)	y_s (mm)	E_{C1} (MPa)	P_S (kN)	M_S (kN.m)
G1	2,551.990	240.000	892.300	772.300	27,804.064	-1,127.221	-870.552
G2	2,500.000	240.000	898.640	778.640	27,804.064	-1,104.256	-859.819
G3	2,500.000	240.000	898.640	778.640	27,804.064	-1,104.256	-859.819
G4	2,500.000	240.000	898.640	778.640	27,804.064	-1,104.256	-859.819
G5	2,090.991	240.000	952.402	832.402	27,804.064	-923.596	-768.803
계						-5,363.586	-4,218.811

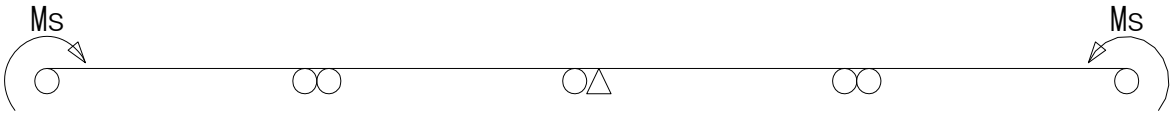
※ y_{st} : 바닥판 환산단면의 도심에서 바닥판 상면까지의 거리

y_s : 전체 단면의 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$E_{C1} = 8{,}500 \times \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$

$P_S = E_{c1} \times (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) \times A$

$M_S = P_s \times y_s$



▪ 프로그램의 해석결과 연속부에서의 건조수축에 의한 모멘트

- G1 건조수축에 의한 모멘트

$M_{S2} = -244.473$ kN · m

- G2 건조수축에 의한 모멘트

$M_{S2} = -246.673$ kN · m

- G3 건조수축에 의한 모멘트

$M_{S2} = -238.815$ kN · m

- G4 건조수축에 의한 모멘트

$M_{S2} = -231.284$ kN · m

- G5 건조수축에 의한 모멘트

$M_{S2} = -216.946$ kN · m

9. 연속부 설계

- 연속부는 적어도 PSC거더의 저면폭(660㎜) 만큼은 연속부에서 완전히 강결된 것으로 가정
- 연속부 설계시 고정하중은 합성후 고정하중을 거더에 재하하여 연속부 모멘트를 산정함

9.1 하중조합

- CASE 1 : 1.3D + 2.15L
- CASE 2 : 1.3D + 1.3L + 1.3CR + 1.3SH + 1.3ST + 0.65W
- CASE 3 : 1.0D + 1.0L + 1.0CR + 1.0SH + 1.0ST + 1.0W

1) 외측거더 G1에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	2,105.306	2,297.311	1,417.113	-244.473	1,335.323	228.697	7,676.117
CASE 2	2,105.306	2,297.311	1,417.113	-244.473	1,335.323	228.697	9,132.408
CASE 3	2,105.306	2,297.311	1,417.113	-244.473	1,335.323	228.697	7,139.278

2) 내측거더 G2에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	551.562	2,250.968	439.368	-246.673	1,363.406	327.646	5,556.612
CASE 2	551.562	2,250.968	439.368	-246.673	1,363.406	327.646	5,879.191
CASE 3	551.562	2,250.968	439.368	-246.673	1,363.406	327.646	4,686.277

3) 내측거더 G3에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	444.556	2,016.388	385.852	-238.815	1,366.905	63.307	4,913.157
CASE 2	444.556	2,016.388	385.852	-238.815	1,366.905	63.307	5,208.502
CASE 3	444.556	2,016.388	385.852	-238.815	1,366.905	63.307	4,038.193

4) 내측거더 G4에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	33.050	2,283.767	121.103	-231.284	1,370.681	84.020	4,953.065
CASE 2	33.050	2,283.767	121.103	-231.284	1,370.681	84.020	4,705.125
CASE 3	33.050	2,283.767	121.103	-231.284	1,370.681	84.020	3,661.337

5) 외측거더 G5에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	323.481	2,310.179	42.616	-216.946	1,297.157	78.836	5,387.410
CASE 2	323.481	2,310.179	42.616	-216.946	1,297.157	78.836	4,934.676
CASE 3	323.481	2,310.179	42.616	-216.946	1,297.157	78.836	3,835.323

9.2 연속부 검토

1) G1 연속부 철근량 산정

f_{ck} =	27.00	MPa	M_u =	9,132.4	kN·m	Ø =	0.85	(Bending)	
f_y =	400.00	MPa	V_u =	-	kN	k_1 =	0.85		
b =	2,552	mm	H =	2,440	mm	d' =	130	mm	
b' =	720	mm(저면폭)	d =	2,310	mm	d_{cu} =	60 mm ,	d_{cl} =	40 mm

[필요 철근량 산정]

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242\ A_s$

$M_u = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152\ A_s^2 + 785{,}400\ A_s = 9{,}132{,}408{,}380$

A_s = **12,438.4** mm²

[최소 철근량 산정] (☞ 콘.설.해 6.3.2)

A_{smin1} = (0.25√(f_{ck}) × b' × d) / f_y = 5,401.4 mm²

A_{smin2} = (1.4 × b' × d) / f_y = 5,821.2 mm²

Max = **5,821.2** mm²

$A_{s2} = A_s \times 4/3$ = **16,584.5** mm²

[사용 철근량 검토]

$Req'd\ A_s$ = **12,438.4** mm² < $USE\ A_s$ = **21,018.2** mm² **O.K.**

H 22 @ 125 = 7,903.0 mm² (n = 20.4 EA)

H 29 @ 125 = 13,115.2 mm² (n = 20.4 EA)

합계 = 21,018.2 mm²

[설계모멘트 검토]

$\Phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = 0.85 x 17,282.031 = 14,689.7 kN.m

$M_n = C\left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$

= 8,407,276 x (2,310.00 - 508.79 / 2) = 17,282.0 kN.m

$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b'$ = 0.85 x 27.00 x 508.79 x 720.00 = 8,407,276 N

$a' = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \times 21{,}018.2}{0.85 \times 27.00 \times 720.00}$ = 508.79 mm

ΦM_n = **14,689.7** kN.m > M_u = **9,132.4** kN.m **O.K.**

[사용 철근비 검토]

ρ_{min1} = A_{smin1} / ($b' \cdot d$) = 5,401.400 / (2,551.99 x 2,310.00) = 0.00092

ρ_{min1} = A_{smin2} / ($b' \cdot d$) = 5,821.200 / (2,551.99 x 2,310.00) = 0.00099

Max = **0.00099**

ρ_{min2} = A_{s2} / ($b' \cdot d$) = 16,584.477 / (2,551.99 x 2,310.00) = **0.00281**

$$\rho_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926$$

ρ_{max} = 0.75 · ρ = 0.75 x 0.02926 = **0.02195**

ρ_{use} = A_{req} / ($b' \cdot d$) = 21,018.190 / (2,551.99 x 2,310.00) = **0.00357**

ρ_{min} = **0.00099** ≤ ρ_{use} = **0.00357** ≤ ρ_{max} = **0.02195** **O.K.**

[휨 균열에 대한 검토] (☞ 도.설.해 4.11.6)

M_{ser} = 7,139.3 kN.m (Service Load)

ρ_{use} = 0.00357 , n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2

$$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho} = 0.202$$

x = k x d = 0.202 x 2,310.000 = 467.268 mm

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{7,139,277,972.742}{21,018.19 \times (2,310.00 - 467.27 / 3)} = 157.675 \text{ MPa}$$

f_s = 157.675 MPa ≤ f_a = 160.000 MPa **O.K.**

A = 2 x d' x b / 철근수 = 2 x 130.00 x 2,551.99 / 40.8 = 16,262.681 mm^2

β_c = d_1 / d_2 = 203.59 / 143.59 = 1.418

(여기서, βc = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$$w = 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$$

$$= 1.08 \times 1.418 \times 157.675 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,262.681} \times 10^{-5} = 0.239 \text{ mm}$$

w = 0.239 mm < w_a = 0.005 x t_c = 0.245 mm **O.K.**

(4) 주장률 검토 (☞ 도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 40.8 / 2.552 = 15.99 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 mm/mm2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 15.99}{1{,}000.00 \times 240.00} = 0.0046 \ \text{mm/mm}^2$$

μ = 0.0046 mm/mm^2 > μ_a = 0.0035 mm/mm^2 **O.K.**

2) G2 연속부 철근량 산정

f_{ck} =	27.00 MPa	M_u =	5,879.2 kN·m	Ø =	0.85 (Bending)		
f_y =	400.00 MPa	V_u =	- kN	k_1 =	0.85		
b =	2,500 mm	H =	2,440 mm	d' =	130 mm		
b' =	720 mm(저면폭)	d =	2,310 mm	d_{cu} =	60 mm ,	d_{cl} =	40 mm

[필요 철근량 산정]

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 \ A_s$

$M_u = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 \ A_s^2 + 785{,}400 \ A_s = 5{,}879{,}190{,}698$

A_s = **7,804.8** mm^2

[최소 철근량 산정] (☞ 콘.설.해 6.3.2)

A_{smin1} = ($0.25\sqrt{(f_{ck})} \times b' \times d$) / f_y = 5,401.4 mm^2

A_{smin2} = ($1.4 \times b' \times d$) / f_y = 5,821.2 mm^2

Max = **5,821.2** mm^2

$A_{s2} = A_s \times 4/3$ = **10,406.4** mm^2

[사용 철근량 검토]

$Req'd \ A_s$ = **7,804.8** mm^2 < $USE \ A_s$ = **15,484.0** mm^2 **O.K.**

H 22 @ 125 = 7,742.0 mm^2 (n = 20.0 EA)

H 22 @ 125 = 7,742.0 mm^2 (n = 20.0 EA)

합계 = 15,484.0 mm^2

[설계모멘트 검토]

ΦM_n = $\phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = 0.85 x 13,146.459 = 11,174.5 kN.m

M_n = $C\left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$

= 6,193,600 x (2,310.00 - 374.82 / 2) = 13,146.5 kN.m

C = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b'$ = 0.85 x 27.00 x 374.82 x 720.00 = 6,193,600 N

a' = $\frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'}$ = $\frac{400.00 \text{ x } 15,484.0}{0.85 \text{ x } 27.00 \text{ x } 720.00}$ = 374.82 mm

ΦM_n = **11,174.5** kN.m > M_u = **5,879.2** kN.m **O.K.**

[사용 철근비 검토]

ρ_{min1} = A_{smin1} / ($b' \cdot d$) = 5,401.400 / (2,500.00 x 2,310.00) = 0.00094

ρ_{min1} = A_{smin2} / ($b' \cdot d$) = 5,821.200 / (2,500.00 x 2,310.00) = 0.00101

Max = **0.00101**

ρ_{min2} = A_{s2} / ($b' \cdot d$) = 10,406.362 / (2,500.00 x 2,310.00) = **0.00180**

ρ_b = $0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$

= 0.85 x 0.85 x $\frac{27.00}{400.00}$ x $\frac{600.00}{600.00 + 400.00}$ = 0.02926

ρ_{max} = 0.75 · ρ = 0.75 x 0.02926 = **0.02195**

ρ_{use} = A_{req} / ($b' \cdot d$) = 15,484.000 / (2,500.00 x 2,310.00) = **0.00268**

ρ_{min} = **0.00101** ≤ ρ_{use} = **0.00268** ≤ ρ_{max} = **0.02195** **O.K.**

[휨 균열에 대한 검토] (☞ 도.설.해 4.11.6)

M_{ser} = 4,686.3 kN.m (Service Load)

ρ_{use} = 0.00268 , n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2

k = $-n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho}$ = 0.178

x = k x d = 0.178 x 2,310.000 = 411.315 mm

f_s = $\frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})}$ = $\frac{4,686,277,382.885}{15,484.00 \text{ x } (2,310.00 - 411.31 / 3)}$ = 139.286 MPa

f_s = 139.286 MPa ≤ f_a = 160.000 MPa **O.K.**

A = 2 x d' x b / 철근수 = 2 x 130.00 x 2,500.00 / 40.0 = 16,250.000 mm^2

β_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406

(여기서, βc = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

w = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$

= 1.08 x 1.406 x 139.286 x $\sqrt[3]{60.00 \text{ x } 16,250.000}$ x 10^{-5} = 0.210 mm

w = 0.210 mm < w_a = 0.005 x t_c = 0.245 mm **O.K.**

(4) 주장률 검토 (☞ 도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 40.0 / 2.500 = 16.00 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 mm/mm2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.00}{1{,}000.00 \times 240.00} = 0.0046 \ \text{mm/mm}^2$$

μ = 0.0046 mm/mm^2 > μ_a = 0.0035 mm/mm^2 **O.K.**

3) G3 연속부 철근량 산정

f_{ck} =	27.00 MPa	M_u =	5,208.5 kN·m	Ø =	0.85 (Bending)		
f_y =	400.00 MPa	V_u =	- kN	k_1 =	0.85		
b =	2,500 mm	H =	2,440 mm	d' =	130 mm		
b' =	720 mm(저면폭)	d =	2,310 mm	d_{cu} =	60 mm ,	d_{cl} =	40 mm

[필요 철근량 산정]

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 \ A_s$

$M_u = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 \ A_s^2 + 785{,}400 \ A_s = 5{,}208{,}501{,}657$

A_s = **6,879.6** mm^2

[최소 철근량 산정] (☞ 콘.설.해 6.3.2)

A_{smin1} = ($0.25\sqrt{(f_{ck})} \times b' \times d$) / f_y = 5,401.4 mm^2

A_{smin2} = ($1.4 \times b' \times d$) / f_y = 5,821.2 mm^2

Max = **5,821.2** mm^2

$A_{s2} = A_s \times 4/3$ = **9,172.9** mm^2

[사용 철근량 검토]

$Req'd \ A_s$ = **6,879.6** mm^2 < $USE \ A_s$ = **15,484.0** mm^2 **O.K.**

H 22 @ 125 = 7,742.0 mm^2 (n = 20.0 EA)

H 22 @ 125 = 7,742.0 mm^2 (n = 20.0 EA)

합계 = 15,484.0 mm^2

[설계모멘트 검토]

ΦM_n = $\phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = 0.85 x 13,146.459 = 11,174.5 kN.m

M_n = $C\left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$

= 6,193,600 x (2,310.00 - 374.82 / 2) = 13,146.5 kN.m

C = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b'$ = 0.85 x 27.00 x 374.82 x 720.00 = 6,193,600 N

a' = $\frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'}$ = $\frac{400.00 \text{ x } 15,484.0}{0.85 \text{ x } 27.00 \text{ x } 720.00}$ = 374.82 mm

ΦM_n = **11,174.5** kN.m > M_u = **5,208.5** kN.m **O.K.**

[사용 철근비 검토]

ρ_{min1} = A_{smin1} / ($b' \cdot d$) = 5,401.400 / (2,500.00 x 2,310.00) = 0.00094

ρ_{min1} = A_{smin2} / ($b' \cdot d$) = 5,821.200 / (2,500.00 x 2,310.00) = 0.00101

Max = **0.00101**

ρ_{min2} = A_{s2} / ($b' \cdot d$) = 9,172.860 / (2,500.00 x 2,310.00) = **0.00159**

ρ_b = $0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$

= 0.85 x 0.85 x $\frac{27.00}{400.00}$ x $\frac{600.00}{600.00 + 400.00}$ = 0.02926

ρ_{max} = 0.75 · ρ_b = 0.75 x 0.02926 = **0.02195**

ρ_{use} = A_{req} / ($b' \cdot d$) = 15,484.000 / (2,500.00 x 2,310.00) = **0.00268**

ρ_{min} = **0.00101** ≤ ρ_{use} = **0.00268** ≤ ρ_{max} = **0.02195** **O.K.**

[휨 균열에 대한 검토] (☞ 도.설.해 4.11.6)

M_{ser} = 4,038.2 kN.m (Service Load)

ρ_{use} = 0.00268 , n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2

k = $-n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho}$ = 0.178

x = k x d = 0.178 x 2,310.000 = 411.315 mm

f_s = $\frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})}$ = $\frac{4,038,193,336.458}{15,484.00 \text{ x } (2,310.00 - 411.31 / 3)}$ = 120.023 MPa

f_s = 120.023 MPa ≤ f_a = 160.000 MPa **O.K.**

A = 2 x d' x b / 철근수 = 2 x 130.00 x 2,500.00 / 40.0 = 16,250.000 mm^2

β_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406

(여기서, βc = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

w = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$

= 1.08 x 1.406 x 120.023 x $\sqrt[3]{60.00 \text{ x } 16,250.000}$ x 10^{-5} = 0.181 mm

w = 0.181 mm < w_a = 0.005 x t_c = 0.245 mm **O.K.**

(4) 주장률 검토 (☞ 도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 40.0 / 2.500 = 16.00 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 mm/mm2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.00}{1{,}000.00 \times 240.00} = 0.0046 \ \text{mm/mm}^2$$

μ = 0.0046 mm/mm^2 > μ_a = 0.0035 mm/mm^2 **O.K.**

4) G4 연속부 철근량 산정

f_{ck} =	27.00 MPa	M_u =	4,953.1 kN·m	Ø =	0.85 (Bending)		
f_y =	400.00 MPa	V_u =	- kN	k_1 =	0.85		
b =	2,500 mm	H =	2,440 mm	d' =	130 mm		
b' =	720 mm(저면폭)	d =	2,310 mm	d_{cu} =	60 mm ,	d_{cl} =	40 mm

[필요 철근량 산정]

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 \ A_s$

$M_u = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 \ A_s^2 + 785{,}400 \ A_s = 4{,}953{,}064{,}570$

A_s = **6,529.8** mm^2

[최소 철근량 산정] (☞ 콘.설.해 6.3.2)

A_{smin1} = ($0.25\sqrt{(f_{ck})} \times b' \times d$) / f_y = 5,401.4 mm^2

A_{smin2} = ($1.4 \times b' \times d$) / f_y = 5,821.2 mm^2

Max = **5,821.2** mm^2

$A_{s2} = A_s \times 4/3$ = **8,706.4** mm^2

[사용 철근량 검토]

$Req'd \ A_s$ = **6,529.8** mm^2 < $USE \ A_s$ = **15,484.0** mm^2 **O.K.**

H 22 @ 125 = 7,742.0 mm^2 (n = 20.0 EA)

H 22 @ 125 = 7,742.0 mm^2 (n = 20.0 EA)

합계 = 15,484.0 mm^2

[설계모멘트 검토]

ΦM_n = $\phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = 0.85 x 13,146.459 = 11,174.5 kN.m

M_n = $C\left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$

= 6,193,600 x (2,310.00 - 374.82 / 2) = 13,146.5 kN.m

C = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b'$ = 0.85 x 27.00 x 374.82 x 720.00 = 6,193,600 N

a' = $\frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'}$ = $\frac{400.00 \text{ x } 15,484.0}{0.85 \text{ x } 27.00 \text{ x } 720.00}$ = 374.82 mm

ΦM_n = **11,174.5** kN.m > M_u = **4,953.1** kN.m **O.K.**

[사용 철근비 검토]

ρ_{min1} = A_{smin1} / ($b' \cdot d$) = 5,401.400 / (2,500.00 x 2,310.00) = 0.00094

ρ_{min1} = A_{smin2} / ($b' \cdot d$) = 5,821.200 / (2,500.00 x 2,310.00) = 0.00101

Max = **0.00101**

ρ_{min2} = A_{s2} / ($b' \cdot d$) = 8,706.447 / (2,500.00 x 2,310.00) = **0.00151**

ρ_b = $0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$

= 0.85 x 0.85 x $\frac{27.00}{400.00}$ x $\frac{600.00}{600.00 + 400.00}$ = 0.02926

ρ_{max} = 0.75 · ρ = 0.75 x 0.02926 = **0.02195**

ρ_{use} = A_{req} / ($b' \cdot d$) = 15,484.000 / (2,500.00 x 2,310.00) = **0.00268**

ρ_{min} = **0.00101** ≤ ρ_{use} = **0.00268** ≤ ρ_{max} = **0.02195** **O.K.**

[휨 균열에 대한 검토] (☞ 도.설.해 4.11.6)

M_{ser} = 3,661.3 kN.m (Service Load)

ρ_{use} = 0.00268 , n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2

k = $-n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho}$ = 0.178

x = k x d = 0.178 x 2,310.000 = 411.315 mm

f_s = $\frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})}$ = $\frac{3,661,337,366.240}{15,484.00 \text{ x } (2,310.00 - 411.31 / 3)}$ = 108.822 MPa

f_s = 108.822 MPa ≤ f_a = 160.000 MPa **O.K.**

A = 2 x d' x b / 철근수 = 2 x 130.00 x 2,500.00 / 40.0 = 16,250.000 mm^2

β_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406

(여기서, βc = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

w = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$

= 1.08 x 1.406 x 108.822 x $\sqrt[3]{60.00 \text{ x } 16,250.000}$ x 10^{-5} = 0.164 mm

w = 0.164 mm < w_a = 0.005 x t_c = 0.245 mm **O.K.**

(4) 주장률 검토 (☞ 도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 40.0 / 2.500 = 16.00 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 mm/mm2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.00}{1{,}000.00 \times 240.00} = 0.0046 \ \text{mm/mm}^2$$

μ = 0.0046 mm/mm^2 > μ_a = 0.0035 mm/mm^2 **O.K.**

5) G5 연속부 철근량 산정

f_{ck} =	27.00 MPa	M_u =	5,387.4 kN·m	Ø =	0.85 (Bending)		
f_y =	400.00 MPa	V_u =	- kN	k_1 =	0.85		
b =	2,091 mm	H =	2,440 mm	d' =	130 mm		
b' =	720 mm(저면폭)	d =	2,310 mm	d_{cu} =	60 mm ,	d_{cl} =	40 mm

[필요 철근량 산정]

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 \ A_s$

$M_u = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 \ A_s^2 + 785{,}400 \ A_s = 5{,}387{,}410{,}150$

A_s = **7,125.5** mm^2

[최소 철근량 산정] (☞ 콘.설.해 6.3.2)

A_{smin1} = ($0.25\sqrt{(f_{ck})} \times b' \times d$) / f_y = 5,401.4 mm^2

A_{smin2} = ($1.4 \times b' \times d$) / f_y = 5,821.2 mm^2

Max = **5,821.2** mm^2

$A_{s2} = A_s \times 4/3$ = **9,500.6** mm^2

[사용 철근량 검토]

$Req'd \ A_s$ = **7,125.5** mm^2 < $USE \ A_s$ = **12,950.8** mm^2 **O.K.**

H 22 @ 125 = 6,475.4 mm^2 (n = 16.7 EA)

H 22 @ 125 = 6,475.4 mm^2 (n = 16.7 EA)

합계 = 12,950.8 mm^2

[설계모멘트 검토]

ΦM_n = $\phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = 0.85 x 11,154.486 = 9,481.3 kN.m

M_n = $C\left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$

= 5,180,305 x (2,310.00 - 313.50 / 2) = 11,154.5 kN.m

C = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b'$ = 0.85 x 27.00 x 313.50 x 720.00 = 5,180,305 N

a' = $\frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'}$ = $\frac{400.00 \text{ x } 12,950.8}{0.85 \text{ x } 27.00 \text{ x } 720.00}$ = 313.50 mm

ΦM_n = **9,481.3** kN.m > M_u = **5,387.4** kN.m **O.K.**

[사용 철근비 검토]

ρ_{min1} = A_{smin1} / ($b' \cdot d$) = 5,401.400 / (2,090.99 x 2,310.00) = 0.00112

ρ_{min1} = A_{smin2} / ($b' \cdot d$) = 5,821.200 / (2,090.99 x 2,310.00) = 0.00121

Max = **0.00121**

ρ_{min2} = A_{s2} / ($b' \cdot d$) = 9,500.637 / (2,090.99 x 2,310.00) = **0.00197**

ρ_b = $0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$

= 0.85 x 0.85 x $\frac{27.00}{400.00}$ x $\frac{600.00}{600.00 + 400.00}$ = 0.02926

ρ_{max} = 0.75 · ρ = 0.75 x 0.02926 = **0.02195**

ρ_{use} = A_{req} / ($b' \cdot d$) = 12,950.762 / (2,090.99 x 2,310.00) = **0.00268**

ρ_{min} = **0.00121** ≤ ρ_{use} = **0.00268** ≤ ρ_{max} = **0.02195** **O.K.**

[휨 균열에 대한 검토] (☞ 도.설.해 4.11.6)

M_{ser} = 3,835.3 kN.m (Service Load)

ρ_{use} = 0.00268 , n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2

k = $-n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho}$ = 0.178

x = k x d = 0.178 x 2,310.000 = 411.315 mm

f_s = $\frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})}$ = $\frac{3,835,322,883.115}{12,950.76 \text{ x } (2,310.00 - 411.31 / 3)}$ = 136.291 MPa

f_s = 136.291 MPa ≤ f_a = 160.000 MPa **O.K.**

A = 2 x d' x b / 철근수 = 2 x 130.00 x 2,090.99 / 33.4 = 16,277.175 mm^2

β_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406

(여기서, βc = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

w = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$

= 1.08 x 1.406 x 136.291 x $\sqrt[3]{60.00 \text{ x } 16,277.175}$ x 10^{-5} = 0.205 mm

w = 0.205 mm < w_a = 0.005 x t_c = 0.245 mm **O.K.**

(4) 주장률 검토 (☞ 도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 ㎜/㎜2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 33.4 / 2.091 = 15.97 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 ㎜/㎜2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (㎜)

t_m : 중간 슬래브 두께 (㎜)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 15.97}{1{,}000.00 \times 240.00} = 0.0046 \ \text{㎜/㎜}^2$$

μ = 0.0046 ㎜/㎜^{2} > μ_a = 0.0035 ㎜/㎜^{2} **O.K.**

9. 하부설계시 작용 반력

[A1] (단위 : kN)

구분	고정하중	활 하 중						합 계	
		만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	882.680	78.218	-44.313	346.842	-35.066	23.008	-33.623	1229.522	849.057
G2	606.630	284.598	-21.579	392.750	-21.808	74.639	-15.213	999.380	591.417
G3	605.190	386.641	-24.217	263.857	-19.272	262.709	-19.582	991.831	585.918
G4	596.160	384.862	-28.124	74.989	-15.355	393.117	-22.515	989.277	580.805
G5	509.230	324.276	-37.892	22.614	-32.039	349.931	-34.704	859.161	477.191

[P1 전열] (단위 : kN)

구분	고정하중	활 하 중						합 계	
		만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	1301.400	323.414	-28.876	341.263	-26.266	39.963	-45.842	1642.663	1275.134
G2	1094.250	287.645	-21.264	263.921	-18.992	91.224	-11.169	1381.895	1083.081
G3	964.990	244.705	-17.194	176.722	-12.768	182.055	-13.744	1209.695	952.222
G4	864.760	182.522	-17.718	85.100	-11.672	261.632	-18.805	1126.392	853.088
G5	755.210	137.522	-52.695	34.883	-48.880	324.996	-23.787	1080.206	731.423

[P1 후열] (단위 : kN)

구분	고정하중	활 하 중						합 계	
		만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	1117.140	323.414	-28.876	341.263	-26.266	39.963	-45.842	1458.403	1090.874
G2	921.030	287.645	-21.264	263.921	-18.992	91.224	-11.169	1208.675	909.861
G3	810.380	244.705	-17.194	176.722	-12.768	182.055	-13.744	1055.085	797.612
G4	726.600	182.522	-17.718	85.100	-11.672	261.632	-18.805	988.232	714.928
G5	631.070	137.522	-52.695	34.883	-48.880	324.996	-23.787	956.066	607.283

[P2 전열] (단위 : kN)

구분	고정하중	활 하 중						합 계	
		만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	1015.900	305.419	-55.814	323.298	-53.290	39.023	-48.193	1339.198	967.707
G2	837.050	274.450	-43.710	251.956	-39.018	86.762	-19.810	1111.500	817.240
G3	738.030	234.110	-35.528	168.562	-26.418	173.215	-28.264	972.140	711.612
G4	667.850	175.007	-31.767	81.440	-18.867	250.004	-38.615	917.854	648.983
G5	590.870	131.752	-62.342	34.861	-49.518	309.621	-48.608	900.491	542.262

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고정하중	활 하 중						합 계	
		만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	1015.550	305.419	-55.814	323.298	-53.290	39.023	-48.193	1338.848	967.357
G2	836.460	274.450	-43.710	251.956	-39.018	86.762	-19.810	1110.910	816.650
G3	737.770	234.110	-35.528	168.562	-26.418	173.215	-28.264	971.880	711.352
G4	667.960	175.007	-31.767	81.440	-18.867	250.004	-38.615	917.964	649.093
G5	590.980	131.752	-62.342	34.861	-49.518	309.621	-48.608	900.601	542.372

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고정하중	활 하 중						합 계	
		만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	1118.890	148.949	-51.142	341.485	-25.834	39.640	-46.026	1460.375	1093.056
G2	922.190	189.839	-17.269	263.820	-18.980	91.494	-11.013	1186.010	911.177
G3	811.310	248.670	-17.555	176.461	-12.955	182.579	-13.430	1059.980	798.355
G4	727.610	282.702	-20.398	85.151	-11.912	261.773	-18.579	1010.312	715.698
G5	632.590	305.701	-27.996	34.839	-48.612	324.646	-23.945	957.236	608.645

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고정하중	활 하 중						합 계	
		만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	1330.890	148.949	-51.142	341.485	-25.834	39.640	-46.026	1672.375	1305.056
G2	1094.240	189.839	-17.269	263.820	-18.980	91.494	-11.013	1358.060	1083.227
G3	964.060	248.670	-17.555	176.461	-12.955	182.579	-13.430	1212.730	951.105
G4	863.530	282.702	-20.398	85.151	-11.912	261.773	-18.579	1146.232	851.618
G5	753.250	305.701	-27.996	34.839	-48.612	324.646	-23.945	1077.896	729.305

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중	활 하 중						합 계	
		만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	880.600	320.716	-37.868	346.019	-34.631	22.721	-32.859	1226.619	847.741
G2	607.690	385.286	-27.812	394.531	-21.996	73.462	-15.372	1002.221	592.318
G3	605.250	386.552	-24.151	264.278	-19.309	262.027	-19.466	991.802	585.941
G4	595.860	287.269	-21.930	75.156	-15.472	393.123	-22.302	988.983	580.388
G5	510.030	78.049	-43.193	22.661	-32.388	351.063	-35.013	861.093	477.642

관용 해석(옥산방향)

목 차

1. 설계조건
   1.1. 상부형식
   1.2. 하중조건
   1.3. 사용재료 및 설계강도
   1.4. 참고문헌
2. Beam 검토
   2.1. 단면의 제원
   2.2. 고정하중
   2.3. 고정하중에 의한 모멘트 및 전단력
   2.4. 활하중에 의한 모멘트 및 전단력
   2.5. 단면력 집계표
   2.6. 고정하중 및 활하중에 의한 응력계산
   2.7. 프리스트레스에 의한 응력 계산
   2.8. 2차 응력 계산
   2.9. 휨 극한 안정성 검토
   2.10. 전단설계 및 전단연결재 산정
   2.11. 처짐 계산
3. 정착부 검토

1. 설계조건

1.1 상부형식

교 량 형 식	PSC BEAM교
교 량 연 장	35.093 + 34.987 + 34.987 + 35.198 = 140.265 m
교 량 폭 원	11.825 m
사 각	90

1.2 하중조건

1) 고정하중

철근 콘크리트 단위중량	W_{sc} = 25.00 kN/m^3
무근 콘크리트 단위중량	W_c = 23.50 kN/m^3
포 장 단위중량	W_a = 23.50 kN/m^3

2) 활하중

1 등 교	DB - 24, DL - 24
충 격 계 수	$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.30$

1.3 사용재료 및 설계강도

1) PSC BEAM (POST - TENSION) (☞ 도.설 4.6.3.3)

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck})	40.00 MPa	(☞ 도.설 4.6.1.3)
철근 항복강도 (f_y)	300.00 MPa	(☞ 도.설 4.6.1.4)
프리스트레스 도입시 압축강도(f_{ci})	32.00 MPa	
프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci})	27032.90 MPa	
허 용 응 력	① 프리스트레스 도입 직후의 응력 (크리프,건조수축 손실전) - 허용휨 압축응력 : 0.60 (fci) = 19.200 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.25 √(fci) = 1.414 MPa ② 설계 하중 작용시 (손실후) - 허용휨 압축응력 : 0.45 (fck) = 18.000 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.5 √(fck) = 3.162 MPa	
균 열 응 력	0.63 √(fck) = 3.984 MPa	
CREEP 계수 (ψ)	3.0 (28일 기준)	(☞ 도.설 4.2.3.3)
콘크리트 탄성계수 (E_{pc})	30891.00 MPa	(☞ 도.설 4.2.3.1)
철근 탄성계수 (E_{ps})	200000.00 MPa	(☞ 도.설 4.2.3.2)

2) P.S 강선(12.7㎜ 7연선) (☞ 도.설 4.6.3.3)

극 한 강 도 (f_{pu})				1900.0	MPa
항 복 응 력 (f_{py})				1600.0	MPa
JACK에 의한 최대긴장응력	$0.90 \cdot f_{pu}$	= 0.90 × 1600	=	1440.0	MPa
PRESTRESS 도입직후	$0.83 \cdot f_{pu}$	= 0.83 × 1600	=	1328.0	MPa
설계하중 작용시(손실후 사용하중)	$0.80 \cdot f_{pu}$	= 0.80 × 1600	=	1280.0	MPa
탄 성 계 수 (E_{pss})		200000.0 MPa			(☞ 도.설 4.2.3.2)
파상마찰계수 (k)		0.005 1/m			(☞ 도.설 4.6.3.4)
곡률마찰계수 (μ)		0.250 1/rad			(☞ 도.설 4.6.3.4)
건조수축률		0.0002 (28일 기준)			(☞ 도.설 2.1.7)
릴랙세이션 (γ)		5.0 %			(☞ 도.설 2.3.3)
정착장치의 활동량 (시점부)		6.0 mm			
정착장치의 활동량 (종점부)		6.0 mm			

3) SLAB 및 가로보 콘크리트 (☞ 도.설 4.5.2.1)

설계기준 강도 (f_{ck})	SLAB			27.00	MPa
	가로보			27.00	MPa
허용 휨 압축강도 (f_{ca})	SLAB	$0.4 \cdot f_{ck}$ = 0.40 × 27	=	10.80	MPa
	가로보	$0.4 \cdot f_{ck}$ = 0.40 × 27	=	10.80	MPa
바닥판 콘크리트 허용 휨 인장강도(f_{ta})		$0.13\sqrt{(f_{ck})}$ = 0.13 × √(27)	=	0.68	MPa
탄 성 계 수	SLAB (E_{sc})			27804.00	MPa
	가로보 (E_{cc})			27804.00	MPa

4) SLAB 및 가로보 철근

항 복 강 도 (f_y)	SLAB	400.00	MPa
	가로보	300.00	MPa
탄 성 계 수	SLAB (E_{ss})	200000.00	MPa
	가로보 (E_{cs})	200000.00	MPa

1.4 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (☞ 도.설.기)

2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (☞ 도.설.해)

3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (☞ 콘.설)

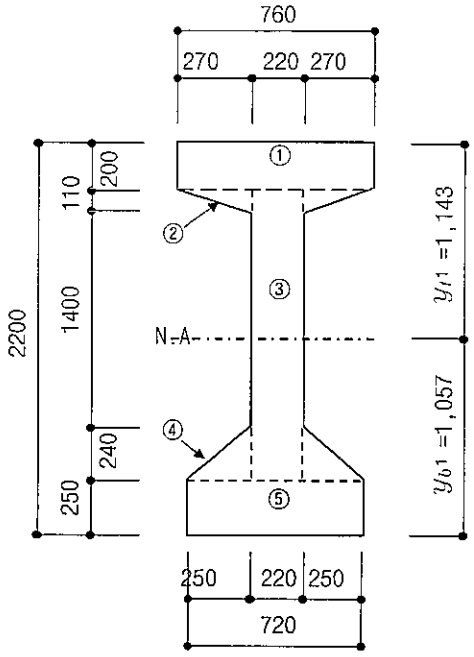
4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (☞ 도.요)

5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (☞ 도.편)

2. BEAM 검토

2.1 단면의 제원

1) 총 단 면



(단위:mm)

번 호	b	h	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
① (□)	760	200	152000	100	15200000	1043	165253189528	506666667
② (△)	270	110	29700	237	7029000	906	24379816544	19965000
③ (□)	220	1750	385000	1075	413875000	68	1763785480	98255208333
④ (△)	250	240	60000	1870	112200000	727	31739225417	192000000
⑤ (□)	720	250	180000	2075	373500000	932	156458022292	937500000
계			806700		921804000		379594039262	99911340000

$$y_{t1} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{921804000.00}{806700.00} = 1142.685 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 1142.69 - 2200.00 = -1057.315 \text{ mm}$$

$$I_{x1} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

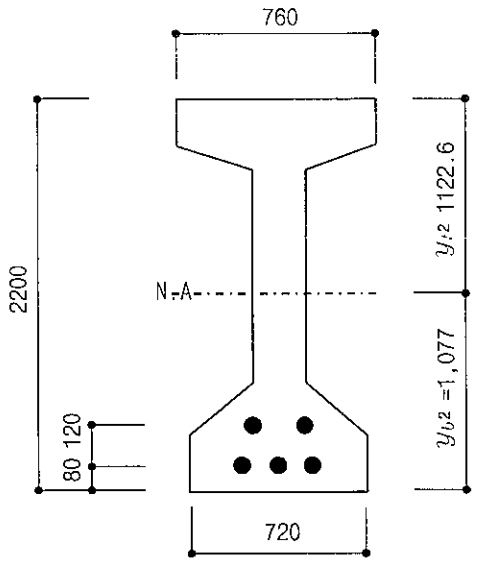
$$= 99911340000.00 + 379594039261.81 = 479505379261.807 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{x1}}{y_{t1}} = \frac{479505379261.81}{1142.69} = 419630408.905 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{x1}}{y_{b1}} = \frac{479505379261.81}{1057.31} = 453512326.189 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{x1}}{A} = \frac{479505379261.81}{806700.00} = 594403.594 \text{ mm}^2$$

2) 순단면



강선번호	X좌표	Y좌표
1	-55.00	200.00
2	55.00	200.00
3	0.00	80.00
4	-185.00	80.00
5	185.00	80.00

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3421 mm^2)

(단위:mm)

구 분	수 량	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
총 단 면		806700	1143	921804000	-20	326983428	479505379262
1번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
2번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
3번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
4번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
5번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
계	5	789594		886360426		-15152336100	479505379262

$$y_{t2} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{886360426.02}{789594.03} = 1122.552 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 1122.55 - 2200.00 = -1077.448 \text{ mm}$$

$$I_{x2} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 479505379261.81 + -15152336100.46 = 464353043161.343 \text{ mm}^4$$

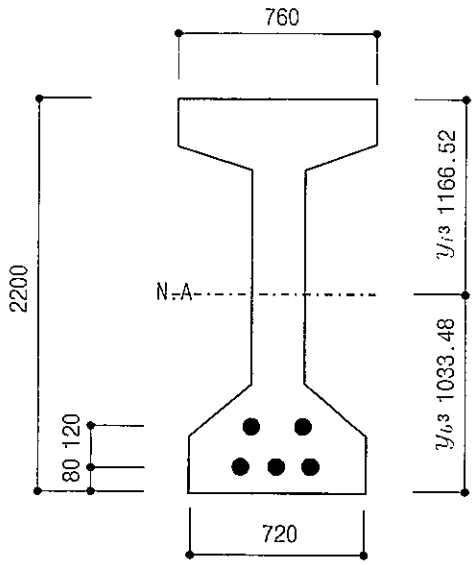
$$Z_{t2} = \frac{I_{x2}}{y_{t2}} = \frac{464353043161.34}{1122.55} = 413658348.231 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{x2}}{y_{b2}} = \frac{464353043161.34}{1077.45} = 430974934.985 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 1077.45 - 128.00 = 949.448 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{x2}}{e_{p2}} = \frac{464353043161.34}{949.45} = 489076902.528 \text{ mm}^3$$

3) P.S 강연선 환산단면



※ 강연선 ϕ 12.7 × 12 ea = 98.71 × 12.00 = 1184.52 ㎟

n_p = E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

강연선 환산단면적 = 1184.52 × 6.47 = 7669.03 ㎟

(단위:㎜)

구 분	수 량	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
순 단 면		789594	1123	886360426	44	1526757767	464353043161
강 연 선	5	38345	2072	79451149	-905	31438626166	
계		827939		965811575		32965383933	464353043161

$$y_{t3} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{965811575.02}{827939.18} = 1166.525 \text{ ㎜}$$

$$y_{b3} = 1166.52 - 2200.00 = -1033.475 \text{ ㎜}$$

$$I_{x3} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 464353043161.34 + 32965383933.49 = 497318427094.829 \text{ ㎜}^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{x3}}{y_{t3}} = \frac{497318427094.83}{1166.52} = 426324782.103 \text{ ㎜}^3$$

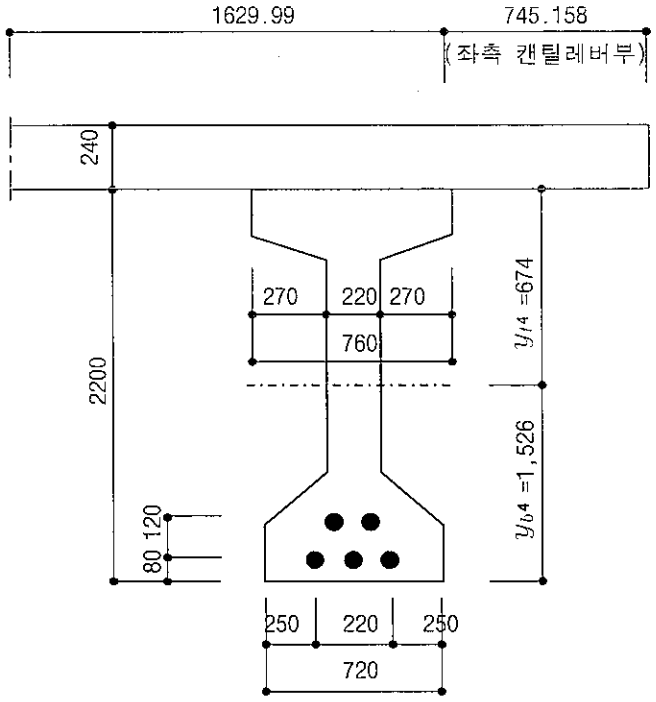
$$Z_{b3} = \frac{I_{x3}}{y_{b3}} = \frac{497318427094.83}{1033.48} = 481209827.276 \text{ ㎜}^3$$

$$e_{p3} = 1033.48 - 128.00 = 905.475 \text{ ㎜}$$

$$Z_{p3} = \frac{I_{x3}}{e_{p3}} = \frac{497318427094.83}{905.48} = 549234724.302 \text{ ㎜}^3$$

4) 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.50 m
- 캔틸레버 길이 : 1.13 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 1125 + 110 = 1235.16 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$6t + b_f$	=	6 ×	240 +	1235	=	2675.16 mm	중 작은값 사용
②	$l/12 + b_f$	=	34000 /	12 +	1235	=	4068.49 mm	
③	$l/2 + b_f$	=	2280 /	2 +	1235	=	2375.15 mm	

환산 유효폭 B = 2375 × 0.90 = 2137.79 mm

A_{slab} = 2138 × 240 = 513070.72 mm^2

(단위:mm)

구 분	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516978	-492	200597375668	497318427095
슬 래 브	513071	120	61568486	794	323702795347	2462739454
계	1341010		1226085464		524300171015	499781166549

$$y_{st} = \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1226085463.86}{1341009.90} = 914.300 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

$$y_{t4} = 914.30 - 240.00 = 674.300 \text{ mm}$$: 거더상단에서 도심까지

$$y_{b4} = 914.30 - 2440.00 = -1525.700 \text{ mm}$$: 도심에서 거더하단까지

$$I_{x4} = \Sigma (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 499781166548.83 + 524300171014.96 = 1024081337563.790 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{x4}}{y_{st}} = \frac{1024081337563.79}{914.30} = 1120071356.452 \text{ mm}^3$$

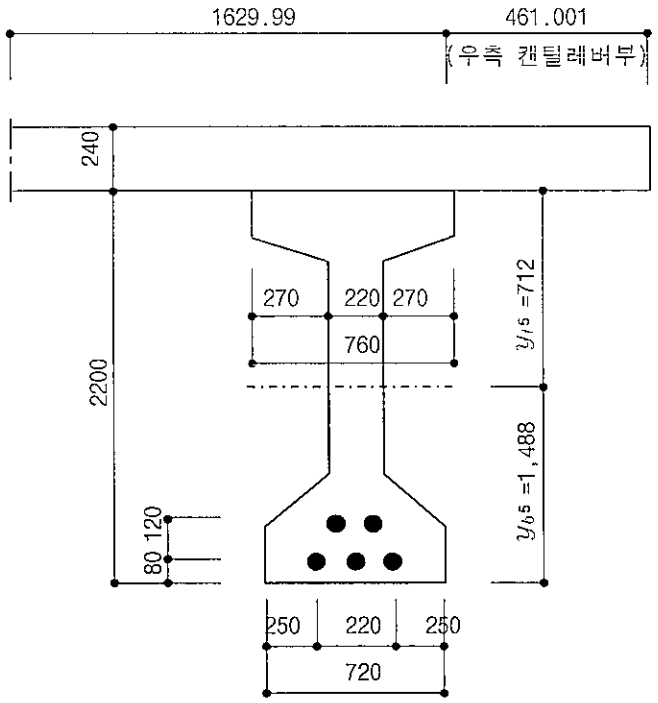
$$Z_{t4} = \frac{I_{x4}}{y_{t4}} = \frac{1024081337563.79}{674.30} = 1518732325.237 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{x4}}{y_{b4}} = \frac{1024081337563.79}{1525.70} = 671220682.512 \text{ mm}^3$$

$$e_{p4} = 1525.70 - 128.00 = 1397.700 \text{ mm}$$

$$Z_{p4} = \frac{I_{x4}}{e_{p4}} = \frac{1024081337563.79}{1397.70} = 732690420.403 \text{ mm}^3$$

(2) 외측 BEAM (G5 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.50 m
- 캔틸레버 길이 : 0.84 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭)

복부+돌출길이 b_f = 841 + 110 = 951.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$6t + b_f$	=	6 ×	240 +	951	=	2391.00 mm	중 작은값 사용
②	$l/12 + b_f$	=	34000 /	12 +	951	=	3784.33 mm	
③	$l/2 + b_f$	=	2280 /	2 +	951	=	2090.99 mm	

환산 유효폭 B = 2091 × 0.90 = 1882.03 mm

A_{slab} = 1882 × 240 = 451688.17 mm^2

(단위:mm)

구 분	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516978	-454	170743885549	497318427095
슬 래 브	451688	120	54202581	832	312971560994	2168103223
계	1279627		1218719558		483715446544	499486530318

$$y_{st} = \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1218719558.09}{1279627.35} = 952.402 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심 측까지의 거리

$$y_{t5} = 952.40 - 240.00 = 712.402 \text{ mm}$$: 거더상단에서 도심까지

$$y_{b5} = 952.40 - 2440.00 = -1487.598 \text{ mm}$$: 도심에서 거더하단까지

$$I_{x5} = \Sigma (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 499486530317.83 + 483715446543.51 = 983201976861.337 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{x5}}{y_{st}} = \frac{983201976861.34}{952.40} = 1032339335.442 \text{ mm}^3$$

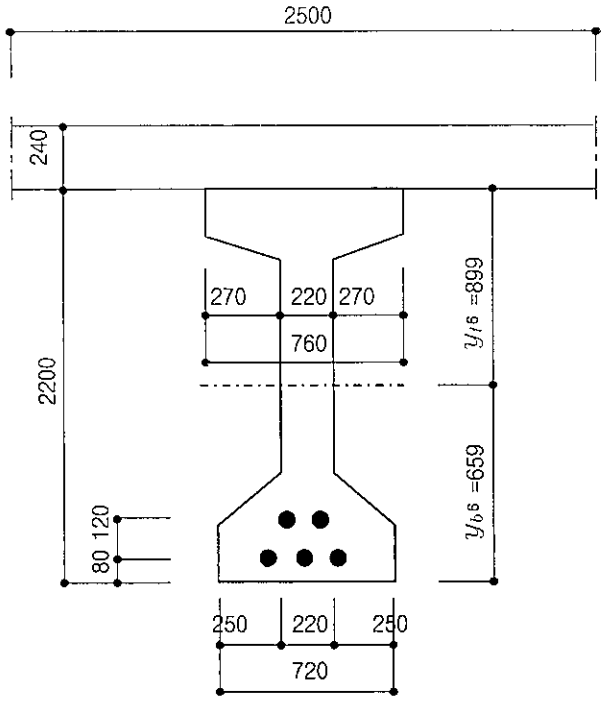
$$Z_{t5} = \frac{I_{x5}}{y_{t5}} = \frac{983201976861.34}{712.40} = 1380122559.505 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b5} = \frac{I_{x5}}{y_{b5}} = \frac{983201976861.34}{1487.60} = 660932544.595 \text{ mm}^3$$

$$e_{p5} = 1487.60 - 128.00 = 1359.598 \text{ mm}$$

$$Z_{p5} = \frac{I_{x5}}{e_{p5}} = \frac{983201976861.34}{1359.60} = 723156350.039 \text{ mm}^3$$

(3) 내측 BEAM (G2~G4 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.50 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.50 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (대칭)

복부+돌출길이 b_f = 2500 + 110 = 2610.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 220 = 3100.00 mm
② l_n = 2500 = 2500.00 mm
③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2500 × 0.90 = 2250.17 mm

A_{slab} = 2250 × 240 = 540040.79 mm^2

(단위:mm)

구 분	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516978	-508	213564175332	497318427095
슬 래 브	540041	120	64804895	779	327416282837	2592195785
계	1367980		1229321872		540980458168	499910622880

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1229321872.15}{1367979.97} = 898.640 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

$$y_{t6} = 898.64 - 240.00 = 658.640 \text{ mm}$$: 거더상단에서 도심까지

$$y_{b6} = 898.64 - 2440.00 = -1541.360 \text{ mm}$$: 도심에서 거더하단까지

$$I_{x6} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 499910622880.01 + 540980458168.50 = 1040891081048.500 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{x6}}{y_{st}} = \frac{1040891081048.50}{898.64} = 1158295624.250 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{x6}}{y_{t6}} = \frac{1040891081048.50}{658.64} = 1580363582.528 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{x6}}{y_{b6}} = \frac{1040891081048.50}{1541.36} = 675307038.392 \text{ mm}^3$$

$$e_{p6} = 1541.36 - 128.00 = 1413.360 \text{ mm}$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{x6}}{e_{p6}} = \frac{1040891081048.50}{1413.36} = 736465778.431 \text{ mm}^3$$

5) 단면제원 정리

(단위:mm)

구 분	순 단 면	P.S 강연선 환산 단면적	바닥판 환산		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G2 ~ G4)
A	789594.03	827939.18	1341009.90	1279627.35	1367979.97
y_{st}			914.30	952.40	898.64
y_t	1122.55	1166.52	674.30	712.40	658.64
y_b	-1077.45	-1033.48	-1525.70	-1487.60	-1541.36
I_x	464353043161.34	497318427094.83	1024081337563.79	983201976861.34	1040891081048.50
Z_{st}			1120071356.45	1032339335.44	1158295624.25
Z_t	413658348.23	426324782.10	1518732325.24	1380122559.51	1580363582.53
Z_b	430974934.98	481209827.28	671220682.51	660932544.59	675307038.39
e_p	949.45	905.48	1397.70	1359.60	1413.36
Z_p	489076902.53	549234724.30	732690420.40	723156350.04	736465778.43

A : 단 면 적 (mm^2)

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (mm)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (mm)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (mm)

I_x : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (mm^3)

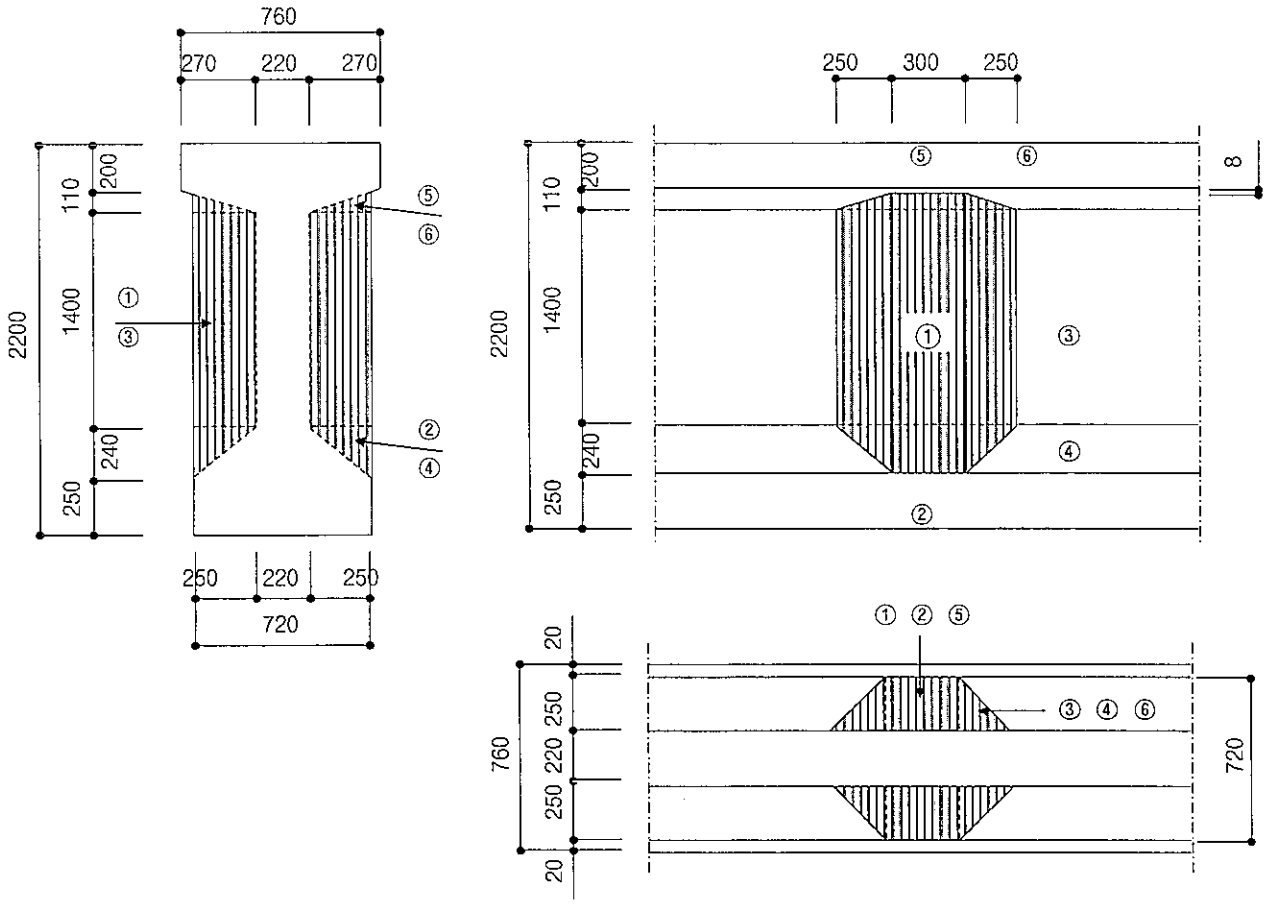
e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (mm)

Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (mm^3)

2.2 고정하중

1) PSC BEAM 중량

(1) 가로보 부근 PSC BEAM 콘크리트 BLOCK 중량



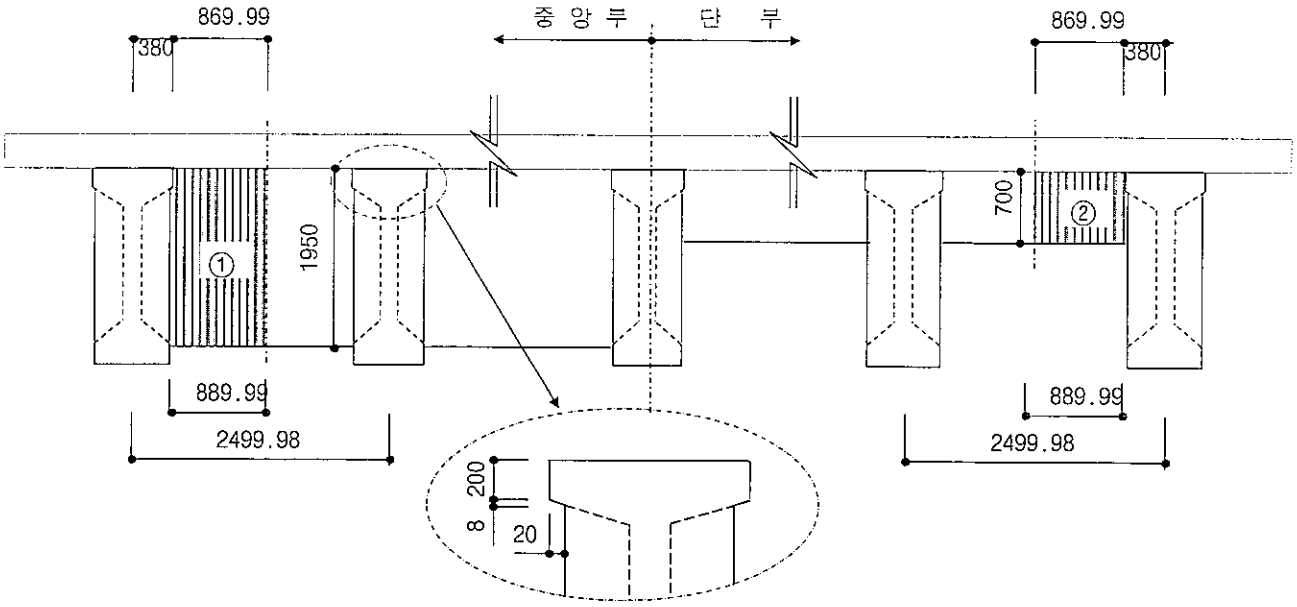
①	0.300	×	1.400	×	0.250	×	2	ea				=	0.210	
②	0.250	×	0.240	/	2	×	0.300	×	2	ea		=	0.018	
③	0.250	×	0.250	/	2	×	1.400	×	4	ea		=	0.175	
④	0.250	×	0.250	/	2	×	0.240	/	3	×	4 ea	=	0.010	
⑤	0.250	×	0.300	×	0.102	/	2	×	2	ea		=	0.008	
⑥	0.250	×	0.250	/	2	×	0.102	/	3	×	4 ea	=	0.004	
											Σ	=	0.425	m^3

* 가로보 본체 연결 헌치부

0.425 × 25.000 = 10.623 kN

2) 횡 BEAM 증량

(1) 외측 BEAM



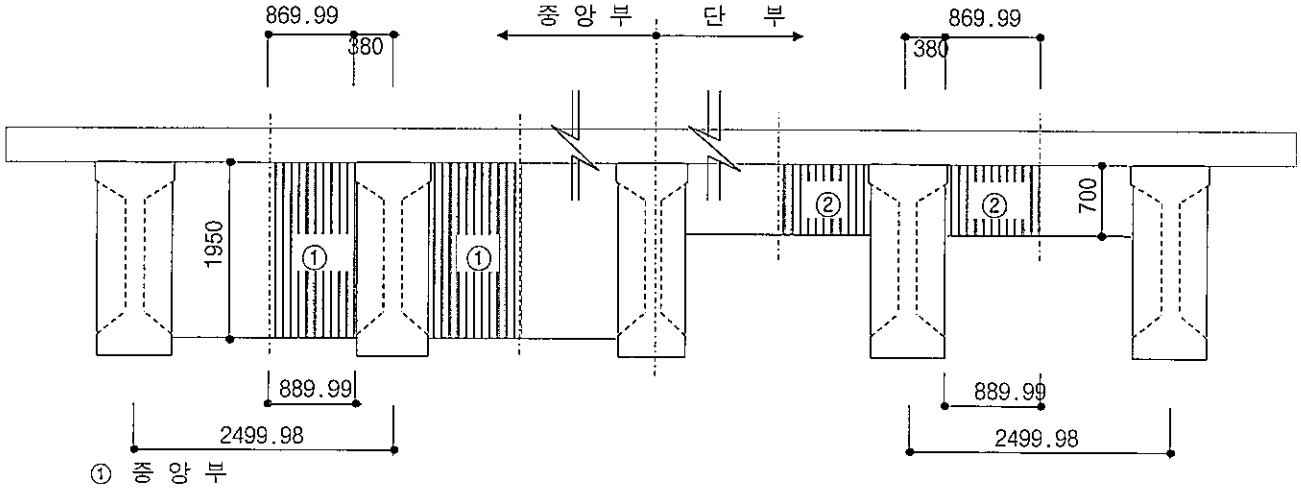
① 중 앙 부

Pc = { 1.950 × 0.890 - (0.020 × 0.200 + 0.020 × 0.008 / 2) } × 0.300 × 25.000 = 12.986 kN

② 단 부

Pe = { 0.700 × 0.890 - (0.020 × 0.200 + 0.020 × 0.008 / 2) } × 0.400 × 25.000 = 6.189 kN

(2) 내측 BEAM



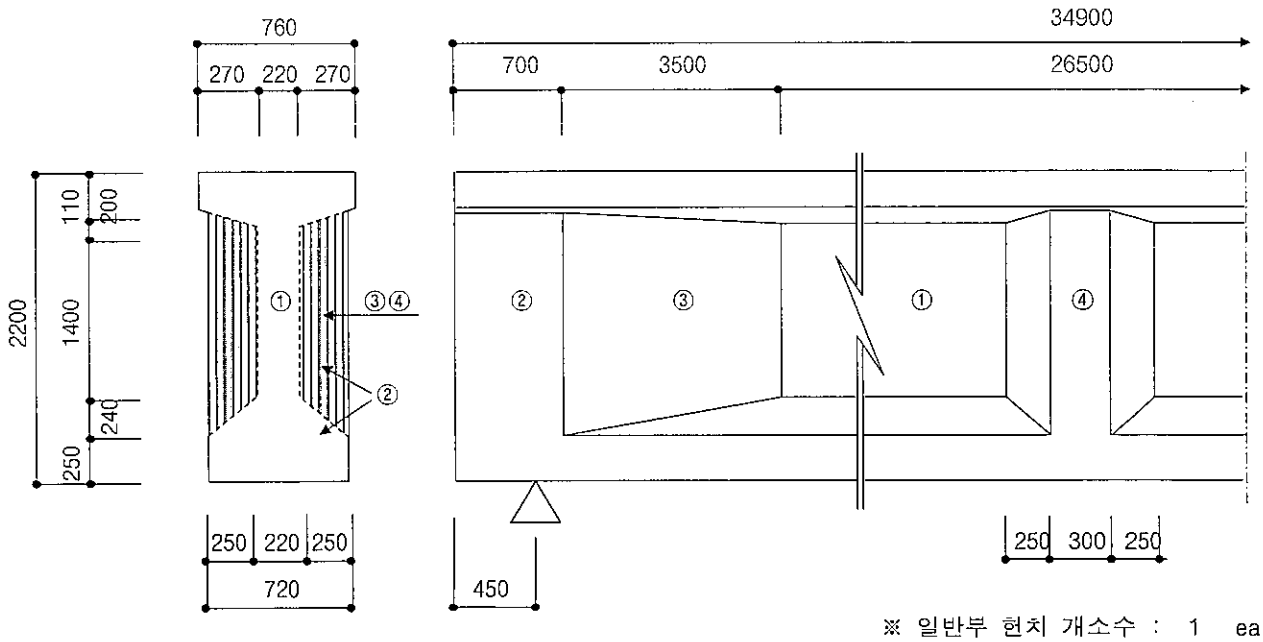
① 중 앙 부

Pc = 12.986 × 2 ea = 25.971 kN

② 단 부

Pe = 6.189 × 2 ea = 12.378 kN

(3) BEAM 중량



※ 일반부 헌치 개소수 : 1 ea

① 표준구간

w = 0.790 × 23.500 = 18.555 kN/m

② 단부구간

w = (1.592 - 0.017) × 23.500 = 37.014 kN/m

③ 단부헌치구간

w = (37.014 + 18.555) / 2 = 27.785 kN/m

④ 가로보 본체 연결 헌치부

w = 10.623 kN/ea

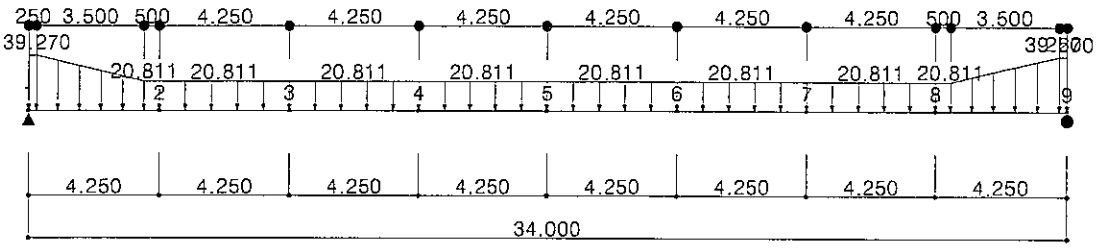
⑤ BEAM 총중량

w = (37.014 × 0.250 + 27.785 × 3.500) × 2 ea
+ 18.555 × 26.500 + 10.623 × 1 ea
+ (17.507 + 59.195) = 792.043 kN

2.3 고정하중에 의한 모멘트및 전단력

1) PSC BEAM 해석

(1) 해석 모델링 및 작용하중



(2) 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	396.022	6	2933.351	93.760
2	1384.581	270.657	7	2346.919	182.208
3	2346.919	182.208	8	1384.581	270.657
4	2933.351	93.760	9	0.000	396.022
5	3143.876	5.311			

2) 슬래브 및 횡 BEAM (합성전)

(1) 외측 BEAM

① 슬래브 중량 (거푸집 중량은 바닥판 중량의 10%로 추정하여 포함)

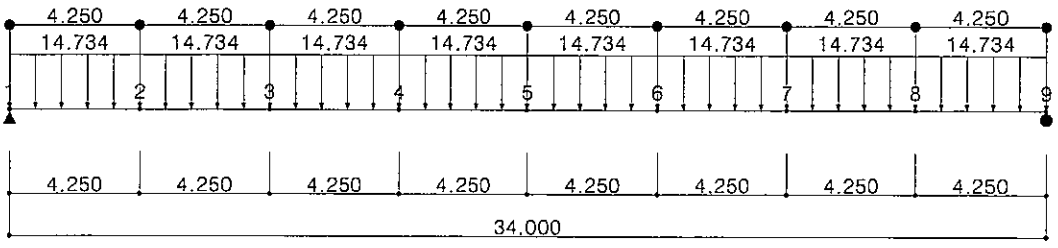
Ws = 14.734 kN/m

② 횡 Beam 중량

Pc = 12.986 kN/m

Pe = 6.189 kN/m

③ 해석 모델링 및 작용하중



④ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	263.163	6	2078.808	69.113
2	959.073	194.354	7	1652.009	131.734
3	1652.009	131.734	8	959.073	194.354
4	2078.808	69.113	9	0.000	263.163
5	2239.470	6.493			

(2) 내측 BEAM

① 슬래브 중량 (거푸집 중량은 바닥판 중량의 10%로 추정하여 포함)

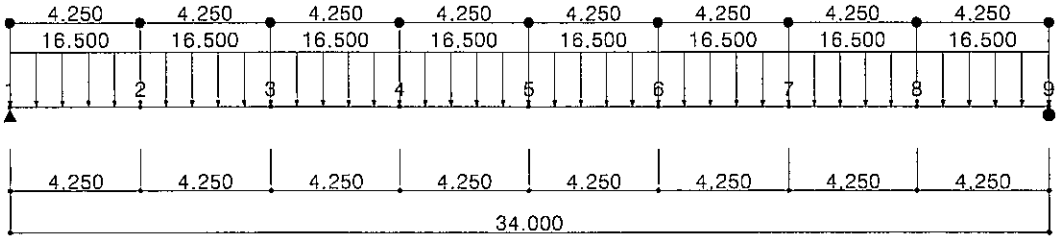
Ws = 16.500 kN/m

② 횡 Beam 중량

Pc = 25.971 kN/m

Pe = 12.378 kN/m

③ 해석 모델링 및 작용하중



④ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	305.864	6	2400.800	83.111
2	1098.298	223.361	7	1898.564	153.236
3	1898.564	153.236	8	1098.298	223.361
4	2400.800	83.111	9	0.000	305.864
5	2605.004	12.986			

3) 포장 및 방호벽 (합성후)

(1) 외측 BEAM

① 방호벽 중량

W_1 = 12.501 kN/m

② 포장 중량

W_2 = 1.670 kN/m

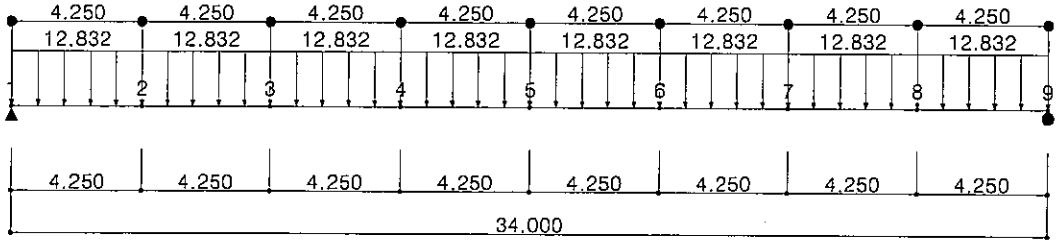
③ 슬래브 거푸집 중량

W_3 = -1.339 kN/m

④ 적용 등분포 하중

W = 12.501 + 1.670 + -1.339 = 12.832 kN/m

⑤ 해석 모델링 및 작용하중



⑥ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	218.149	6	1738.372	54.537
2	811.240	163.612	7	1390.698	109.074
3	1390.698	109.074	8	811.240	163.612
4	1738.372	54.537	9	0.000	218.149
5	1854.264	0.000			

(2) 내측 BEAM

① 포장 중량

W_1 = 2.938 kN/m

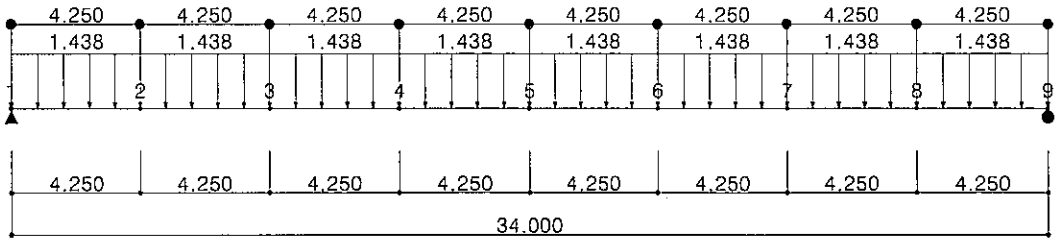
② 슬래브 거푸집 중량

W_3 = -1.500 kN/m

③ 적용 등분포 하중

W = 2.938 + -1.500 = 1.438 kN/m

④ 해석 모델링 및 작용하중



⑤ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	24.438	6	194.736	6.109
2	90.877	18.328	7	155.789	12.219
3	155.789	12.219	8	90.877	18.328
4	194.736	6.109	9	0.000	24.438
5	207.719	0.000			

2.4 활하중에 의한 모멘트및 전단력

1) 충격계수 (도.설 2.1.4)

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.300$$

$\therefore \quad i = 0.203$

2) 횡분배계수 (도.설 3.7.2)

(1) 외측 BEAM

① 4개 이상의 세로보인 경우 : (L / 1.65) x P	L < 1.80
② 4개 이상의 세로보인 경우 : [L / (1.20 + 0.25L)] x P	1.80 ≤ L < 4.20
③ 세로보 사이의 바닥판을 단순거더로 가정하여 산출한 세로보 위의 반력	L > 4.20

(2) 내측 BEAM

① 1차선의 경우 : (L / 2.10) x P	L ≤ 3.00
② 2차선 이상인 경우 : (L / 1.65) x P	L ≤ 4.20
③ 바닥판을 단순거더로 가정하여 산출한 세로보 위의 반력	L > 4.20

3) 외측 BEAM

(1) 작용 활하중

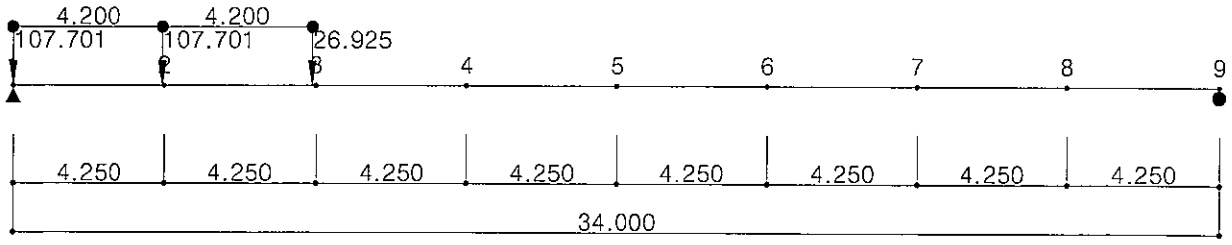
① 전륜하중

Pf = 24.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) × 0.933 = 26.925 kN

② 후륜하중

Pr = 96.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) × 0.933 = 107.701 kN

(2) 해석 모델링 및 작용하중



(3) 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	222.425	6	1691.149	70.934
2	816.539	192.127	7	1375.542	40.635
3	1375.542	161.828	8	816.539	13.624
4	1691.149	131.530	9	0.000	0.000
5	1777.499	101.232			

4) 내측 BEAM

(1) 작용 활하중

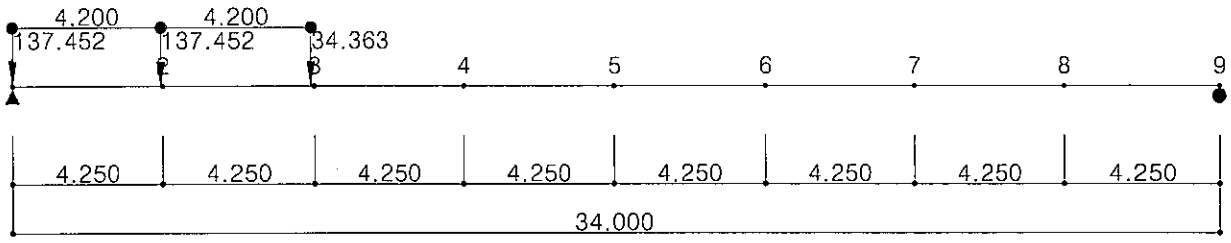
① 전륜하중

Pf = 24.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) × 2.500 / 2.10 = 34.363 kN

② 후륜하중

Pr = 96.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) × 2.500 / 2.10 = 137.452 kN

(2) 해석 모델링 및 작용하중



(3) 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	305.097	6	2410.941	111.758
2	1132.324	266.429	7	1935.971	73.090
3	1935.971	227.761	8	1132.324	34.422
4	2410.941	189.093	9	0.000	0.000
5	2557.234	150.426			

2.5 단면력 집계표

1) 관용적 해석 결과

구 분		절 점	1	2	3	4	5
		거 리	0.0000	4.2500	8.5000	12.7500	17.0000
외측거더	전단력 (kN)	거 더 자 중	396.022	270.657	182.208	93.760	5.311
		합성전 고정하중	263.163	194.354	131.734	69.113	6.493
		합성후 고정하중	218.149	163.612	109.074	54.537	0.000
		활 하 중	222.425	192.127	161.828	131.530	101.232
		계	1099.759	820.749	584.844	348.940	113.036
	모멘트 (kN.m)	거 더 자 중	0.000	1384.581	2346.919	2933.351	3143.876
		합성전 고정하중	0.000	959.073	1652.009	2078.808	2239.470
		합성후 고정하중	0.000	811.240	1390.698	1738.372	1854.264
		활 하 중	0.000	816.539	1375.542	1691.149	1777.499
		계	0.000	3971.433	6765.167	8441.679	9015.109
내측거더	전단력 (kN)	거 더 자 중	396.022	270.657	182.208	93.760	5.311
		합성전 고정하중	305.864	223.361	153.236	83.111	12.986
		합성후 고정하중	24.438	18.328	12.219	6.109	0.000
		활 하 중	305.097	266.429	227.761	189.093	150.426
		계	1031.420	778.774	575.424	372.073	168.722
	모멘트 (kN.m)	거 더 자 중	0.000	1384.581	2346.919	2933.351	3143.876
		합성전 고정하중	0.000	1098.298	1898.564	2400.800	2605.004
		합성후 고정하중	0.000	90.877	155.789	194.736	207.719
		활 하 중	0.000	1132.324	1935.971	2410.941	2557.234
		계	0.000	3706.080	6337.243	7939.827	8513.833

2.6 고정하중 및 활하중에 의한 응력 계산

- 바닥판 및 PSC BEAM $f = \frac{M}{Z}$
- PS 강연선 $f = \frac{n \cdot M}{Z}$, $n = \frac{E_{pss}}{E_{pc}}$ = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

1) 외측 BEAM

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM 상 연	PSC BEAM 하 연	PSC 강선 도심위치	
Beam 자 중	3143.88	0.4137		7.600			
		0.4310			-7.295		
		0.4891				-6.428	
합성전 고정하중	2239.47	0.4263		5.253			
		0.4812			-4.654		
		0.5492				-4.077	-26.399
합성후 고정하중	1854.26	1.1201	1.655				
		1.5187		1.221			
		0.6712			-2.763		
		0.7327				-2.531	-16.385
활하중	1777.50	1.1201	1.587				
		1.5187		1.170			
		0.6712			-2.648		
		0.7327				-2.426	-15.707
계	9015.11		3.242	15.244	-17.359	-15.462	-58.491

2) 내측 BEAM

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3143.88	0.4137		7.600			
		0.4310			-7.295		
		0.4891				-6.428	
합성전 고정하중	2605.00	0.4263		6.110			
		0.4812			-5.413		
		0.5492				-4.743	-30.708
합성후 고정하중	207.72	1.1583	0.179				
		1.5804		0.131			
		0.6753			-0.308		
		0.7365				-0.282	-1.826
활하중	2557.23	1.1583	2.208				
		1.5804		1.618			
		0.6753			-3.787		
		0.7365				-3.472	-22.481
계	8513.83		2.387	15.460	-16.803	-14.926	-55.015

2.7 프리스트레스에 의한 응력 계산

1) 단면내에서의 긴장재 위치 결정

(1) 소요 PS 강연선 개수의 약산

① 유효계수 $\eta = P_e / P_t = 0.8$로 가정 $\therefore P_t = P_e / 0.8$

② PS 강연선의 소요 인장력 (P_t)

$$P_e = \frac{\Sigma f_t - f_{ct}}{1 + \frac{y_{b2}}{\gamma^2} e_{p2}} A_c$$

여기서, Σf_t : 외측 거더의 하연 휨 인장응력 (MPa)

f_{ct} : 허용 휨인장응력 (MPa)

A_c : 거더의 순단면적 (mm^2)

y_{b2} : 거더 순단면의 도심에서 하연까지의 거리 (mm)

Y_c : 거더 순단면의 단면2차반경 (mm^2)

e_{p2} : 거더 순단면의 도심과 쉬스관 도심과의 거리 (mm)

P_e = ((17.36 - 1.41) x 789594.03) / (1 + 1077.45 / 588090.88 x 949.45) = 4595.858 kN

Y_c = 464353043161.34 / 789594.03 = 588090.875 mm^2

P_t = 4595.86 / 0.80 = 5744.823 kN

③ 강연선 1set의 인장력 (P_t')

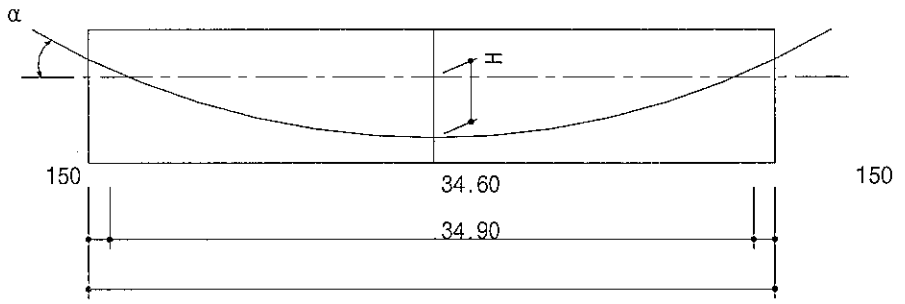
$P_t' = 0.8 \times f_{py} \times A_p$ = 0.8 x 1600.00 x 1184.52 = 1516.186 kN

④ 소요 PS 강연선 set 개수 (n)

$n = P_t / P_t'$ = 5744.82 / 1516.19 = 3.789 ea

$\therefore$ PS 강연선 4set 필요

(2) PS 강연선의 배치



(3) PS 강연선을 포물선 형상으로 배치

(단위 : m)

NO	H_{end}	H_{middle}	H	l	a	α (rad)	L
1	1.900	0.200	1.700	34.600	0.0057	0.1941	34.821
2	1.500	0.200	1.300	34.600	0.0043	0.1492	34.730
3	1.100	0.080	1.020	34.600	0.0034	0.1174	34.680
4	0.700	0.080	0.620	34.600	0.0021	0.0716	34.630
5	0.300	0.080	0.220	34.600	0.0007	0.0254	34.604
계				173.000		0.5576	173.465
평 균				34.600		0.1115	34.693

(4) 거더 중심으로부터 거리에 따른 거더 하단에서 강연선까지의 높이 산출

y = a · x2 + 0.20 (강연선 ①②)

y = a · x2 + 0.08 (강연선 ③④⑤)

(단위 : m)

NO	0.0000	3.0000	6.0000	9.0000	12.0000	15.0000	17.3000
1	0.200	0.251	0.404	0.660	1.018	1.478	1.900
2	0.200	0.239	0.356	0.552	0.825	1.177	1.500
3	0.080	0.111	0.203	0.356	0.571	0.847	1.100
4	0.080	0.099	0.155	0.248	0.378	0.546	0.700
5	0.080	0.087	0.106	0.140	0.186	0.245	0.300

(5) 긴장재의 긴장(Jacking)응력 가정

강연선 번 호	긴장 순서	강연선 단면적 (mm^2)	강연선 가닥수 (Strand)	긴장력 (N)	긴장응력 (MPa)
1	1	98.71	12	1611000.0	1360.0
2	2	98.71	12	1572000.0	1327.1
3	3	98.71	12	1537000.0	1297.6
4	4	98.71	12	1497000.0	1263.8
5	5	98.71	12	1457000.0	1230.0
평 균				1534800.0	1295.7

f_{pt1} = (0.90 x f_{py}) x 0.90 = 1440.00 x 0.90 = 1295.71 MPa : 가정치

(6) 프리스트레스의 즉시 손실 및 긴장재의 초기응력 결정

① PS 강연선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

χ = L / 2 = 34.693 / 2 = 17.346 m : 정착단에서 거더 중심까지의 강연선 평균길이

곡률 마찰계수 μ = 0.250 (1/rad)

파상 마찰계수 κ = 0.005 (1/m)

$\kappa \times \chi + \mu \times \alpha$ = 0.005 x 17.346 + 0.250 x 0.112 = 0.1146

$\therefore \quad \Delta f_{pf} = f_{pi} (1 - e^{-(kx+\mu\alpha)}) =$ 1295.715 x (1 $- e^{-0.1146}$) = 140.310 MPa

② 정착장치 활동량에 의한 손실량

▪ PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

$$\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_P \times E_{pss}}$$

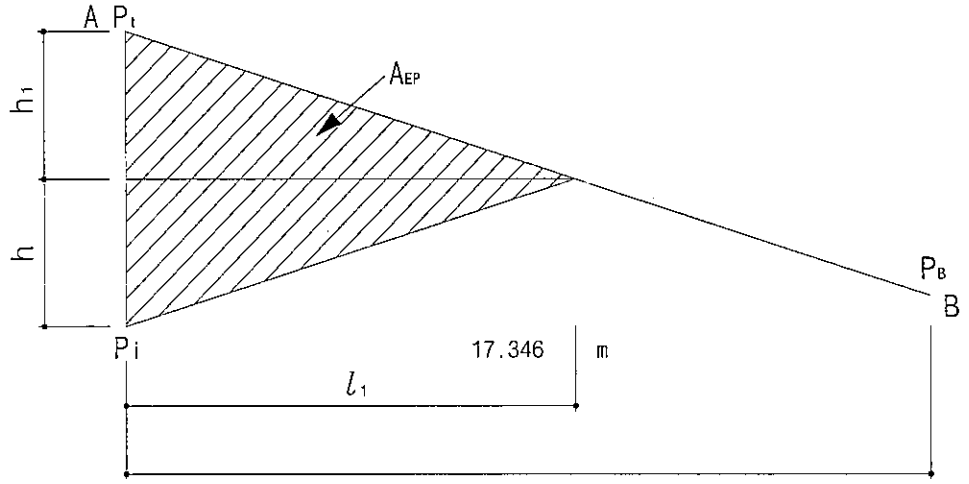
여기서, Δl : PS 강재의 활동량 (mm) [6.000 mm]

A_{EP} : 빗금친 부분의 면적

A_P : PS 강재의 단면적 (mm^2) [5,922.600 mm^2]

E_P : PS 강재의 탄성계수 (MPa) [200,000 MPa]

$\therefore A_{EP} = \Delta l \times A_P \times E_P =$ 6.0 x 5922.6 x 200000.0 = 7107.120 kN.m



▪ 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

P_t = 1295.71 x 5922.60 / 10^3 = 7674.000 kN

P_B = (1295.71 - 140.31) x 5922.60 / 10^3 = 6843.000 kN

$\Delta P_B = P_t - P_B$ = 7674.00 - 6843.00 = 831.000 kN

$l_1 : h_1$ = 17.35 : 831.00 $\Rightarrow$ $h_1 = l_1$ x 831.00 / 17.35

$A_{EP} = l_1 \times h_1 \times 2ea / 2$

7107.12 = 831.00 / 17.35 x l_1^2

$\therefore \quad l_1$ = √ (7107.12 x 17.35 / 831.00) = 12.18 m < 17.35 m

$\therefore$ 정착 장치의 활동에 의한 손실이 중안단면에는 영향을 미치지 않음

③ 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \left(\frac{N-1}{N} f_{cfg'} + f_{dog} \right)$$

여기서, E_{pss} : PS 강연선의 탄성계수 (200000 MPa)

E_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도 (27033 MPa)

f_{cir} : 프리스트레스 도입 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력

$f_{ctg'}$: 순단면에서 프리스트레스에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 응력

f_{dog} : 거더 자중에 의한 PS 강연선 도심 위치에서의 응력

$f_{pt} = f_{pti} - f_{pf} - f_{ps} = 1295.71 - 140.31 - 0 = 1155.405$ MPa

$P_i' = f_{pt} \times A_p \times N = 1155.40 \times 5922.60 = 6843.000$ kN

$$f_{ctg'} = \frac{P_i'}{A_c} + \frac{P_i' \times e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{6843}{789594} + \frac{6843 \times 949}{489076902.53} = 21.951 \text{ MPa(압축)}$$

$f_{dog} = M_d / Z_{p2} = 3143.88 / 489076902.53 = -6.428$ MPa(인장)

(M_d : 거더 자중에 의한 절점 5의 모멘트)

$$f_{cir} = \frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} = \frac{4}{5} \times 21.95 - 6.43 = 11.132 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{200000.00}{27032.90} \times 11.13 = 41.181 \text{ MPa}$$

④ PS 강연선의 초기 긴장응력

$f_{pt} = f_{pti} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pel}$

$= 1295.71 - 140.31 - 0 - 41.18 = 1114.223$ MPa

(7) 프리스트레스의 시간적 손실 및 긴장재의 유효응력 결정

① 콘크리트 크리프에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x f_{cir1} - 7 x f_{cds}

(f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS 강연전 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력)

▪ 외측 거더

P_t = 1114.22 x 5922.60 = 6599.100 kN

$$f_{cir1} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}}$$

$$= \frac{6599.10}{789594} + \frac{6599.10 \times 949.45}{489076902.53} - \frac{3143.88}{489076902.53} = 14.740 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.08 + 2.53 (2.6 휨 응력 참조) = 6.608 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.74 - 7 x 6.61 = 130.626 MPa

▪ 내측 거더

f_{cds} = 4.74 + 0.28 (2.6 휨 응력 참조) = 5.025 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.74 - 7 x 5.03 = 141.708 MPa

② 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{psh}$ = 0.8 x (119 - 1.05 x H_r)

(Hr : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70.00)

= 0.80 x (119.00 - 1.05 x 70.00) = 36.400 MPa

③ PS 강연선의 릴렉세이션에 의한 손실량

▪ 저릴렉세이션 강연선 사용

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x Δf_{pf} - 0.1 x Δf_{pel} - 0.05 x (Δf_{pcr} + Δf_{psh})

여기서, Δf_{pf} : 고려되는 시점인 $0.7 f_{pu}$ 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량

Δf_{pel} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{pcr} : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

Δf_{psh} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

▪ 외측 거더

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35.00 - 0.07 x 140.31 - 0.10 x 41.18 -

0.05 x (130.63 + 36.40) = 12.709 MPa

▪ 내측 거더

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35.00 - 0.07 x 140.31 - 0.10 x 41.18 -

0.05 x (141.71 + 36.40) = 12.155 MPa

④ PS 강연선의 유효응력

▪ 외측 거더

- PS 강연선의 유효 인장응력

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= 1114.22 - 130.63 - 36.40 - 12.71 = 934.489$ MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pi}} = \frac{934.49}{1114.22} = 0.839$$

▪ 내측 거더

- PS 강연선의 유효 인장응력

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= 1114.22 - 141.71 - 36.40 - 12.15 = 923.961$ MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pi}} = \frac{923.96}{1114.22} = 0.829$$

(8) 긴장재의 신축량 계산

$$\Delta l = \frac{P_i + P_{i1}}{A_p \cdot E_{pss}} \times \text{강연선 길이} \qquad P_{i1} = P_i \cdot e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}$$

강연선 번 호	긴장 순서	P_i (kN)	P_{i1} (kN)	강연선 길이 (L/2, m)	Δl (m)
1	1	1611.000	1406.757	17.411	0.22178
2	2	1572.000	1388.510	17.365	0.21700
3	3	1537.000	1368.600	17.340	0.21267
4	4	1497.000	1348.510	17.315	0.20797
5	5	1457.000	1327.786	17.302	0.20338

(9) 프리스트레스의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

① 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

▪ 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

P_t = f_{pt} x A_p x N = 1114.22 x 5922.60 / 10^3 = 6599.100 kN

f_{ct} (상연응력) = $\frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}}$ = $\frac{6599.10}{789594} - \frac{6599.10 \times 949.45}{413658348.23}$ = -6.789 MPa

f_{cb} (하연응력) = $\frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{b2}}$ = $\frac{6599.10}{789594} + \frac{6599.10 \times 949.45}{430974934.98}$ = 22.896 MPa

▪ 거더 자중에 의한 콘크리트 응력

f_{ct} (상연응력) = $\frac{M_d}{Z_{t2}}$ = $\frac{3143.88}{413658348.23}$ = 7.600 MPa

f_{cb} (하연응력) = $\frac{M_d}{Z_{b2}}$ = $\frac{3143.88}{430974934.98}$ = -7.295 MPa

∴ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

f_{ct} (상연응력) = -6.789 + 7.600 = 0.811 MPa

f_{cb} (하연응력) = 22.896 + -7.295 = 15.601 MPa

② 유효 프리스트레스

▪ 외측 거더

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.839 x -6.789 = -5.694 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.839 x 22.896 = 19.202 MPa

(프리스트레스에 의한 콘크리트 응력)

▪ 내측 거더

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.829 x -6.789 = -5.630 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.829 x 22.896 = 18.986 MPa

③ 설계하중 작용시의 휨응력

▪ 외측 거더 (단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.789	7.600	0.811	-5.694	15.244	9.551
	하연	22.896	-7.295	15.601	19.202	-17.359	1.843
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.242	3.242
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.789	7.600	0.811	-5.630	15.460	9.830
	하연	22.896	-7.295	15.601	18.986	-16.803	2.183
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.387	2.387
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

2.8 2차 응력 계산

1) 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

① 외측 거더

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.00 \times 497318427094.83}{27804.00 \times 2462739454.00} = 224.358$$

$$B = 1+m = 1 + 224.36 = 225.358$$

$$C = y_1' - my_2 = 1.17 - 224.36 \times 0.12 = -25.756$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 1.17^2 + 0.60 + 224.36 \times 0.12^2 + 224.36 \times 0.00 = 6.269$$

$$P = \frac{(1114.22 + 934.49)}{2} \times 5922.60 = 6066.851 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.50}{-25.76^2 - 225.36 \times 6.27} \times [6066.85 \times \{225.36 \times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + -25.76 \times 0.91\} + 3143.88 \times (-25.76 - 225.36 \times 1.17)]$$

$$-\frac{0.79}{-25.76^2 - 225.36 \times 6.27} \times 2239.47 \times (-25.76 - 225.36 \times 1.17) = -967.125 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.50}{225.36 \times 6.27 - (-25.76)^2} \times [6066.85 \times \{-25.76 \times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + 6.27 \times 0.91\} + 3143.88 \times (6.27 - (-25.76) \times 1.17)]$$

$$-\frac{0.79}{225.36 \times 6.27 - (-25.76)^2} \times 2239.470291 \times (6.27 - (-25.76) \times 1.17) = -137.564 \text{ kN.m}$$

② 내측 거더

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.00 \times 497318427094.83}{27804.00 \times 2592195785.18} = 213.153$$

$$B = 1 + m = 1 + 213.15 = 214.153$$

$$C = y_1' - my_2 = 1.17 - 213.15 \times 0.12 = -24.412$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 1.17^2 + 0.60 + 213.15 \times 0.12^2$$

$$+ 213.15 \times 0.00 = 6.054$$

$$P = \frac{(1114.22 + 923.96)}{2} \times 5922.60 = 6035.674 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.50}{-24.41^2 - 214.15 \times 6.05} \times [6035.67 \times \{214.15$$

$$\times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + -24.41 \times 0.91$$

$$\} + 3143.88 \times (-24.41 - 214.15 \times 1.17)]$$

$$-\frac{0.79}{-24.41^2 - 214.15 \times 6.05} \times 2605.00$$

$$\times (-24.41 - 214.15 \times 1.17) = -1097.540 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.50}{214.15 \times 6.05 - -24.41^2} \times [6035.67 \times \{-24.41$$

$$\times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + 6.05 \times 0.91$$

$$\} + 3143.88 \times (6.05 - -24.41 \times 1.17)]$$

$$-\frac{0.79}{214.15 \times 6.05 - -24.41^2} \times 2605.00$$

$$\times (6.05 - -24.41 \times 1.17) = -154.842 \text{ kN.m}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

① 외측 거더

$$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1+\phi^{\infty}}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1+\phi^{\infty}}$$

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times 225.36}{225.36 \times 6.27 - (-25.76)^2} \times \frac{1}{1+3.8} = 192.492 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times (-25.76)}{(-25.76)^2 - 225.36 \times 6.27} \times \frac{1}{1+3.8} = 22.000 \text{ kN.m}$$

② 내측 거더

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times 214.15}{214.15 \times 6.05 - (-24.41)^2} \times \frac{1}{1+3.8} = 195.679 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times (-24.41)}{(-24.41)^2 - 214.15 \times 6.05} \times \frac{1}{1+3.80} = 22.306 \text{ kN.m}$$

2) PSC 거더 및 바닥판의 상·하연 응력계산

(1) 크리프에 의한 응력계산

① 외측 거더

$f_{c2}' = -\frac{N_c}{A_{c2}} - \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2'$; 바닥판 상연응력

$= -\frac{-967125.37}{513070.72} - \frac{-137564472.51 - -967125.37 \times 120.00}{2462739454.00}$

$\times 120.00 = 2.933$ MPa

$f_{c2} = -\frac{N_c}{A_{c2}} + \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2'$; 바닥판 하연응력

$= -\frac{-967125.37}{513070.72} + \frac{-137564472.51 - -967125.37 \times 120.00}{2462739454.00}$

$\times 120.00 = 0.837$ MPa

$f_{c1}' = \frac{N_c}{A_{c1}} + \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1'$; PSC 거더 상연응력

$= \frac{-967125.37}{827939.18} + \frac{-137564472.51 + -967125.37 \times 1166.52}{497318427094.83}$

$\times 1166.52 = -4.137$ MPa

$f_{c1} = \frac{N_c}{A_{c1}} - \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1$; PSC 거더 하연응력

$= \frac{-967125.37}{827939.18} - \frac{-137564472.51 + -967125.37 \times 1166.52}{497318427094.83}$

$\times 1033.48 = 1.462$ MPa

② 내측 거더

$f_{c2}' = -\frac{-1097540.21}{540040.79} - \frac{-154841539.71 - -1097540.21 \times 120.00}{2592195785.18}$

$\times 120.00 = 3.103$ MPa

$f_{c2} = -\frac{-1097540.21}{540040.79} + \frac{-154841539.71 - -1097540.21 \times 120.00}{2592195785.18}$

$\times 120.00 = 0.961$ MPa

$f_{c1}' = \frac{-1097540.21}{827939.18} + \frac{-154841539.71 + -1097540.21 \times 1166.52}{497318427094.83}$

$\times 1166.52 = -4.692$ MPa

$f_{c1} = \frac{-1097540.21}{827939.18} - \frac{-154841539.71 + -1097540.21 \times 1166.52}{497318427094.83}$

$\times 1033.48 = 1.657$ MPa

(2) 건조수축에 의한 응력계산

① 외측 거더

$$f_{s2}' = -\frac{N_s}{A_{c2}} - \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$= -\frac{192492.11}{513070.72} - \frac{22000151.05 - 192492.11 \times 120.00}{2462739454.00} \times 120.00 = -0.322 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{N_s}{A_{c2}} + \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$= -\frac{192492.11}{513070.72} + \frac{22000151.05 - 192492.11 \times 120.00}{2462739454.00} \times 120.00 = -0.429 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{N_s}{A_{c1}} + \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$= \frac{192492.11}{827939.18} + \frac{22000151.05 + 192492.11 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.52 = 0.811 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{N_s}{A_{c1}} - \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

$$= \frac{192492.11}{827939.18} - \frac{22000151.05 + 192492.11 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1033.48 = -0.280 \text{ MPa}$$

② 내측 거더

$$f_{s2}' = -\frac{195679.48}{540040.79} - \frac{22305992.13 - 195679.48 \times 120.00}{2592195785.18} \times 120.00 = -0.308 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{195679.48}{540040.79} + \frac{22305992.13 - 195679.48 \times 120.00}{2592195785.18} \times 120.00 = -0.417 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{195679.48}{827939.18} + \frac{22305992.13 + 195679.48 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.52 = 0.824 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{195679.48}{827939.18} - \frac{22305992.13 + 195679.48 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1033.48 = -0.284 \text{ MPa}$$

2.9 휨 극한 안전성 검토

1) 외력에 의한 극한 모멘트 계산

(1) 외측 거더

M_u = 1.300 x (Σ고정하중) + 2.150 x (Σ활하중)

= 1.300 x 7237.610 + 2.150 x 1777.499 = 13230.516 kN.m

(2) 내측 거더

M_u = 1.300 x (Σ고정하중) + 2.150 x (Σ활하중)

= 1.300 x 5956.599 + 2.150 x 2557.234 = 13241.632 kN.m

2) 설계단면의 휨 저항강도 계산

(1) 외측 거더

B = 2375.15 mm

b_1 = 220.00 mm : 복부 두께

d = 2200.00 + 240.00 - 128.00 = 2312.000 mm

A_p = 5 x 1184.52 = 5922.600 mm^2

f_{pe} = 934.49 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{934.49}{1900.00}$ = 0.49 < 0.50

f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.00 (가정치) = 1767.000 MPa

$A_p \cdot f_{ps}$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{5922.60 \times 1767.00}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2375.15}$ = 0.226 m

a = $0.85 \cdot x$ = 0.85 x 0.23 = 0.192 m

a = 0.19 m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = d - x / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{934.49}{200000.00}$ = 0.005

ε_p = 2.31 - 0.226 / 0.226 x 0.003 + 0.005 = 0.032

ε_p = 0.032 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900 = 1767 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - $a/2$)}

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.00 x (2.31 -

0.19 / 2)} = 19712.366 kN.m

ΦM_n = 19712.37 kN.m > M_u = 13230.52 kN.m ∴ O.K

※ f_{pe} / f_{pu}가 0.5보다 크거나 같다면 도로교설계기준에 따라 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu} \times \{1-(\gamma_p / \beta_1) \times \rho_p \times (f_{pu} / f_{ck})\}$$

여기서, γ_p = 0.28 ; PS 강재 종류에 따른 계수 (저 릴랙세이션 강재)

β_1 = 0.85

ρ_p = 0.0059 / (2.38 x 2.31) = 0.0011

f_{ps} = 1,852.50 MPa

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot a \cdot B$ 에서

$$a = \frac{0.0059 \times 1852.50}{0.85 \times 27.00 \times 2.38} = 0.201 \text{ m}$$

a = 0.20 m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

▪ 연성한계 검토

q_p = ρ_p x f_{ps} / f_{ck} : 사각형 단면에서의 강재지수 (도.설 4.6.3.6)

= 0.0011 x 1852.50 / 27.00 = 0.074

q_p = 0.07 < 0.36·β_1 = 0.31 (연성파괴로 되는 저보강임)

따라서, 극한저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - $a/2$)}

= 0.85 x { 0.0059 x 1852497.50 x (2.31 -

0.19 / 2)} = 20666.162 kN.m

ΦM_n = 20666.16 kN.m > M_u = 13230.52 kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더

B = 2500.00 mm

b_1 = 220.00 mm : 복부 두께

d = 2200.00 + 240.00 - 128.00 = 2312.000 mm

A_p = 5 x 1184.52 = 5922.600 mm^2

f_{pe} = 923.96 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{923.96}{1900.00} = 0.49 < 0.50$

f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900 (가정치) = 1767.000 MPa

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$$x = \frac{5922.60 \times 1767.00}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2500.00} = 0.215 \text{ m}$$

$a = 0.85 \cdot x$ = 0.85 x 0.21 = 0.182 m

a = 0.18 m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = d - x / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{923.9605045}{200000} = 0.004619803$$

ε_p = 2.31 - 0.21 / 0.21 x 0.003 + 0.00 = 0.034

ε_p = 0.034 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.930 x 1900 = 1767 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - $a/2$)}

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.00 x (2.31 - 0.18 / 2)} = 19755.011 kN.m

ΦM_n = 19755.01 kN.m > M_u = 13241.63 kN.m ∴ O.K

※ f_{pe} / f_{pu}가 0.5보다 크거나 같다면 도로교설계기준에 따라 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu} \times \{1 - (\gamma_p / \beta_1) \times \rho_p \times (f_{pu} / f_{ck})\}$$

여기서, γ_p = 0.28 ; PS 강재 종류에 따른 계수 (저 릴랙세이션 강재)

β_1 = 0.85

ρ_p = 0.0059 / (2.50 x 2.31) = 0.0010

f_{ps} = 1,854.87 MPa

$A_p \cdot f_{ps}$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot a \cdot B$ 에서

a = $\dfrac{0.0059 \text{ x } 1854.87}{0.85 \text{ x } 27.00 \text{ x } 2.50}$ = 0.191 m

a = 0.19 m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

▪ 연성한계 검토

q_p = ρ_p x f_{ps} / f_{ck} : 사각형 단면에서의 강재지수 (도.설 4.6.3.6)

= 0.0010 x 1854.87 / 27.00 = 0.070

q_p = 0.07 < $0.36 \cdot \beta_1$ = 0.31 (연성파괴로 되는 저보강임)

따라서, 극한저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - $a/2$)}

= 0.85 x { 0.0059 x 1854869.82 x (2.31 -

0.18 / 2)} = 20737.393 kN.m

ΦM_n = 20737.39 kN.m > M_u = 13241.63 kN.m ∴ O.K

3) 균열모멘트 계산

(1) 외측 거더

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}' = -0.63\sqrt{(f_{ck})}$

여기서, $f_{외력}$: [2.6 고정하중 및 활하중에 의한 응력 계산] 참조

f_{pe} : 유효프리스트레스에 의한 응력

f_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 응력

M_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 모멘트

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -17.36 + 19.20 - M_{cr}' / 671220682.51

= -0.63 √ 40.00 = -3.98

M_{cr}' = (1.84 + 3.98) x 671220682.51 = 3911.498 kN.m

M_{cr} = 9015.109 + 3911.498 = 12926.607 kN.m

ΦM_n = 19,712.37 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 15,511.93 kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -16.80 + 18.99 - M_{cr}' / 675307038.39

= -0.63 √ 40.00 = -3.98

M_{cr}' = (2.18 + 3.98) x 675307038.39 = 4165.165 kN.m

M_{cr} = 8513.833 + 4165.165 = 12678.998 kN.m

ΦM_n = 19755.01 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 15214.80 kN.m ∴ O.K

2.12 전단설계 및 전단연결재 산정

1) 극한 전단력의 계산

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 877.33 + 2.15 x 222.42 = 1618.748 kN

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 628.62 + 2.15 x 192.13 = 1230.281 kN

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 726.32 + 2.15 x 305.10 = 1600.178 kN

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 512.35 + 2.15 x 266.43 = 1238.871 kN

2) 휨 전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{\max}}$$

= ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.20 - (1.90 + 1.50 + 1.10 + 0.70 + 0.30) / 5 = 1.100 m

d = 1.10 m < $0.8 \cdot h$ = 1.76 m

$\therefore$ d = 1.76 m 적용함.

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{\max}}$$

v

여기서, $M_{cr} = Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do})$

$$f_{pe} = \frac{0.84 \times 6599.10}{827939.18} + \frac{5534.60 \times (1033.48 - 655.95)}{481209827.28} = 11.027 \text{ MPa}$$

M_{cr} = 0.48 x (0.5 x 6324.56 + 11026.85 - 2877.29) = 5443.367 kN.m

V_{do} = 270.66 kN : 거더자중에 의한 전단력

b_w = 220.00 mm : 거더 복부 두께

d = 2.2 - (1.12 + 0.91 + 0.63 + 0.42 + 0.20) / 5 = 1.544 m

d = 1.54 m < $0.8 \cdot h$ = 1.76 m

$\therefore$ d = 1.76 m 적용함.

V_i = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 357.97 + 2.15 x 192.13 = 878.428 kN

M_{max} = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 1770.31 + 2.15 x 816.54 = 4056.965 kN.m

V_{ci} = 0.05 x 6324.56 x 0.22 x 1.76 + 270.66 + + (878.43 x 5443.37) / 4056.96 = 1571.716 kN

V_{ci} = 1,571.72 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w d$ = 342.841 kN

$\therefore$ V_{ci} = 1,571.72 kN 적용함.

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

= ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.20 - (1.90 + 1.50 + 1.10 + 0.70 + 0.30) / 5 = 1.100 m

d = 1.10 m < $0.8 \cdot h$ = 1.76 m

$\therefore$ d = 1.76 m 적용함.

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

여기서, $M_{cr} = Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do})$

$$f_{pe} = \frac{0.83 \times 6599.10}{827939.18} + \frac{5472.25 \times (1033.48 - 655.95)}{481209827.28} = 10.903 \text{ MPa}$$

M_{cr} = 0.48 x (0.5 x 6324.56 + 10902.62 - 2877.29) = 5383.586 kN.m

V_{do} = 270.66 kN : 거더자중에 의한 전단력

b_w = 220.00 mm : 거더 복부 두께

d = 2.2 - (1.12 + 0.91 + 0.63 + 0.42 + 0.20) / 5 = 1.544 m

d = 1.54 m < $0.8 \cdot h$ = 1.76 m

$\therefore$ d = 1.76 m 적용함.

V_i = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 241.69 + 2.15 x 266.43 = 887.018 kN

M_{max} = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 1189.17 + 2.15 x 1132.32 = 3980.423 kN.m

V_{ci} = 0.50 x 6324.56 x 0.22 x 1.76 + 270.66 +

+ (887.02 x 5383.59) / 3980.42 = 2694.796 kN

V_{ci} = 2694.80 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w d$ = 342.841 kN

$\therefore$ V_{ci} = 2694.80 kN 적용함.

3) 복부전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.84 x 1114.22 x 5922.60 = 5534.602 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5534602.49 / 827939.18 = 6.685 MPa

V_p = P_e x sinα = 5534602.49 x sin 0.1115 = 615.929 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 6684.79) x 0.22 x

1.76 + 615.93 = 2102.607 kN

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.84 x 1114.22 x 5922.60 = 5534.602 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5534602.49 / 827939.18 = 6.685 MPa

V_p = P_e x sinα = 5534602.49 x sin 0.0825 = 455.934 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 6684.79) x 0.22 x

1.76 + 455.93 = 1942.611 kN

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.83 x 1114.22 x 5922.60 = 5472.248 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5472248.48 / 827939.18 = 6.609 MPa

V_p = P_e x sinα = 5472248.48 x sin 0.1115 = 608.990 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 6609.48) x 0.22 x

1.76 + 608.99 = 2086.919 kN

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.83 x 1114.22 x 5922.60 = 5472.248 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5472248.48 / 827939.18 = 6.609 MPa

V_p = P_e x sinα = 5472248.48 x sin 0.0825 = 450.797 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 6609.48) x 0.22 x
1.76 + 450.80 = 1928.726 kN

4) 콘크리트의 공칭전단강도 결정

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 2,102.6] = 2102.607 kN

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,571.7, Vcw = 1,942.6] = 1571.716 kN

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 2,086.9] = 2086.919 kN

② 절점 2 (지점에서 1,384.5814m 이격부)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 2,694.8, Vcw = 1,928.7] = 1928.726 kN

5) 전단철근이 부담하여야 할 전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

ΦV_c = 0.80 x 2102.61 = 1682.085 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1618.75 - 1682.09 = -63.338 kN

V_s = -79.17 kN < $2/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 1632.58 kN

< $1/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 816.29 kN

∴ V_s = 0.00 kN 적용함. (전단철근 필요없음)

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1571.72 = 1257.373 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1230.28 - 1257.37 = -27.092 kN

V_s = -33.86 kN < $2/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 1632.58 kN

< $1/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 816.29 kN

∴ V_s = 0.00 kN 적용함. (전단철근 필요없음)

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

ΦV_c = 0.80 x 2086.92 = 1669.535 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1600.18 - 1669.54 = -69.357 kN

V_s = -86.70 kN < $2/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 1632.58 kN

< $1/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 816.29 kN

$\therefore$ V_s = 0.00 kN 적용함. (전단철근 필요없음)

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1928.73 = 1542.981 kN

ΦV_s = $V_u - \Phi V_c$ = 1238.87 - 1542.98 = -304.109 kN

V_s = -380.14 kN < $2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 1632.58 kN

< $1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 816.29 kN

$\therefore$ V_s = 0.00 kN 적용함. (전단철근 필요없음)

7) 전단연결재의 설계

(1) 외측 거더

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{218148.68}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)} = 0.214 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{222425.00}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)} = 0.218 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(967.13 - 192.49) \times 10^3}{760.00 \times 2375.15} = 0.429 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

V_t = α x ΔT x E x A

= 0.00001 x 5 x 27804.00 x 240.00 x 2375.15 = 792.463 kN

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{792463.38}{760.00 \times 2375.15} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = 1.3 x τ_d + 2.15 x τ_l

= 1.30 x 0.21 + 2.15 x 0.22

= 0.75 MPa < 3.50 MPa

case2 = 1.30 x τ_d + 1.30 x τ_l + 1.3 x (τ_{c+s} + τ_l)

= 1.30 x 0.21 + 1.30 x 0.22 + 1.30 x (0.43 + 0.44)

= 1.69 MPa < 3.50 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.2 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v}$ = $\frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00}$ = 447.97 mm

(2) 내측 거더

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{24437.50}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)} = 0.024 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{305096.98}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)} = 0.300 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1097.54 - 195.68) \times 10^3}{760.00 \times 2500.00} = 0.475 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$$= 0.00001 \times 5 \times 27804.00 \times 240.00 \times 2500.00 = 834.120 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{834120.00}{760.00 \times 2500.00} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = $1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.02 + 2.15 \times 0.30$

$= 0.68 \text{ MPa} < 3.50 \text{ MPa}$

case2 = $1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.02 + 1.30 \times 0.30 + 1.30 \times (0.47 + 0.44)$

$= 1.61 \text{ MPa} < 3.50 \text{ MPa}$

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.2 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.97 \text{ mm}$

2.13 처짐 계산

1) 고정하중 및 활하중에 의한 처짐 계산

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E_{pc} \times I}$$

여기서, L : 전체 지간 = 34000 mm

E_{pc} : 거더의 탄성계수 = 30891 MPa

I : 단면 2차 모멘트 (순단면, PS강연선 환산단면 및 바닥판 환산단면)

구 분		절 점	1	2	3	4	5
		거 리	0.0000	4.2500	8.5000	12.7500	17.0000
외측 거더	처짐 (δ) (mm)	거 더 자 중	0.000	-10.609	-19.453	-25.272	-27.300
		합성전 고정하중	0.000	-7.482	-13.739	-17.868	-19.310
		합성후 고정하중	0.000	-3.045	-5.587	-7.260	-7.842
		활 하 중	0.000	-2.533	-4.713	-6.185	-6.643
		계	0.000	-23.669	-43.492	-56.584	-61.095
내측 거더	처짐 (δ) (mm)	거 더 자 중	0.000	-10.609	-19.453	-25.272	-27.300
		합성전 고정하중	0.000	-8.627	-15.851	-20.628	-22.301
		합성후 고정하중	0.000	-0.336	-0.616	-0.800	-0.864
		활 하 중	0.000	-3.181	-5.917	-7.766	-8.342
		계	0.000	-22.752	-41.837	-54.466	-58.807

2) 프리스트레스에 의한 처짐 계산

P_i = 1114.223422 x 5922.6 = 6,599.10 kN

$$\delta_p = -\frac{P_i \cdot e_1 \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{5 \cdot P_i \cdot e_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$= -\frac{6599099.64 \times (1077.45 - 1100.00) \times 34000.00^2}{8 \times 30891.00 \times 464353043161.34} -$$

$$= \frac{5 \times 6599099.64 \times (1100.00 - 128.00) \times 34000.00^2}{48 \times 30891.00 \times 464353043161.34}$$

= -52.35 mm

3) 활하중 처짐 검토

(1) 허용처짐

δ_a = L / 800 = 34000.00 / 800.00 = 42.500 mm

(2) 외측 거더

δ = 6.64 mm < 42.50 mm ∴ O.K

(3) 내측 거더

δ = 8.34 mm < 42.50 mm ∴ O.K

(4) 프리스트레스 도입시

① 외측 거더

δ_{s1} = 27.30 − 52.35 = -25.05 mm (상 향)

② 내측 거더

δ_{s1} = 27.30 − 52.35 = -25.05 mm (상 향)

(5) 바닥판 타설 후 (크리프, 건조수축의 영향 포함)

① 외측 거더

δ_{s2} = 27.30 − 52.35 + 19.31 + (3.80 − 2.40) x (27.30 − 52.35) = -40.80 mm (상 향)

② 내측 거더

δ_{s2} = 27.30 − 52.35 + 22.30 + (3.80 − 2.40) x (27.30 − 52.35) = -37.81 mm (상 향)

(6) 사용하중 작용시 (최종)

① 외측 거더

δ_{s3} = 27.30 − 0.84 x 52.35 + 19.31 + 7.84 + (3.80 − 2.40) x (27.30 − 52.35) + 2.40 x (27.30 − 0.84 x 52.35 + 19.31 + 7.84) + 6.64 = 7.44 mm (하 향)

② 내측 거더

δ_{s3} = 27.30 − 0.83 x 52.35 + 22.30 + 0.86 + (3.80 − 2.40) x (27.30 − 52.35) + 2.40 x (27.30 − 0.83 x 52.35 + 22.30 + 0.86) + 8.34 = -2.73 mm (상 향)

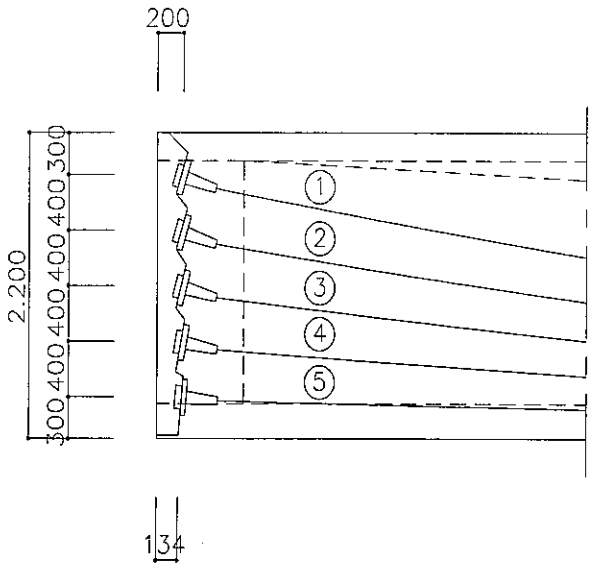
3. 정착부 검토

1) 설계조건

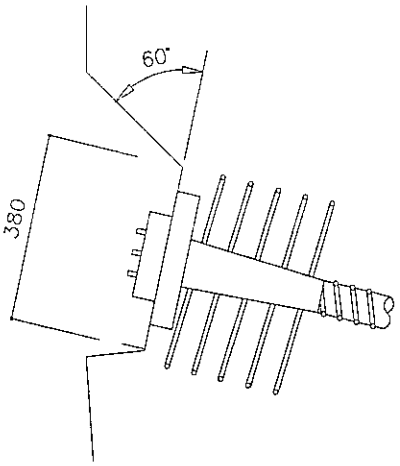
(1) 정착판 규격

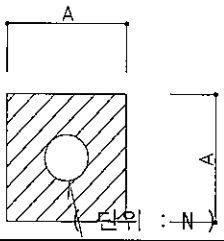
280.000 mm × 280.00 mm = 78400.00 mm^2 (☞ 도로공사 표준도)

(단부상세)



(앵커상세)





(단위 : N)

(2) 긴장력 (4. BEAM검토의 프리스트레스 계산 참조)

강선 번호	긴 장 력 (P_t)	초기 Prestress (P_i)	유효 Prestress (P_e) Ae(사선부분)
1	1611000.000	1385346.563	1161877.067
2	1572000.000	1351809.309	1133749.689
3	1537000.000	1321711.773	1108507.171
4	1497000.000	1287314.590	1079658.578
5	1457000.000	1252917.406	1050809.985
계	7674000.000	6599099.640	5534602.490
평 균	1534800.000	1319819.928	1106920.498

① 초기 Prestress(P_i) = 긴장력(P_t) × 즉시 손실률

즉시 손실률 = 1319819.93 / 1534800.00 = 85.99%

② 유효 Prestress(P_e) = 초기 Prestress(P_i) × 유효계수

유효계수 : η = 0.839 (내·외측 거더 중 큰 값 적용)

2) 지압응력 검토

(1) 강선 ①번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32 MPa)

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재 단부에 가장 크게 그렸을 때 그 도형의 면적

(= 400 mm × 400 mm = 160000 mm^2)

A_b : 정착판의 면적 (= 78400 mm^2)

f_{api} = 0.7 x 32 x √(160000 / 78400 - 0.20 = 30.392 MPa

∴ 30.39 MPa < 35.20 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bt} = P_t (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.541 mm^2

f_{bt} = 1611000.00 / 60728.54 = 26.528 MPa

∴ 26.53 MPa < 30.39 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b})} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40 MPa)

f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(160000 / 78400) = 28.571 MPa

∴ 28.57 MPa < 36.00 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bt} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.541 mm^2

f_{bt} = 1161877.07 / 60728.54 = 19.132 MPa

∴ 19.13 MPa < 28.57 MPa ∴ O.K

(2) 강선 ②번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32 MPa)

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재 단부에 가장 크게 그렸을 때 그 도형의 면적

(= 400 ㎜ × 400 ㎜ = 160000 ㎟)

A_b : 정착판의 면적 (= 78400 ㎟)

f_{api} = 0.70 x 32.00 x √(160000 / 78400 - 0.20 = 30.392 MPa

∴ 30.39 MPa < 35.20 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_t (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.541 ㎟

f_{b1} = 1572000.00 / 60728.54 = 25.886 MPa

∴ 25.89 MPa < 30.39 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b})} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40 MPa)

f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(160000 / 78400.00) = 28.57 MPa

∴ 28.57 MPa < 36.00 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.54 ㎟

f_{b1} = 1133749.69 / 60728.54 = 18.67 MPa

∴ 18.67 MPa < 28.57 MPa ∴ O.K

(3) 정착부의 파열력에 대한 보강 철근량 산정 (도.설 4.6.3.9)

$$T_{burst} = 0.25\Sigma P_u(1-a/h)+0.5P_u \sin\alpha$$

$$d_{burst} = 0.5(h-2e)+5e\sin\alpha$$

$$T_{spall} = 0.02\times P_u$$

여기서, T_{burst} : 정착부에서의 파열력

d_{burst} : 정착장치와 파열력의 도심 사이의 거리

T_{spall} : 할렬력 (할렬력은 전체 계수 긴장력의 2% 이상 취해야 한다)

a : 정착판의 일변길이 (㎜) (280 × 280)

P_u : 긴장재의 긴장력

h : 정착단면의 치수 (㎜)

α : 부재의 도심선에 대한 긴장력의 경사각

e : PS 강재의 도심의 편심량, 단면의 도심에 대한 정착장치 또는 정착장치 군의 편심 (항상 양의 값, ㎜)

※ 위 식을 적용하는 데 있어 만일 긴장재가 한 개 이상이라면 규정된 긴장 순서를 고려해야 한다.

① 정착부의 파열응력 검토 (높이 방향)

T_{burst} = 0.25 x 7674.00 x (1 - 1120.00 / 2200.00) +
0.50 x 1534.80 x sin 0.1115 = 1027.21 kN

d_{burst} = 0.50 x (2200.00 - 2 x 0.00) + 5 x 0.00
x sin 0.1115 = 1100.00 ㎜

$$e = \frac{2200}{2} - \frac{1\times 400.00 + 2\times 400.00 + 3\times 400.00 + 4\times 400.00 + 5\times 300.00}{5} = 0.00 \text{ ㎜}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.00 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{burst} / f_s = 1027210.76 / 180.00 = 5706.73 ㎟

∴ 보강철근은 단부로부터 1.100m 만큼 떨어진 구간내에 100㎜ 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 5706.73 / 198.60 = 28.70 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 21 ea - 12 layer = 50047.00 ㎟

$A_{s(req)}$ = 5707 ㎟ < USE. A_s = 50047 ㎟ O.K.

② 정착부의 파열응력 검토 (폭 방향)

T_{burst} = 0.25 x 1611.00 x (1 - 280.00 / 720.00) +

0.50 x 1534.80 x sin 0.1941 = 394.11 kN

d_{burst} = 0.50 x (720.00 - 2 x 0.00) + 5 x 0.00

x sin 0.1941 = 360.00 mm

e = 0.00 = 0.00 mm

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.00 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{burst} / f_s = 394112.58 / 180.00 = 2189.51 mm²

∴ 보강철근은 단부로부터 0.400m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 2189.51 / 198.60 = 11.00 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 4 ea - 5 layer = 3972.00 mm²

$A_{s(req)}$ = 2190 mm² < USE. A_s = 3972 mm² O.K.

(4) 도로교설계기준을 기초로한 정착부의 단부 할렬력에 대한 검토 (도.설 4.6.3.9 (6) ④ (아))

" 중심 간격이 단면 깊이의 0.4배 미만인 다중 정착구에서 할렬력은 어떠한 경우에도 할렬력을 전체 계수긴장력의 2%보다 작게 취해서는 안된다."

" 긴장재 전체의 도심이 단면의 핵 외부에 위치한다면 할렬력과 종방향 단부 인장력 둘 다 발생하게 된다."

① 단부 인장력에 대한 검토

e = 0.00 mm

y_c = h / 6 = 2200.00 / 6 = 366.67 mm

∴ e = 0.00 mm < y_c = 366.67 mm (단부 인장력이 발생하지 않는다)

② 할렬력에 대한 검토

T_{spall} = 0.02 x 7674.00 = 153.48 kN

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.00 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{spall} / f_s = 153480.00 / 180.00 = 852.67 mm²

D 16 사용시 필요갯수 n = 852.67 / 198.60 = 4.30 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 5 ea - 1 layer = 993.00 mm²

$A_{s(req)}$ = 853 mm² < USE. A_s = 993 mm² O.K.

상부 구조(오창방향)

목 차

1. 설계기준
  1.1. 교량제원
  1.2. 하중
  1.3. 사용재료
  1.4. 참고문헌
2. 설계단면
3. 바닥판의 설계
  3.1. 캔틸레버부
  3.2. 중앙부
  3.3. 슬래브판 단부
4. 가로보의 설계
  4.1. 단부 가로보
  4.2. 중앙부 가로보
  4.3. 중간지점부 가로보
5. 반력 산정(관용)
  5.1. 횡방향 하중분배(관용해석)
  5.2. 반력집계(관용해석)
5. 반력 산정(격자)
  5.1. DB하중 좌측편재하기준
  5.2. DB하중 우측편재하기준
  5.3. DL하중 좌측편재하기준
  5.4. DL하중 우측편재하기준
  5.5. 반력집계(격자해석)
6. 반력비교
  6.1. 관용해석
  6.2. 격자해석
  6.3. 최대반력비교
  6.4. 하부설계시 반력비교

1. 설계기준

1.1 교 량 제 원

1) 교 량 명 : 산수교 (SEG 1)

2) 교량등급 : 1 등교 (DB-24 및 DL-24 적용)

3) 교량형식 : PSC BEAM교

4) 교량연장 : 35.093 + 34.986 + 34.986 + 35.198 = 140.263 m

5) 교량폭원 : 12.625 m

6) 거더간격 : 2.550 m

7) 사 각 : 90.0 °

1.2 하 중

1) 고정하중 (☞ 도.설 2.1.2)

① 철근 콘크리트 : Wc_1 = 25.0 kN/㎥

② 무근 콘크리트 : Wc_2 = 23.5 kN/㎥

③ 포 장 : Wa = 23.5 kN/㎥

2) 활하중 (☞ 도.설 2.1.3)

① DB-24 - Pr = 96.0 kN

- Pf = 24.0 kN

② DL-24 - W! = 12.7 kN/m

- Pm = 108.0 kN

- Ps = 156.0 kN

③ 충격계수 : i = 15 / (40 + L) ≤ 0.3 (☞ 도.설 2.1.4)

1.3 사용재료

1) SLAB 콘크리트

① 설계 기준 강도 : f_{ck} = 27.0 MPa

② 허용 휨압축강도 : f_{ca} = 0.4 · f_{ck} = 11.0 MPa

③ 탄 성 계 수 : E_c = 27804 MPa

2) 철 근

① 항복 강도 : f_y = 400.0 MPa

② 탄성 계수 : E_s = 200000 MPa

1.4 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (☞ 도.설.기)

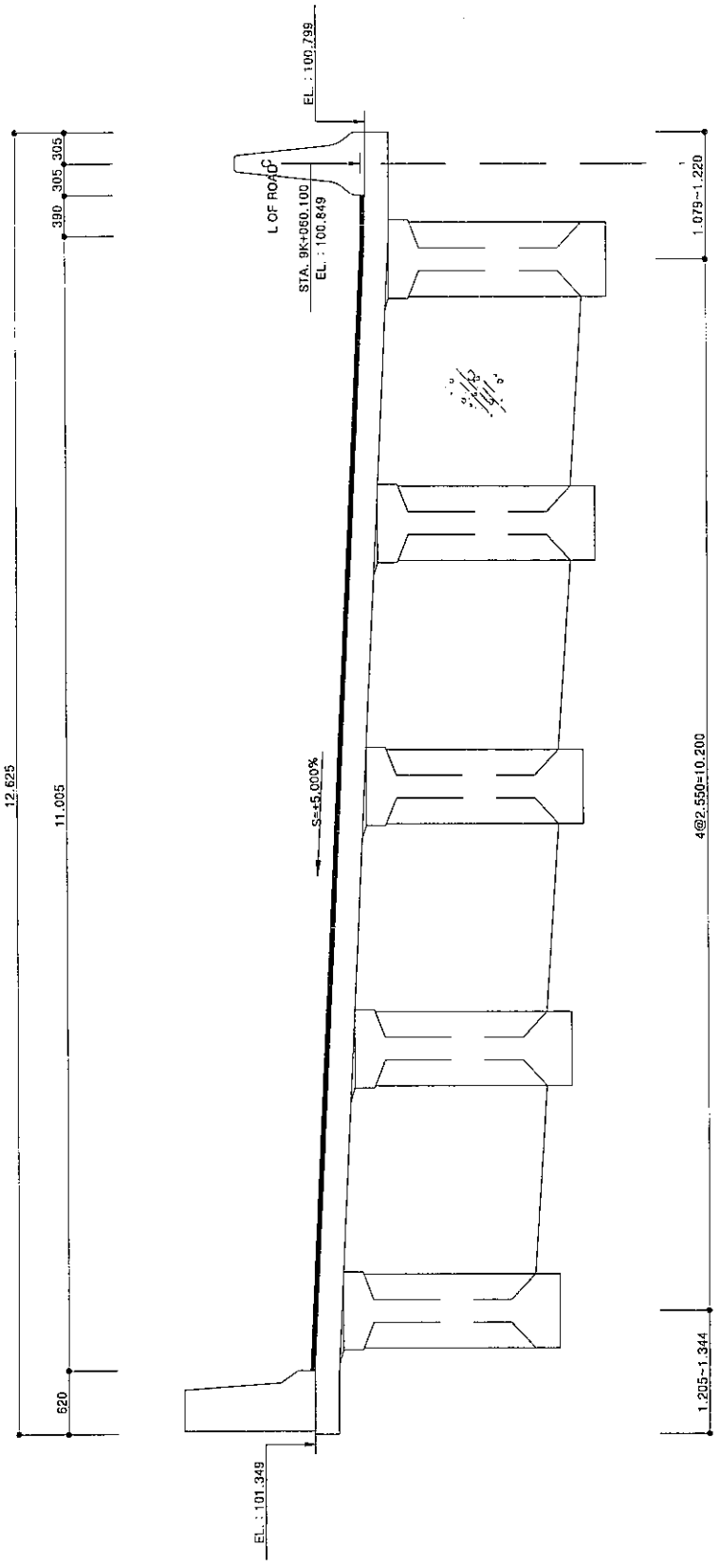
2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (☞ 도.설.해)

3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (☞ 콘.설)

4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (☞ 도.요)

5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (☞ 도.편)

2. 설계단면


EL. : 100.799
L OF ROAD
STA. 9K+050.100
EL. : 100.849
S=±5.000%
EL. : 101.349
12.625
11.005
305
305
390
620
1.079~1.220
4@2.550=10.200
1.205~1.344

3. 바닥판의 설계

* 바닥판의 유효지간장 산정 (☞ 도.설 4.7.3)

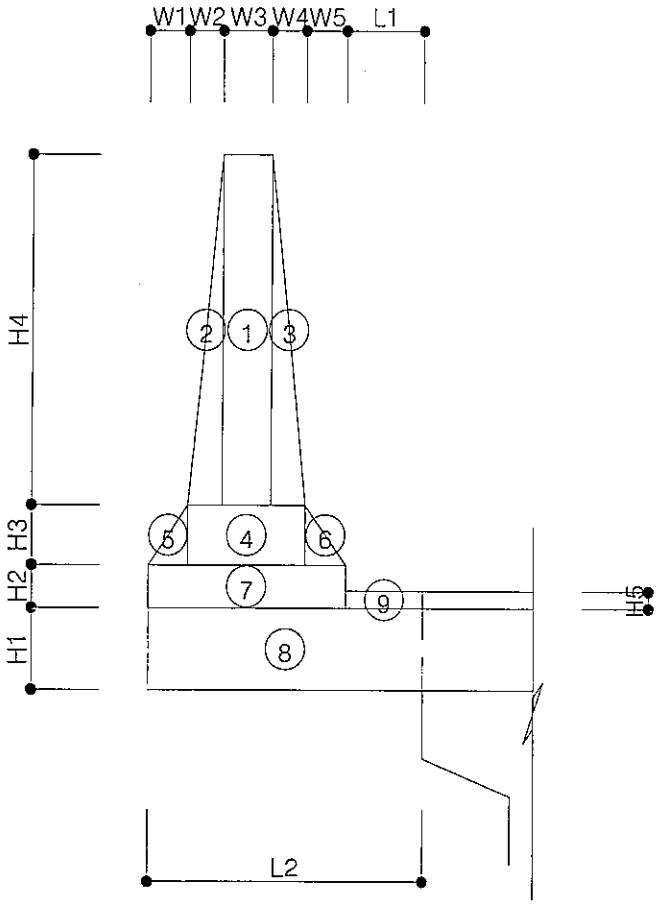
상부플렌지폭 / 바닥판두께 = 0.760 / 0.240 = 3.167 < 4 이므로,

바닥판 유효지간은 인접한 상부플랜지 끝단 사이의 순간격으로 산정한다.

3.1 캔틸레버부

3.1.1 좌측 캔틸레버부

(1) 설계단면



무근콘크리트 단위중량	23.500 kN/m³	H1 =	0.240 m	D1 =	0.000 m
콘크리트 단위중량	25.000 kN/m³	H2 =	0.125 m	W1 =	0.125 m
콘크리트 포면포장 단위중량 :	23.500 kN/m³	H3 =	0.175 m	W2 =	0.105 m
설계 속도	100.0 km/h	H4 =	1.020 m	W3 =	0.150 m
트럭의 1후륜하중 (Pr)	96.0 kN	H5 =	0.050 m	W4 =	0.105 m
곡선 반경(R)	1025.0 m			W5 =	0.125 m
				L1 =	0.239 m
				L2 =	0.849 m
				L3 =	0.910 m

가) 고정하중

NO.	작 용 하 중 (kN)		거리 (m)	모멘트(kN · m)
1	0.15 × 1.02 × 25	= 3.825	0.544	2.081
2	½ × 0.105 × 1.02 × 25	= 1.339	0.654	0.876
3	½ × 0.105 × 1.02 × 25	= 1.339	0.434	0.581
4	0.36 × 0.175 × 25	= 1.575	0.544	0.857
5	½ × 0.125 × 0.175 × 25	= 0.273	0.766	0.209
6	½ × 0.125 × 0.175 × 25	= 0.273	0.322	0.088
7	0.61 × 0.125 × 25	= 1.906	0.544	1.037
8	0.849 × 0.24 × 25	= 5.094	0.425	2.162
9	0.239 × 0.05 × 23.5	= 0.281	0.120	0.034
TOTAL		15.905		7.925

∴ Md = 7.925 kN · m

나) 차량 충돌 하중 (☞ 도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용시

H = (V / 60)² × 7500 + 2500

= (100.000 / 60)² × 7500 + 2500 = 23333.333 N/m = 23.333 kN/m

작용높이 h = 1.170 m

Mco = 23.333 × 1.170 = 27.300 kN · m/m

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10 kN/m 의 수평하중 재하시

작용높이 h = 1.440 m

Mco = 10.000 × 1.440 = 14.400 kN · m/m

곡선반경 R > 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값을 적용

Mco = 27.300 kN · m/m

다) 풍하중

Pw = 3.000 kN/m² × 1.270 m = 3.810 kN/m

Mw = 3.810 kN/m × 0.685 m = 2.610 kN · m/m

라) 하중 조합 (☞ 도.설 2.2.3.2)

① Mu1 = 1.3 Md

= 1.3 × 7.925 = 10.302 kN · m/m

② Mu2 = 1.3 Md + 1.3 Mco

= 1.3 × 7.925 + 1.3 × 27.3 = 45.792 kN · m/m

③ Mu3 = 1.3 Md + 0.65 Mw

= 1.3 × 7.925 + 0.65 × 2.61 = 11.998 kN · m/m

④ Mu4 = 1.2 Md + 1.2 Mw + 1.2 Mco

= 1.2 × 7.925 + 1.2 × 2.61 + 1.2 × 27.3 = 45.401 kN · m/m

⑤ Mu5 = 1.3 Md + 1.3 Mw

= 1.3 × 7.925 + 1.3 × 2.61 = 13.695 kN · m/m

∴ Mu = 45.792 kN · m/m

마) 캔틸레버판 단부설계 (☞ 도.설 4.7.6.4)

① 주철근량: 들보단부 이외의 켄틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.

② 배력철근량: 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판 상측에 배력철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.

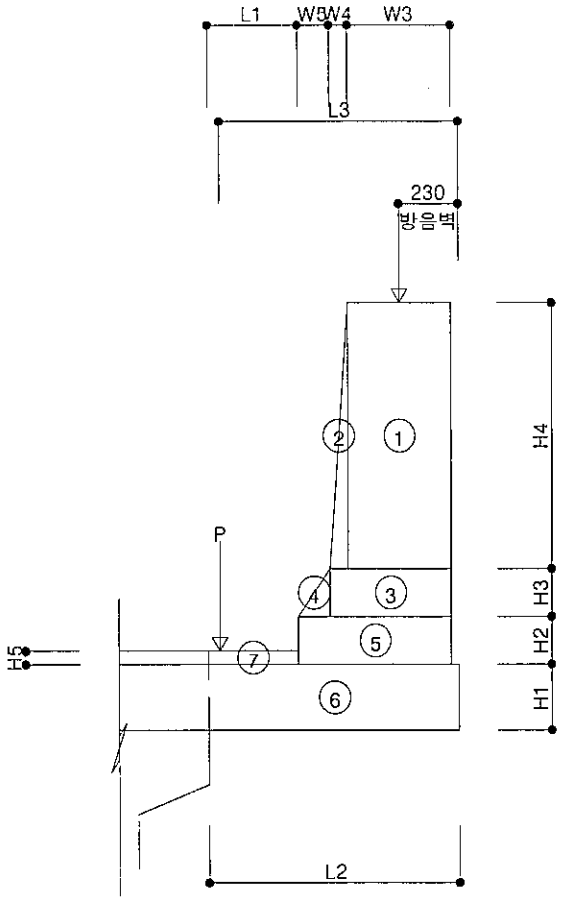
③ 배치범위: 도.설 4.7.6.4 캔틸레버 바닥판의 단부를 참조하여 배치범위로 적용한다.

바) 바닥판의 최소 두께 (☞ 도.설 3.6.1.5)

활하중이 없으므로 차도부 바닥판의 최소두께 220 mm이상을 사용한다. ⇒ 240 mm 사용 O.K

3.1.2 우측 캔틸레버부

(1) 설계단면



무근콘크리트 단위중량	23.500	kN/m³	H1 =	0.240	m	D1 =	0.000 m
콘크리트 단위중량	25.000	kN/m³	H2 =	0.175	m	W1 =	0.000 m
콘크리트 교면포장 단위중량 :	23.500	kN/m³	H3 =	0.175	m	W2 =	0.000 m
설계 속도	100.0	km/h	H4 =	0.970	m	W3 =	0.400 m
트럭의 1후륜하중 (Pr)	96.0	kN	H5 =	0.050	m	W4 =	0.070 m
곡선 반경(R)	1025.0	m				W5 =	0.120 m
방음벽높이	2.000	m				L1 =	0.344 m
						L2 =	0.964 m
						L3 =	0.920 m

가) 고정하중

NO.	작 용 하 중 (kN)		거리 (m)	모멘트(kN · m)
1	0.4 × 0.97 × 25	= 9.700	0.734	7.120
2	½ × 0.07 × 0.97 × 25	= 0.849	0.511	0.433
3	0.47 × 0.175 × 25	= 2.056	0.699	1.437
4	½ × 0.12 × 0.175 × 25	= 0.263	0.424	0.111
5	0.59 × 0.175 × 25	= 2.581	0.639	1.649
6	0.964 × 0.24 × 25	= 5.784	0.482	2.788
7	0.344 × 0.05 × 23.5	= 0.404	0.172	0.070
8	방음벽 : 교축방향 단위 길이당 자중	= 1.000	0.734	0.734
TOTAL		22.637		14.343

∴ Md = 14.343 kN · m

나) 활하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

윤하중 분포폭 (☞ 도.설 3.6.1.4)

E = 0.8 · X + 1.14 = 0.8 × 0.044 + 1.14 = 1.175 m 여기서, X = 0.044 m

충격계수 (☞ 도.설 2.1.4)

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.044) = 0.375 > 0.3 ∴ i = 0.3

Mi+i = Pr/E · X · (1 + i) = (96 / 1.175) × 0.044 × (1 + 0.3) = 4.673 kN · m/m

다) 차량 충돌 하중 (☞ 도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용시

H = (V / 60)² × 7500 + 2500

= (100.000 / 60)² × 7500 + 2500 = 23333.333 N/m = 23.333 kN/m

작용높이 h = 1.170 m

Mco = 23.333 × 1.170 = 27.300 kN · m/m

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10 kN/m 의 수평하중 재하시

작용높이 h = 1.440 m

Mco = 10.000 × 1.440 = 14.400 kN · m/m

곡선반경 R > 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값을 적용

Mco = 27.300 kN · m/m

라) 원심하중 - 교면상 1.8 M 높이에 작용하는 것으로 한다. (☞ 도.설 2.1.17)

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{100^2}{1025} (\%) = 7.70732 (\%)$$

Pcf = Pr / E × 7.707 / 100 = 6.296 kN/m

Mcf = 6.296 × 1.8 = 11.333 kN · m/m

마) 풍하중 (방음벽 높이 : 2 m)

Pw = 3.000 kN/m² × 1.950 m = 5.850 kN/m

Mw = 5.850 kN/m × 1.025 m = 5.996 kN · m/m

바) 하중 조합 (☞ 도.설 2.2.3.2)

① Mu1 = 1.3 Md + 2.15 Ml+i + 1.3 Mcf

= 1.3 × 14.343 + 2.15 × 4.673 + 1.3 × 11.333 = 43.424 kN · m/m

② Mu2 = 1.3 Md + 1.3 Ml+i + 1.3 Mcf + 1.3 Mco

= 1.3 × 14.343 + 1.3 × 4.673 + 1.3 × 11.333 + 1.3 × 27.= 74.942 kN · m/m

③ Mu3 = 1.3 Md + 1.3 Ml+i + 1.3 Mcf + 0.65 Mw

= 1.3 × 14.343 + 1.3 × 4.673 + 1.3 × 11.333 + 0.65 × 5.= 43.350 kN · m/m

④ Mu4 = 1.2 Md + 1.2 Mw + 1.2 Mco

= 1.2 × 14.343 + 1.2 × 5.996 + 1.2 × 27.3 = 57.167 kN · m/m

⑤ Mu5 = 1.3 Md + 1.3 Mw

= 1.3 × 14.343 + 1.3 × 5.996 = 26.441 kN · m/m

∴ Mu = 74.942 kN · m/m

사) 캔틸레버판 단부설계 (☞ 도.설 4.7.6.4)

① 주철근량: 돌보단부 이외의 켄틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.

② 배력철근량: 돌보단부 이외의 켄틸레버부 바닥판 상측에 배력철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.

③ 배치범위: 도.설 4.7.6.4 캔틸레버 바닥판의 단부를 참조하여 배치범위로 적용한다.

아) 바닥판의 최소 두께 (X ≤ 0.25인 경우) (☞ 도.설 3.6.1.5)

hmin = (280 · L + 180) ={(280 × 0.04399999999999 192 mm ⇒ 240 mm 사용 O.K

【 단철근보 : 좌측 캔틸레버부 】

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	240.0	180.0	60.0	45.8	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 993.000 x 400.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.307 mm, c = 17.307 / β1 = 17.307 / 0.85 = 20.361 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (180.00 - 20.361) / 20.361 = 0.02352

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 777.511 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 993.0 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.277]

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00552

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.307 mm

ΦMn = 0.85 x 993.000 x 400 x (180.00 - a/2) = 57.850 kN.m

≥ Mu (= 45.793 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.263]

【 배력철근 검토 : 좌측 캔틸레버부 】

* 단면적비 (수축.온도철근) : 『콘크리트 구조설계기준 5.7.2』

전체 단면적 대비 0.0020 이상

사용철근량 : 794.4 ㎟

H16 - CTC 250

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 240.0 = 480.0 ㎟

480.0 ㎟ < 794.4 ㎟ ∴ O.K

* 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 『도로교 설계기준 3.6.1.4 (4)』

백분율 = 120.0 / √(0.849) = 130.2 과 67.0 중 작은 값 이상

사용철근량 : 794.4 ㎟

H16 - CTC 250

필요철근량 : 777.5 x 0.670 = 520.9 ㎟ < 794.4 ㎟ ∴ O.K

【 균열검토 : 좌측 캔틸레버부 】

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 8.708 \times 1000000 / [993.000 \times (180.000 - 43.553/3)]$

$= 52.993$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x993.000/1000.0 + 7x993.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x180.0/(7x993.000)]}$

$= 43.553$ ㎜

사용철근량 = 993.0 ㎟ (철근도심 : 60.0 ㎜)

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 60.00 - 16/2 = 52.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 52.99) - 2.5 x 52.00 = 1356.05 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 52.99) = 1188.84 ㎜

Sa는 작은 값인 1188.84 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 5.0 EA = 200.00 ≤ Sa (= 1188.84 ㎜) ∴ O.K

【 단부 설계 : 좌측 캔틸레버부 】

철근 콘크리트 바닥판의경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.849m 이상 배치한다.

- 주철근

As req = 777.511 x 2 = 1555.022 mm²

As use = 1986.000 mm²

H16 - CTC 100.0 = 1986.0 mm²

[사용률 = 1.277] ∴ O.K

- 배력철근

As req = 520.932 x 2 = 1041.865 mm²

As use : 1588.8 mm²

H16 - CTC 125.0 = 1588.8 mm²

[사용률 = 1.525] ∴ O.K

【 처짐검토 : 좌측 캔틸레버부 】

처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소 두께 「콘크리트 구조설계기준 4.3.1 (1)」

t min = L / 10 = 849.0 / 10 = 84.9 mm

t min = 84.9 mm ≤ h = 240.0 mm ∴ O.K

∴ 별도의 처짐검토는 필요 없음.

【 단철근보 : 우측 캔틸레버부 】

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	240.0	180.0	60.0	74.9	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1432.500 x 400.00 = 573000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 24.967 mm, c = 24.967 / β1 = 24.967 / 0.85 = 29.373 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (180.00 - 29.373) / 29.373 = 0.01538

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1307.279 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1432.5 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.096]

1단 : H19 - 5.0 EA (= 1432.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00796

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 24.967 mm

ΦMn = 0.85 x 1432.500 x 400 x (180.00 - a/2) = 81.589 kN.m

≥ Mu (= 74.942 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.089]

【 배력철근 검토 : 우측 캔틸레버부 】

* 단면적비 (수축.온도철근) : 『콘크리트 구조설계기준 5.7.2』

전체 단면적 대비 0.0020 이상

사용철근량 : 1146.0 ㎟

H19 - CTC 250

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 240.0 = 480.0 ㎟

480.0 ㎟ < 1146.0 ㎟ ∴ O.K

* 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 『도로교 설계기준 3.6.1.4 (4)』

백분율 = 120.0 / √(0.964) = 122.2 과 67.0 중 작은 값 이상

사용철근량 : 1146.0 ㎟

H19 - CTC 250

필요철근량 : 1307.3 x 0.670 = 875.9 ㎟ < 1146.0 ㎟ ∴ O.K

【 균열검토 : 우측 캔틸레버부 】

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 32.146 \times 1000000 / [1432.500 \times (180.000 - 50.886/3)]$

$= 137.641$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x1432.500/1000.0 + 7x1432.500/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x180.0/(7x1432.500)]}$

$= 50.886$ ㎜

사용철근량 = 1432.5 ㎟ (철근도심 : 60.0 ㎜)

1단 : H19 - 5.0 EA (= 1432.5 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 60.00 - 19/2 = 50.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 137.64) - 2.5 x 50.50 = 445.89 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 137.64) = 457.71 ㎜

Sa는 작은 값인 445.89 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 5.0 EA = 200.00 ≤ Sa (= 445.89 ㎜) ∴ O.K

【 단부 설계 : 우측 캔틸레버부 】

철근 콘크리트 바닥판의경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.964m 이상 배치한다.

- 주철근

As req = 1307.279 x 2 = 2614.558 mm^2

As use = 2865.000 mm^2

H19 - CTC 100.0 = 2865.0 mm^2

[사용률 = 1.096] ∴ O.K

- 배력철근

As req = 875.877 x 2 = 1751.754 mm^2

As use : 2292.0 mm^2

H19 - CTC 125.0 = 2292.0 mm^2

[사용률 = 1.308] ∴ O.K

【 처짐검토 : 우측 캔틸레버부 】

처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소 두께 『콘크리트 구조설계기준 4.3.1 (1)』

t min = L / 10 = 964.0 / 10 = 96.4 mm

t min = 96.4 mm ≤ h = 240.0 mm ∴ O.K

∴ 별도의 처짐검토는 필요 없음.

【 경험적설계조건 : 중앙부 】

바닥판 두께 : 240 ㎜ 유효지간 : 1790 ㎜ 철근덮개(상면) : 60 ㎜ 철근덮개(하면) : 40 ㎜

① 지지부재 : PSC 거더

② 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 함.

③ 주거더 플랜지부의 헌치와 같이 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 일정함.

④ 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하

6 < 1.790 / 0.240 = 7.458 < 15 ---> O.K

⑤ 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150 ㎜ 이상

8.000 + 140.000 + 8.000 = 156.000 > 150 ---> O.K

⑥ 유효지간이 표준차선폭 3.6m 이하

1.790 < 3.6 ---> O.K

⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호덮개층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240 ㎜

⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성이 된 경우

▷ 좌측 캔틸레버 길이 (방호책 있음) : 1.229 ≥ 0.240 × 3 = 0.720 ---> O.K

▷ 우측 캔틸레버 길이 (방호책 있음) : 1.229 ≥ 0.240 × 3 = 0.720 ---> O.K

⑨ 콘크리트의 28일 압축강도는 27 Mpa 이상

⑩ 철근 콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동

【 경험적설계법 : 중앙부 】

1) 철근배근량

① 지간방향 :

상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.4% 이상

② 지간방향에 직각방향 :

상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

2) 사용철근량

① 일반부 주철근

상면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 ㎟		
	사용철근량	: H16	@	400	=	496.500 ㎟	(1 Cycle)	
		H16	@	400	=	496.500 ㎟	(2 Cycle)	
				합계		993.000 ㎟	=> O.K	
하면철근	필요철근량	: 240000	×	0.4%	=	960.000 ㎟		
	사용철근량	: H16	@	400	=	496.500 ㎟	(1 Cycle)	
		H16	@	400	=	496.500 ㎟	(2 Cycle)	
				합계		993.000 ㎟	=> O.K	

② 일반부 배력철근

상면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 ㎟	
	사용철근량	: H16	@	250	=	794.400 ㎟	=> O.K
하면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 ㎟	
	사용철근량	: H16	@	250	=	794.400 ㎟	=> O.K

③ 단부 주철근

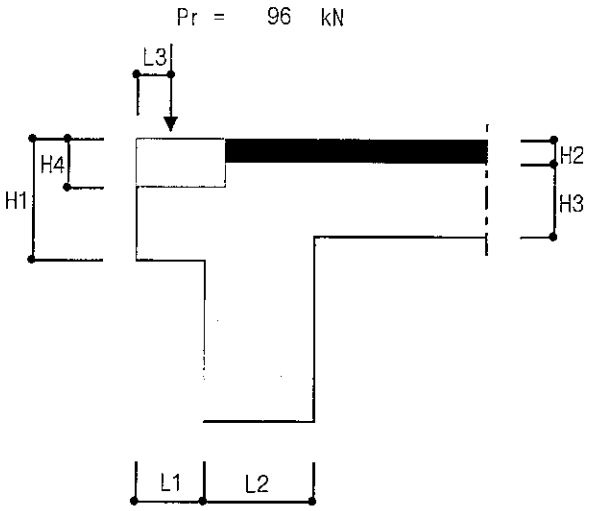
	필요철근량	: 960	×	1배	=	960.000 ㎟	
	사용철근량	: H16	@	400	=	496.500 ㎟	(1 Cycle)
		H16	@	400	=	496.500 ㎟	(2 Cycle)
				합계		993.000 ㎟	=> O.K

④ 단부 배력철근

	필요철근량	: 720	×	1배	=	720.000 ㎟	
	사용철근량	: H16	@	250	=	794.400 ㎟	=> O.K

3.3 슬래브판 단부

1) 설계단면 (☞ 도.설.기 4.7.3)



H1 = 490 mm L1 = 363 mm
H2 = 50 mm L2 = 400 mm
H3 = 240 mm L3 = 100 mm
H4 = 150 mm

2) 하중계산

① 고정하중

P_d = L1 × H1 × Wc = 0.363 × 0.490 × 25.0 = 4.450 kN/m

M_d = P_d × L1 / 2 = 4.450 × 0.363 / 2 = 0.810 kN · m

② 활하중

- 충격계수 i = 15 / (40 + L) (☞ 도.설.기 2.1.4)

= 15 / (40 + 0.263) = 0.373 ≥ 0.300 ∴ i = 0.300

- 차량하중 분포폭 (주철근의 방향이 차량 진행방향인 경우) (☞ 도.설.기 4.7.5.2)

E = 0.350 X + 0.980

0.350 × 0.263 + 0.980 = 1.072 m < 2.100 m ∴ E = 1.072 m

$$M = \frac{P}{E} X = \frac{96 \times (1 + 0.300)}{1.072} \times 0.263 = 30.618 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③ 모멘트 요약 정리

구 분	고 정 하 중	활 하 중	비 고
M (kN · m)	0.810	30.618	
V (kN)	4.450	116.418	

3) 하중조합

① 사용하중 및 계수하중

구 분	고 정 하 중	활 하 중	비 고
Case 1	1.00	1.00	사용하중 조합
	1.30	2.15	계수하중 조합

② 하중조합 결과

구 분	사용하중 조합	계수하중 조합	비 고
M (kN · m)	31.428	66.882	
V (kN)	120.868	256.084	

4) 단면검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	340.0	280.0	60.0	66.9	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1324.000 x 400.00 = 529600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 23.076 mm, c = 23.076 / β1 = 23.076 / 0.85 = 27.149 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (280.00 - 27.149) / 27.149 = 0.02794

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 718.534 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.843]

1단 : H16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00473

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

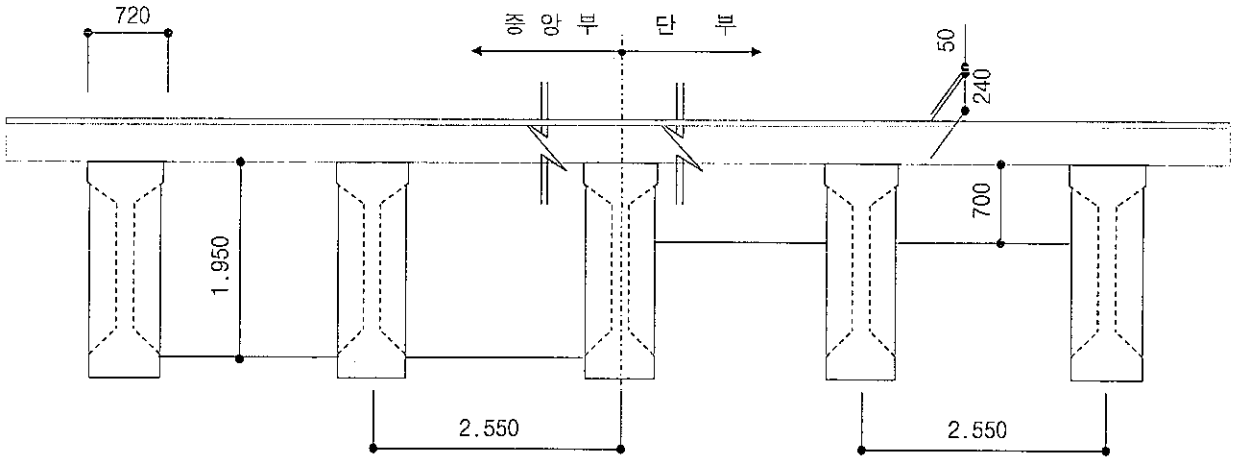
* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.076 mm

ΦMn = 0.85 x 1324.000 x 400 x (280.00 - a/2) = 120.851 kN.m

≥ Mu (= 66.875 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.807]

4. 가로보의 설계



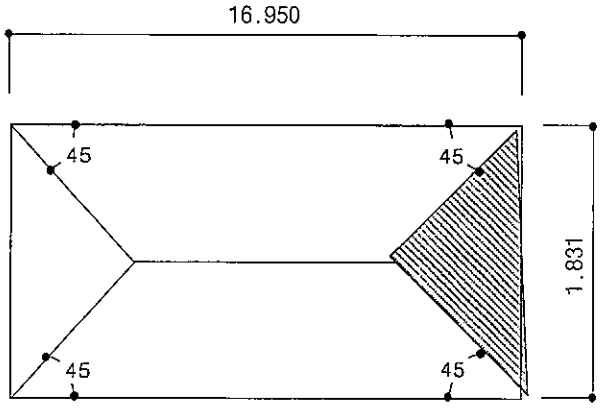
4.1 단부 가로보

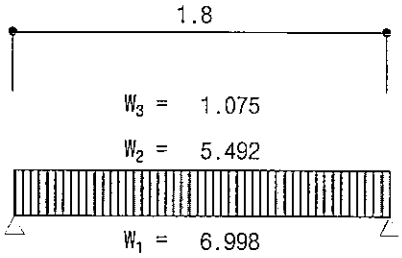
1) 가로보제원

가로보높이 :	0.70	m	주 Beam 간 격 :	2.550	m			
가로보 폭 :	0.40	m	가로보 순지간 :	2.550	− 0.720	=	1.830	m
교량 사각 :	88.63	°	가로보 사지간 :	1.830	÷ SIN (88.63)	=	1.831	m

2)작용하중

(1)고정하중





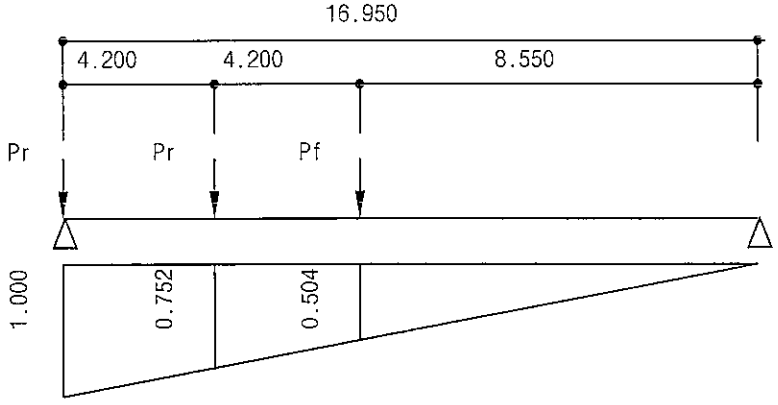
가로보 폭:	0.400	× SIN (88.63)				=	0.400	m
가로보자중:	0.400	× 0.700	× 25.00			=	6.998	kN/m
슬라브자중:	0.240	× 0.915	× 25.00			=	5.492	kN/m
포장 자중:	0.050	× 0.915	× 23.50			=	1.075	kN/m

작용 단면력

V_d	= 13.565	× 1.831	/ 2			=	12.416	kN
M_d	= 13.565	× 1.831	^{2}	/ 8		=	5.682	kN · m

(2)활 하 중

① DB-24 하중



Pf = 24.000 kN

Pr = 96.000 kN

충격계수

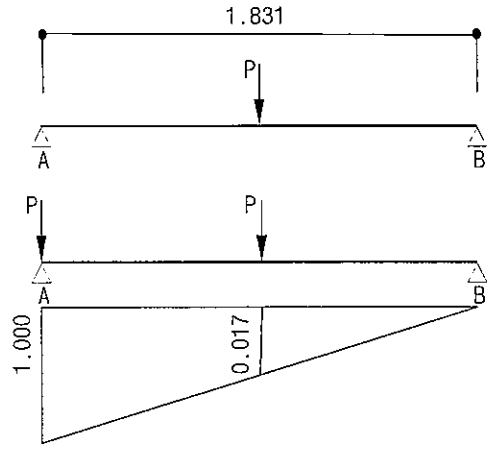
$$i = \frac{15}{40 + 16.95} = 0.263 < 0.300$$

$$P_{(L+i)} = \{ 96.000 \times (1.000 + 0.752) + 24.000 \times 0.504 \} \times 1.263 = 227.813 \text{ kN}$$

② 작용 단면적

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 모멘트 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 전단력 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 2 ea



$$M_L = \frac{227.813 \times 1.831}{4} = 104.254 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_L = 227.813 \times 1.017 = 231.611 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
M	kN · m	5.682	104.254
V	kN	12.416	231.611

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3 M_d + 2.15 M_L = 1.300 \times 5.682 + 2.150 \times 104.254 = 231.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$Vu = 1.3\ V_d + 2.15\ V_L = 1.300 \times 12.416 + 2.150 \times 231.611 = 514.104$ kN

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 231.532 kN·m

b = 400 mm h = 940 mm

d' = 40 mm d = 900 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) = 0.0327\ As$

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) = -4.1667\ As^2 + 229{,}500\ As$

$= 231{,}532{,}000$

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 1,028.04 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25\sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 1,558.85 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 1,680.00 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,370.72 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.10 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.0042 ≤ Pmax = 0.75 Pb = 0.0325 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 450 mm > c = a/0.85 = 58.443 mm

Max. a = 0.85 ×c = 382.500 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 49.676 mm

jd = d − a/2 = 875.162 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 339.235 kN·m ≥ Mu = 231.532 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa) (☞ 도.설 4.4.6.9, 콘.설 7.8.2)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산

ln / d = 1.83 ÷ 0.90 = 2.03 ≤ 5.00 O.K

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot \sqrt{(fck)}/3 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times 2.00 \times \sqrt{\ 27.00\ } / 3.00 \times 400.00 \times 900.00 \times 10^{-3}$

$= 997.661 \text{ kN} \geq Su = 514.104 \text{ kN}$ O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times \sqrt{27.00} / 6.00 \times 400.00 \times 900.00 \times 10^{-3}$

$= 249.415 \text{ kN} < Su = 514.104 \text{ kN}$ 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$Sv = 150.00 \text{ mm} \leq d/5 = 180.00 \text{ mm}$ or 300.00 mm O.K

$Av = 253.40 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \cdot bo \cdot Sv = 150.00 \text{ mm}^2$ O.K

(D 13 × 2 ea)

- 수평 전단철근

$Sh = 150.00 \text{ mm} \leq d/5 = 180.00 \text{ mm}$ or 300.00 mm O.K

$Ah = 397.20 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \cdot bo \cdot Sh = 90.00 \text{ mm}^2$ O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{253.40}{150.00} \left(\frac{2.03}{12.00} \right) + \frac{397.20}{150.00} \left(\frac{2.03}{12.00} \right) \right] \times 300.00 \times 900.00$$

$= 519.613 \text{ kN}$

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

$= 249.415 + 519.613 = 769.028 \text{ kN} < 997.661 \text{ kN}$

$\therefore \Phi \cdot Vn = 769.028 \geq Vu = 514.104 \text{ kN}$ O.K.

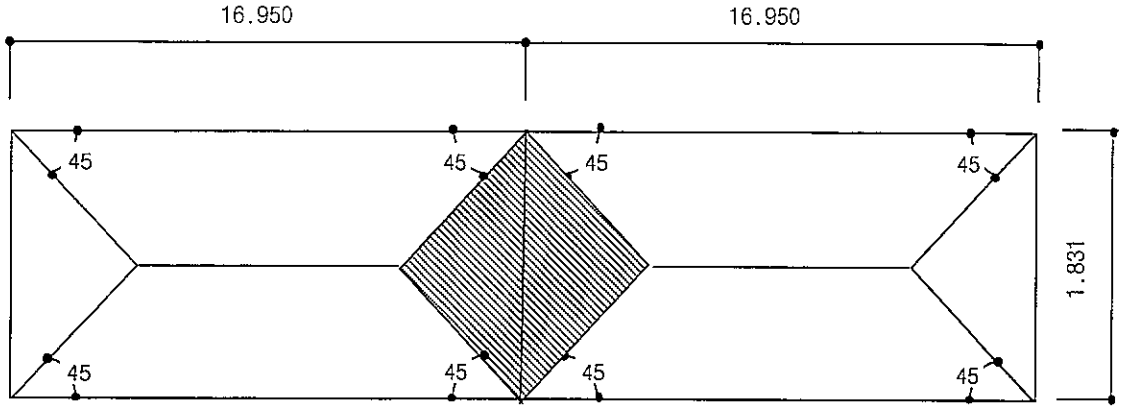
4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

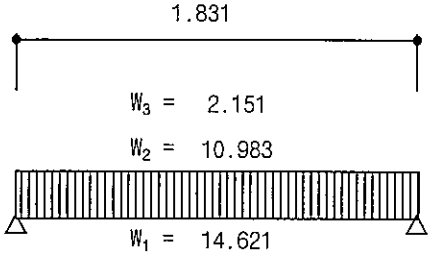
가로보높이 :	1.95	m	주 Beam 간 격 :	2.550	m			
가로보 폭 :	0.30	m	가로보 순지간 :	2.550	−	0.720	=	1.830 m
교량사각 :	88.63	°	가로보 사지간 :	1.830	÷ SIN (88.63)		=	1.831 m

2)작용하중

(1)고정하중



가로보 폭:	0.300	× SIN (88.63)					=	0.300 m
가로보자중:	0.300	× 1.950	× 25.00				=	14.621 kN/m
슬라브자중:	0.240	× 1.831	× 25.00				=	10.983 kN/m
포장 자중:	0.050	× 1.831	× 23.50				=	2.151 kN/m

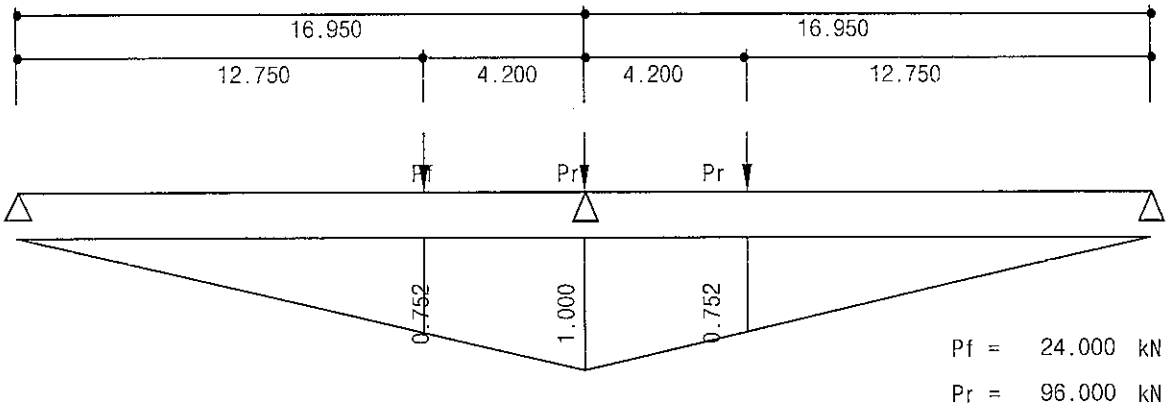


작용 단면력

V_d	= 27.755	× 1.831	/ 2				=	25.403 kN
M_d	= 27.755	× 1.831^2	/ 8				=	11.625 kN · m

(2)활 하 중

① DB-24 하중



Pf = 24.000 kN

Pr = 96.000 kN

충격계수

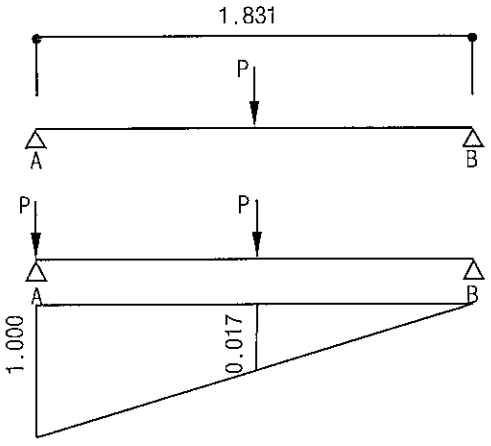
$$i = \frac{15}{40 + 16.950} = 0.263 < 0.300$$

$$P_{(L+I)} = \{ 96.000 \times (0.752 + 1.000) + 24.000 \times 0.752 \} \times 1.263 = 235.326 \text{ kN}$$

② 작용 단면적

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 모멘트 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 전단력 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 2 ea



$$M_L = \frac{235.326 \times 1.831}{4} = 107.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_L = 235.326 \times 1.017 = 239.250 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	11.625	107.692
Vu	kN	25.403	239.250

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.30 \times 11.625 + 2.15 \times 107.692 = 246.651$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.30 \times 25.403 + 2.15 \times 239.250 = 547.410$ kN

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 246.651 kN·m

b = 300 mm h = 2190 mm

d' = 40 mm d = 2150 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.0436 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-5.5556\ As^2 + 548{,}250\ As$

$= 246{,}651{,}000$

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 451.958 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d =$ 2792.932 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 3010.000 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 602.610 이상이어야 한다.

사용철근 D 22 × 3 EA = 1161.30 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.0018 ≤ Pmax = 0.75 Pb = 0.0325 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600/(600 + fy) \times d =$ 1075.00 mm > $c = a/0.85 =$ 59.53 mm

Max. $a = 0.85 \times c$ = 913.75 mm > $a = fy\ As/(0.85\ fck\ b) =$ 50.601 mm

$jd = d - a/2$ = 2124.70 mm

$C = 0.85\ fck\ a\ b$ = 348.39 kN , $T = fy\ As$ = 348.39 kN

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd =$ 629.19 kN·m ≥ Mu = 246.65 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa) (☞ 도.설 4.4.6.9, 콘.설 7.8.2)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산

ln / d = 1.83 ÷ 2.15 = 0.85 ≤ 5.00 O.K

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot \sqrt{(fck)}/3 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times 2.00 \times \sqrt{\ 27.00\ } / 3.00 \times 300.00 \times 2150.00 \times 10^{-3}$

= 1787.48 kN ≥ Su = 547.41 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times \sqrt{27.00} / 6.00 \times 300.00 \times 2150.00 \times 10^{-3}$

$= 446.87$ kN $<$ Su $= 547.41$ kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200.00 mm ≤ d/5 = 430.00 mm or 300.00 mm 0.K

Av = 397.20 mm^2 ≥ $0.0025 \cdot bo \cdot Sv$ = 150.00 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 300.00 mm ≤ d/5 = 430.00 mm or 300.00 mm 0.K

Ah = 4645.20 mm^2 ≥ $0.0015 \cdot bo \cdot Sh$ = 135.00 mm^2 0.K

(D 22 × 12 ea)

- 전단철근의 전단강도

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{0.85}{12} \right) + \frac{4645.20}{300} \left(\frac{0.85}{12} \right) \right] \times 300.00 \times 2150.00$$

$= 6915.40$ kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

$= 446.869 + 6915.398 = 7362.267$ kN > 1787.476 kN

$\therefore \Phi \cdot Vn = 1787.476 \geq Vu = 547.410$ kN 0.K.

4.3 중간지점부 가로보

1) 가로보제원

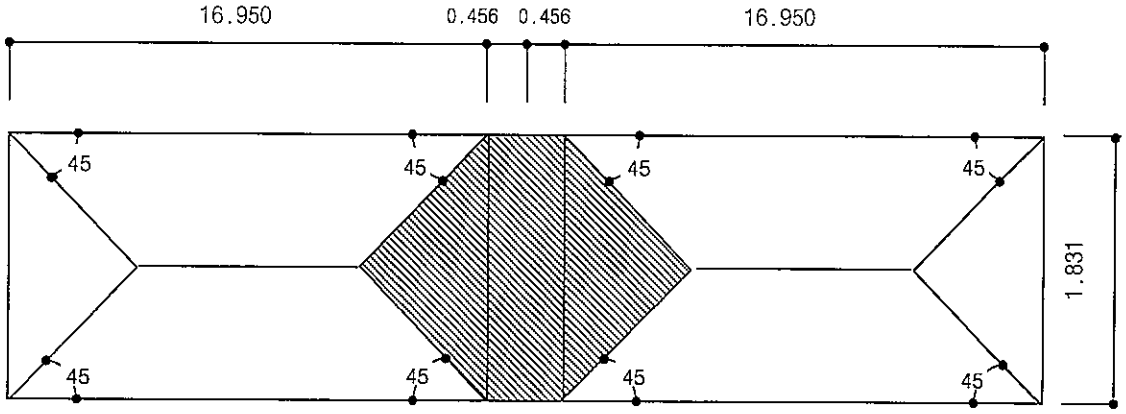
가로보높이 : 1.95 m 주 Beam 간 격 : 2.550 m

가로보 폭 : 0.91 m 가로보 순지간 : 2.550 -- 0.720 = 1.830 m

교량사각 : 88.63 ° 가로보 사지간 : 1.830 ÷ SIN (88.63) = 1.831 m

2)작용하중

(1)고정하중

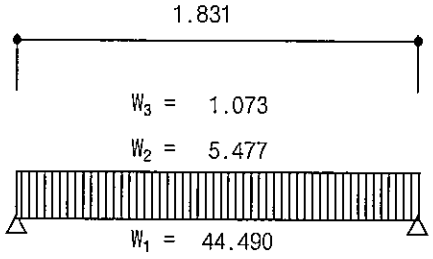


가로보 폭: 0.913 × SIN (88.63) = 0.913 m

가로보자중: 0.913 × 1.950 × 25.00 = 44.490 kN/m

슬라브자중: 0.240 × 0.913 × 25.00 = 5.477 kN/m

포장 자중: 0.050 × 0.913 × 23.50 = 1.073 kN/m



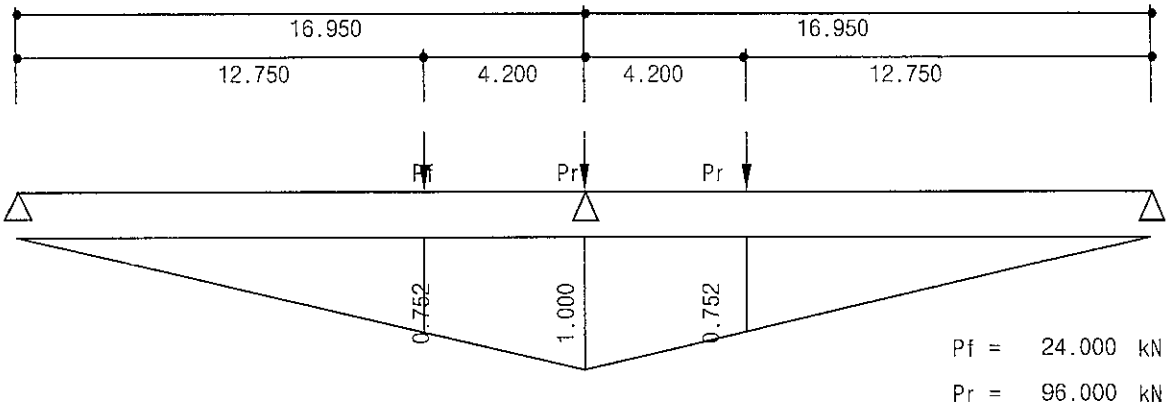
작용 단면력

V_d = 51.040 × 1.831 / 2 = 46.715 kN

M_d = 51.040 × 1.831 ^{2} / 8 = 21.378 kN · m

(2)활 하 중

① DB-24 하중



Pf = 24.000 kN

Pr = 96.000 kN

충격계수

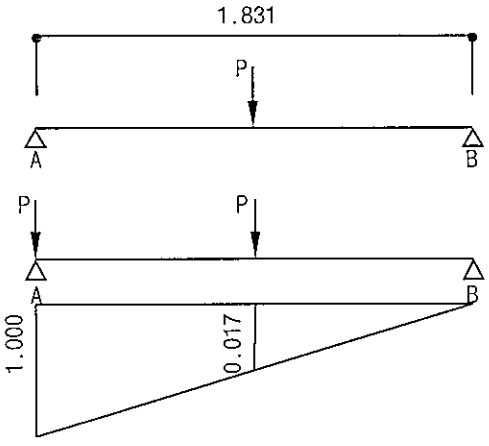
$$i = \frac{15}{40 + 16.950} = 0.263 < 0.300$$

$$P_{(L+I)} = \{ 96.000 \times (0.752 + 1.000) + 24.000 \times 0.752 \} \times 1.263 = 235.326 \text{ kN}$$

② 작용 단면적

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 모멘트 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 전단력 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 2 ea



$$M_L = \frac{235.326 \times 1.831}{4} = 107.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_L = 235.326 \times 1.017 = 239.250 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	21.378	107.692
Vu	kN	46.715	239.250

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.30 \times 21.378 + 2.15 \times 107.692 = 259.330$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.30 \times 46.715 + 2.15 \times 239.250 = 575.116$ kN

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 259.33 kN·m

b = 913 mm h = 2190 mm

d' = 40 mm d = 2150 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.0143 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ -1.8257 As^2 + 548250 As

= 259330000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 473.762 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d =$ 8498.668 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 9159.189 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 631.682 이상이어야 한다.

사용철근 D 22 × 3 EA = 1161.30 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.0006 ≤ Pmax = 0.75 Pb = 0.0325 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1075.00 mm > c = a/0.85 = 19.56 mm

Max. a = 0.85 ×c = 913.75 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 16.63 mm

jd = d - a/2 = 2141.69 mm

C = 0.85 fck a b = 348.39 kN , T = fy As = 348.39 kN

ΦMn = Φfy As jd = 634.22 kN·m ≥ Mu = 259.33 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa) (☞ 도.설 4.4.6.9, 콘.설 7.8.2)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산

ln / d = 1.83 ÷ 2.15 = 0.85 ≤ 5.00 O.K

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot \sqrt{(fck)}/3 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times 2.00 \times \sqrt{27.00} / 3.00 \times 912.88 \times 2150.00 \times 10^{-3}$

= 5439.148 kN ≥ Su = 575.12 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.80 \times \sqrt{27.00} / 6.00 \times 912.88 \times 2150.00 \times 10^{-3}$

$= 1359.787$ kN $\geq$ Su $=$ 575.116 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200.00 mm $\leq$ d/5 = 430.00 mm or 300.00 mm O.K

Av = 2026.80 mm² $\geq$ 0.0025 · bo · Sv = 456.44 mm² O.K

(D 25 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200.00 mm $\leq$ d/5 = 430.00 mm or 300.00 mm O.K

Ah = 9120.60 mm² $\geq$ 0.0015 · bo · Sh = 273.86 mm² O.K

(D 25 × 18 ea)

- 전단철근의 전단강도

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + In/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - In/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{2026.80}{200} \left(\frac{0.85}{12} \right) + \frac{9120.60}{200} \left(\frac{0.85}{12} \right) \right] \times 300.00 \times 2150.00$$

$= 20708.064$ kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

$= 1359.79 + 20708.06 = 22067.85$ kN > 5439.15 kN

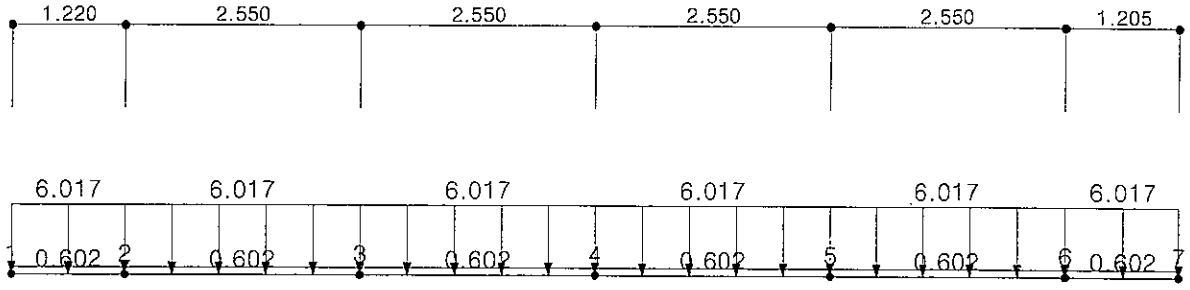
$\therefore \Phi \cdot Vn = 5439.15 \geq Vu = 575.12$ kN O.K.

5. 반력 산정

5.1 횡방향 하중분배 (관용해석)

5.1.1 횡방향 하중분배

1) 합성전 고정하중

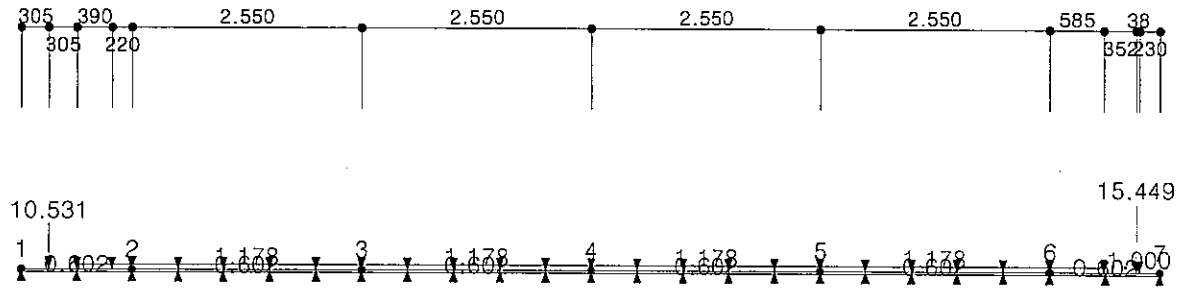


슬래브자중 W = 0.240 × 25.000 kN/m³ × 35.000 / 34.900 = 6.017 kN/m²

슬래브 거푸집 중량 : 슬래브 중량의 10% 정도로 추정하여 추가 적용함

슬래브자중 Ws = 6.017 × 0.100 = 0.602 kN/m²

2) 합성후 고정하중



콘크리트 교면포장	Wm =	0.050	×	23.500	kN/m³ ×	35.000 /	34.900 =	1.178	kN/m²
거푸집 중량	W =	-0.602					=	-0.602	kN/m²
방호벽 자중	P1 =	10.531					=	10.531	kN/m
	P2 =	15.449					=	15.449	kN/m
방음벽 자중	P1 =	1.000					=	1.000	kN/m

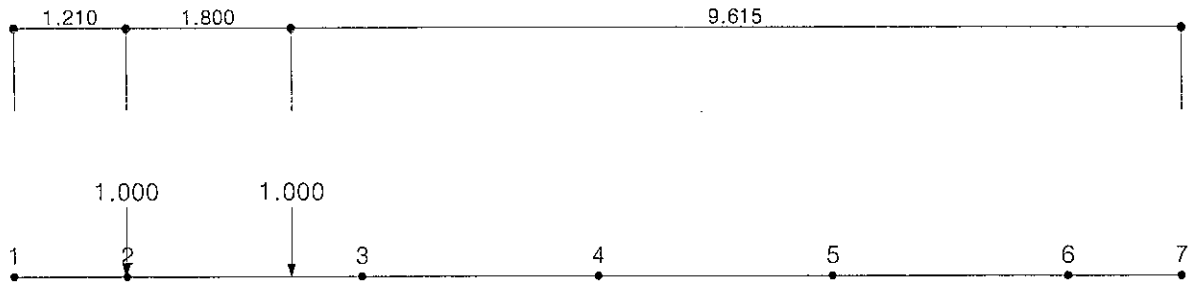
3) 활하중

연석간의 교폭 Wc = 11.395 m

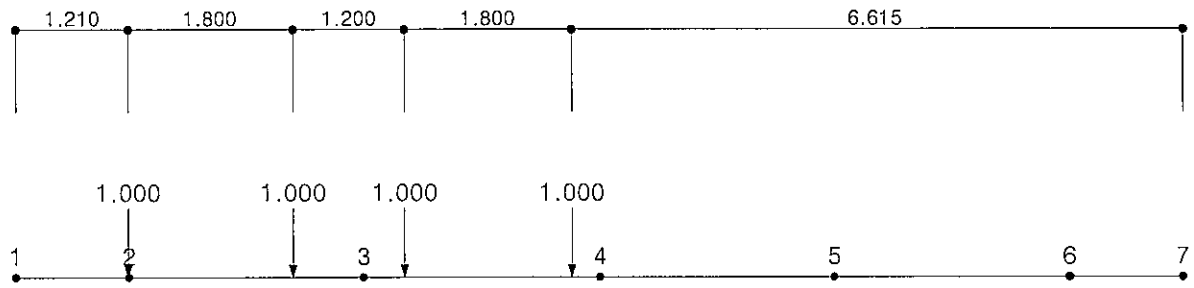
∴ 설계 차로수 N = 3 (☞ 도.설 2.1.3)

설계 차로폭 W = Wc / N = 11.395 / 3 = 3.798 m > 3.6 m ⇒ W = 3.6 m

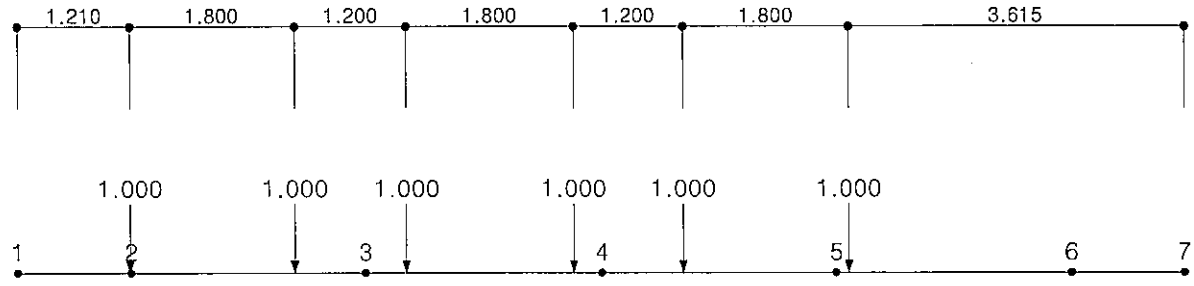
< 활하중 : DB(좌측기준) (1차선) >



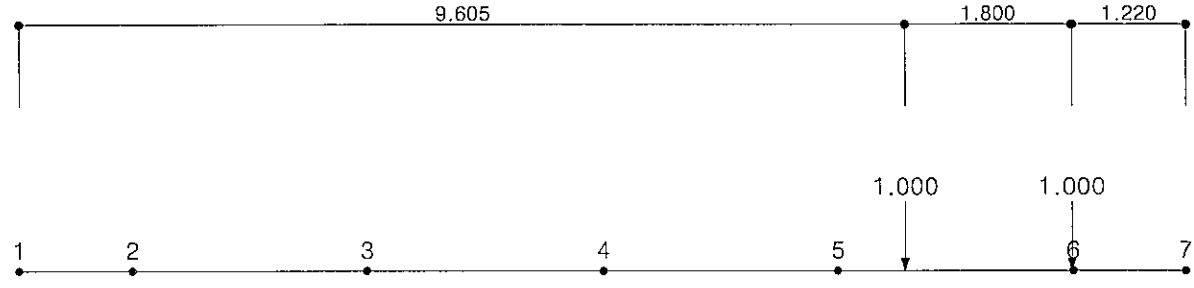
< 활하중 : DB(좌측기준) (2차선) >



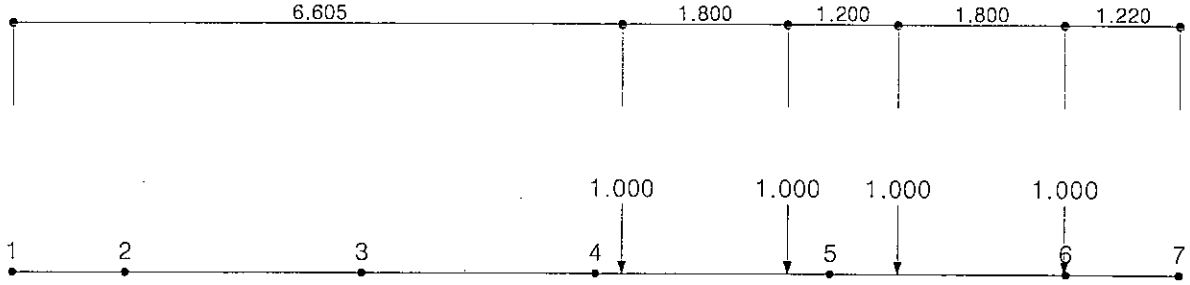
< 활하중 : DB(좌측기준) (3차선) >



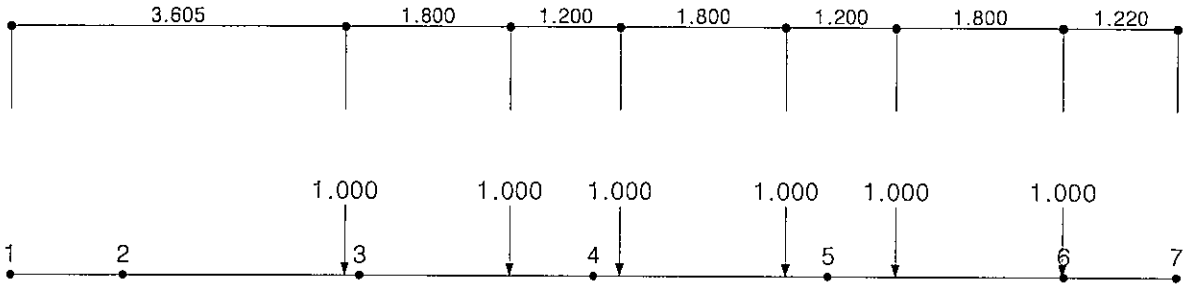
< 활하중 : DB(우측기준) (1차선) >



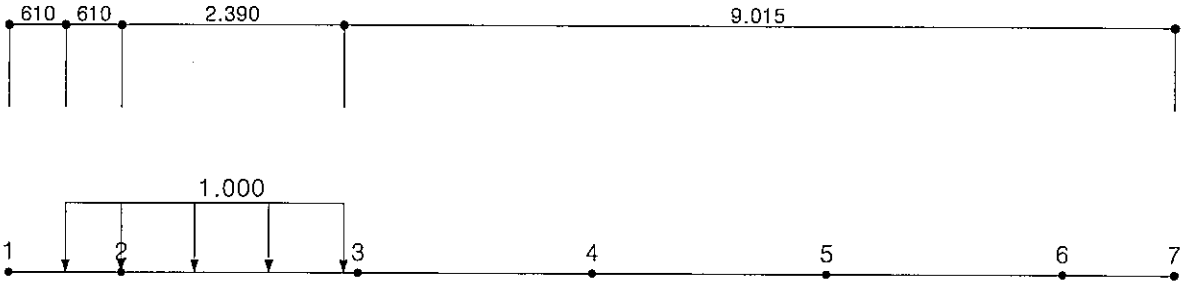
< 활하중 : DB(우측기준) (2차선) >



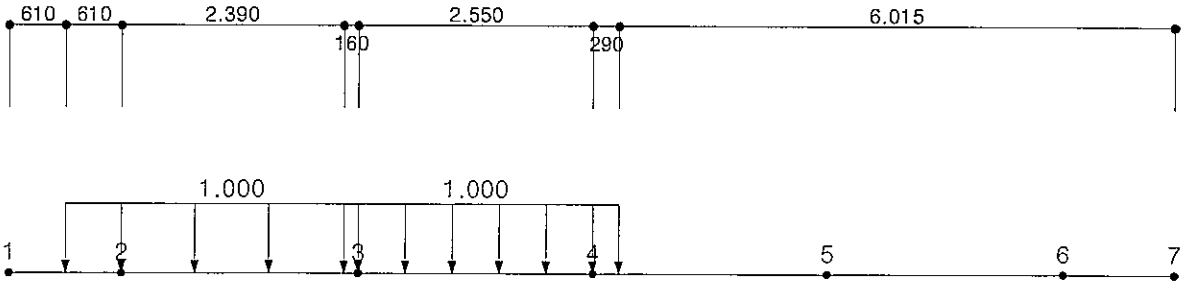
< 활하중 : DB(우측기준) (3차선) >



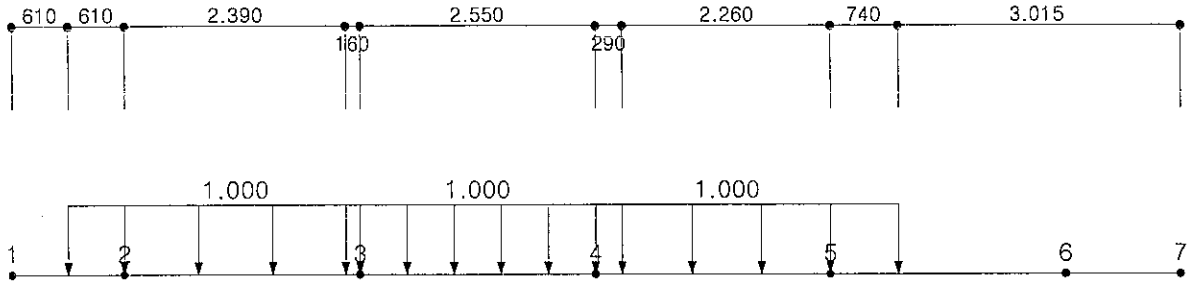
< 활하중 : DL(좌측기준) (1차선) >



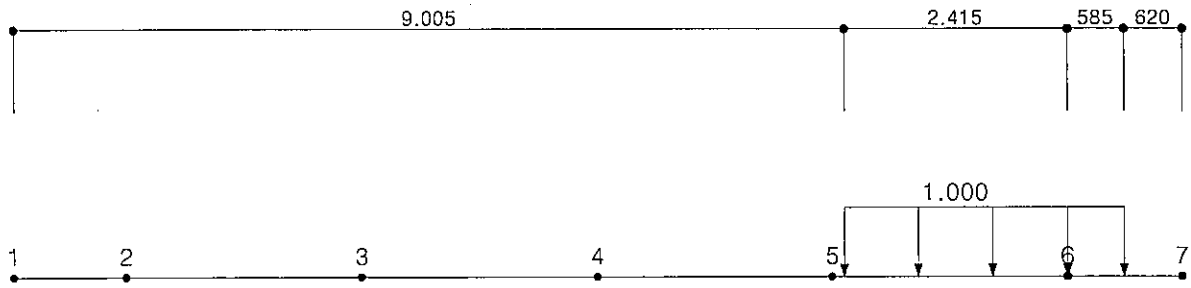
< 활하중 : DL(좌측기준) (2차선) >



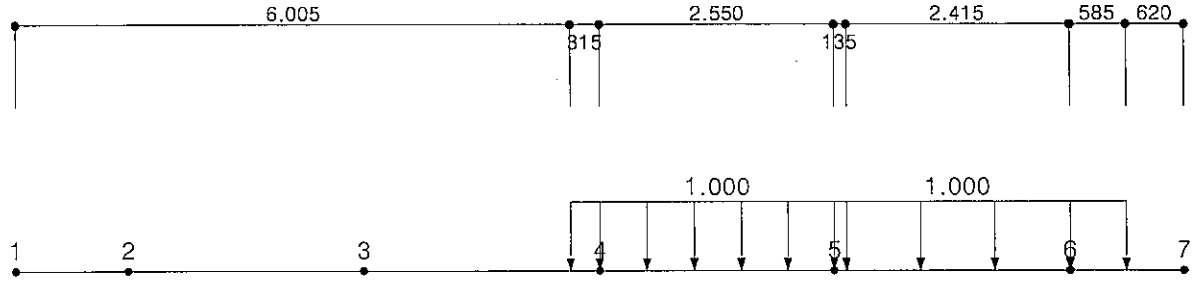
< 활하중 : DL(좌측기준) (3차선) >



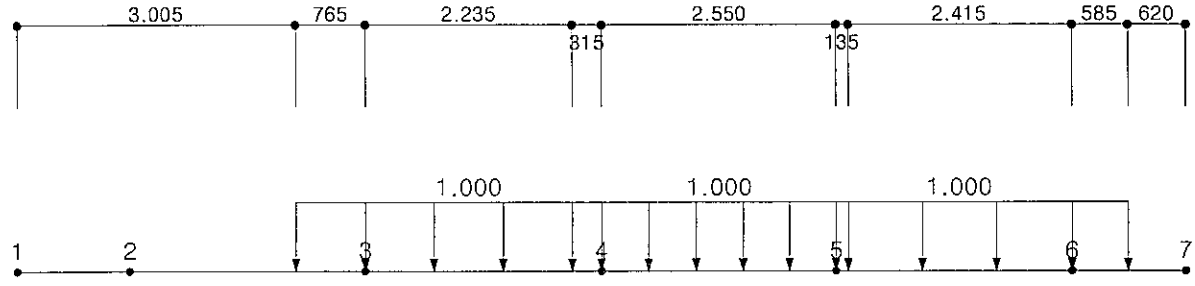
< 활하중 : DL(우측기준) (1차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (2차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (3차선) >



4) 활하중의 크기

◁ DB-24 (윤하중)

전륜 하중 Pf = 24.000 kN

후륜 하중 Pr = 96.000 kN

◁ DL-24 (차선하중)

W = 12.700 / 3 = 4.233 kN/m

Pm = 108.000 / 3 = 36.000 kN

Ps = 156.000 / 3 = 52.000 kN

5) 충격계수 (☞ 도.설 2.1.4)

지간장 (L) = 34.000 + 34.000 + 34.000 + 34.000 m

따라서, 내부 지점 및 지간내에 재하되는 하중에 대한 충격계수는 아래와 같다.

다만, 탱크궤도하중과 탱크 트레일러 하중에는 일률적으로 충격계수를 0.15로 적용 한다.

◁ 제1 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.3 \Rightarrow 0.203$$

◁ 제2 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.3 \Rightarrow 0.203$$

◁ 제3 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.3 \Rightarrow 0.203$$

◁ 제4 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.3 \Rightarrow 0.203$$

∴ 계산된 충격계수 중 가장 큰 0.203 를 적용함.

5.1.2 주형별 작용 하중

1) 고정하중

- 빔 본체 중량 및 가로보 중량

▪ PSC BEAM 본체 중량 : 792.04 kN/본 = 792.043 kN/본

▪ 단부 가로보 : 0.40 × 0.70 × 25.00 = 7.000 kN/m

▪ 일반부 가로보 : 0.30 × 1.95 × 25.00 × 1 EA = 14.625 kN/m

▪ 중간지점부 가로보 : 0.90 / 2 EA × 1.95 × 25.00 = 21.938 kN/m

- 슬래브 및 가로보 자중 (합성전 고정하중)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5
Beam 본체		792.043	792.043	792.043	792.043	792.043
슬래브	분배율	17.186	15.992	17.297	16.062	17.027
	하 중	601.494	559.705	605.402	562.170	595.961
가로보	거리	0.915	1.830	1.830	1.830	0.915
	단부	6.405	12.810	12.810	12.810	6.405
	일반부	13.382	26.763	26.763	26.763	13.382
	중간지점부	20.073	40.145	40.145	40.145	20.073
계		1433.397	1431.466	1477.164	1433.932	1427.863

- 포장 및 방호벽 하중, 거푸집 하중 공제 등 (합성후 고정하중)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5
합성후	분배율	15.854	-4.818	5.401	-8.217	24.590
	하중	553.303	-168.149	188.494	-286.759	858.185

2) 활 하 중

- 종방향 반력 계산

① 단부에 작용하는 반력 계산

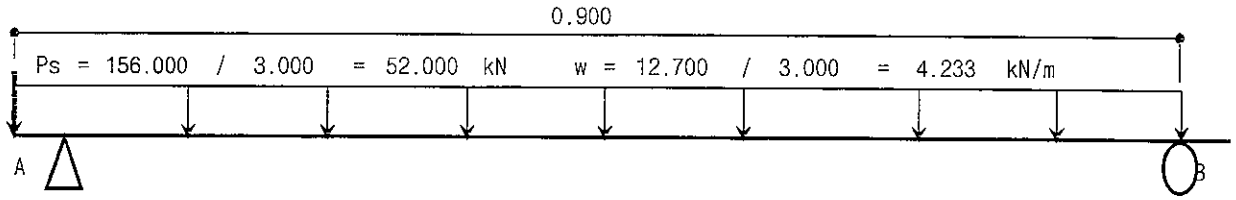
▪ DB 24



Pr = 96.00 kN

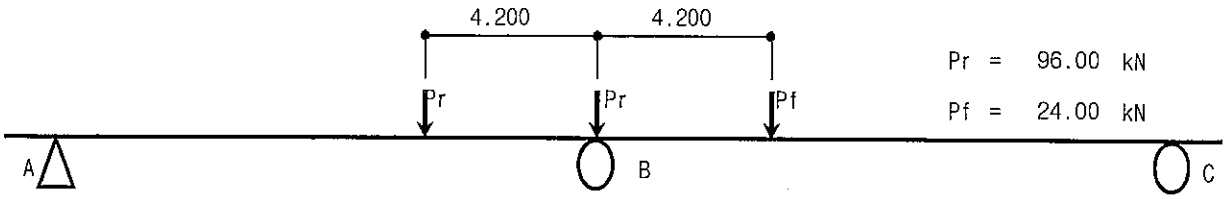
Pf = 24.00 kN

▪ DL 24

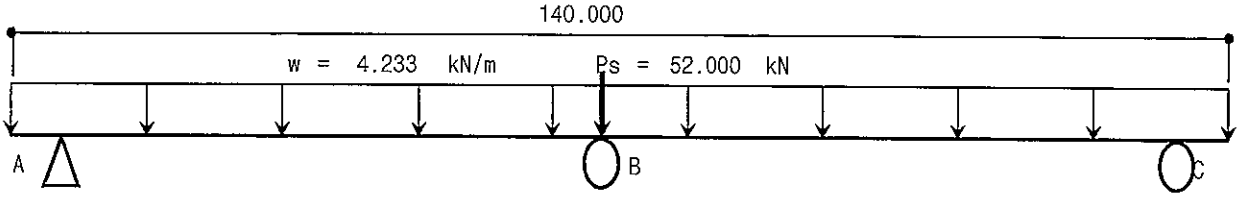


② 중간 지점부에 작용하는 반력 계산

▪ DB 24



▪ DL 24



③ 결과 정리

구 분	DB 반력	DL 반력	탱크 반력	트레일러 반력	비 고
단부 종방향 분배율	233.548	139.278	0.000	0.000	
중간 지점부 종방향 분배율	256.697	281.791	0.000	0.000	전,후 동일 반력 적용

- 횡방향 분배율(반력)에 의한 반력

① 단부에 작용하는 DB 반력 산정

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
DBL-1	횡분배율	1.208	0.910	-0.149	0.037	-0.006
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	282.151	212.604	-34.812	8.565	-1.412
DBL-2	횡분배율	1.132	1.933	1.001	-0.079	0.013
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	264.491	451.448	233.674	-18.467	3.045
DBL-3	횡분배율	1.152	1.817	1.745	1.301	-0.014
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	242.075	381.843	366.707	273.502	-2.970
DBR-1	횡분배율	-0.006	0.037	-0.151	0.933	1.187
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	-1.432	8.682	-35.289	217.862	277.271
DBR-2	횡분배율	0.013	-0.077	1.015	1.938	1.111
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	2.953	-17.906	236.991	452.657	259.495
DBR-3	횡분배율	-0.011	1.316	1.741	1.823	1.130
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	-2.210	276.625	366.003	383.205	237.533

② 단부에 작용하는 DL 반력 산정

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
DLL-1	횡분배율	1.805	1.381	-0.235	0.058	-0.010
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	251.424	192.377	-32.682	8.041	-1.326
DLL-2	횡분배율	1.684	2.920	1.504	-0.130	0.022
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	234.600	406.736	209.495	-18.159	2.996
DLL-3	횡분배율	1.713	2.745	2.606	1.972	-0.036
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	214.773	344.027	326.611	247.228	-4.487
DLR-1	횡분배율	-0.010	0.059	-0.238	1.416	1.774
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	-1.346	8.163	-33.179	197.182	247.015
DLR-2	횡분배율	0.021	-0.127	1.526	2.928	1.652
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	2.923	-17.709	212.538	407.789	230.128
DLR-3	횡분배율	-0.031	1.996	2.599	2.755	1.681
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	-3.871	250.182	325.834	345.314	210.693

③ 중간 지점부에 작용하는 DB 반력 산정

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
DBL-1	횡분배율	1.208	0.910	-0.149	0.037	-0.006
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	155.059	116.839	-19.131	4.707	-0.776
DBL-2	횡분배율	1.132	1.933	1.001	-0.079	0.013
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	145.353	248.098	128.418	-10.149	1.673
DBL-3	횡분배율	1.152	1.817	1.745	1.301	-0.014
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	133.035	209.846	201.527	150.306	-1.632
DBR-1	횡분배율	-0.006	0.037	-0.151	0.933	1.187
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	-0.787	4.771	-19.393	119.728	152.377
DBR-2	횡분배율	0.013	-0.077	1.015	1.938	1.111
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	1.623	-9.840	130.241	248.762	142.608
DBR-3	횡분배율	-0.011	1.316	1.741	1.823	1.130
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	-1.214	152.022	201.141	210.594	130.539

④ 중간 지점부에 작용하는 DL 반력 산정

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
DLL-1	횡분배율	1.805	1.381	-0.235	0.058	-0.010
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	254.343	194.611	-33.062	8.134	-1.341
DLL-2	횡분배율	1.684	2.920	1.504	-0.130	0.022
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	237.324	411.459	211.928	-18.370	3.031
DLL-3	횡분배율	1.713	2.745	2.606	1.972	-0.036
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	217.267	348.022	330.404	250.099	-4.539
DLR-1	횡분배율	-0.010	0.059	-0.238	1.416	1.774
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	-1.362	8.258	-33.564	199.471	249.883
DLR-2	횡분배율	0.021	-0.127	1.526	2.928	1.652
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	2.956	-17.915	215.006	412.524	232.800
DLR-3	횡분배율	-0.031	1.996	2.599	2.755	1.681
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	-3.916	253.087	329.618	349.324	213.139

5.2 반력집계 (관용해석)

1) 단부 반력

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
고정하중	Beam	396.022	396.022	396.022	396.022	396.022
	슬래브 거더부	320.677	319.712	342.560	320.944	317.910
	합성후	276.652	-84.074	94.247	-143.380	429.092
고정하중 합계		993.350	631.659	832.829	573.586	1143.024
활하중	DBL-1	282.151	212.604	-34.812	8.565	-1.412
	DBL-2	264.491	451.448	233.674	-18.467	3.045
	DBL-3	242.075	381.843	366.707	273.502	-2.970
	DBR-1	-1.432	8.682	-35.289	217.862	277.271
	DBR-2	2.953	-17.906	236.991	452.657	259.495
	DBR-3	-2.210	276.625	366.003	383.205	237.533
	DLL-1	251.424	192.377	-32.682	8.041	-1.326
	DLL-2	234.600	406.736	209.495	-18.159	2.996
	DLL-3	214.773	344.027	326.611	247.228	-4.487
	DLR-1	-1.346	8.163	-33.179	197.182	247.015
	DLR-2	2.923	-17.709	212.538	407.789	230.128
	DLR-3	-3.871	250.182	325.834	345.314	210.693
활하중 Max		-2.210	276.625	366.003	383.205	237.533
풍하중	Max	7.580	30.044	-0.645	-2.708	24.399
	Min	-5.550	-12.699	-3.513	-33.840	-2.849
지점침하	Max	3.315	3.345	3.356	3.369	3.444
	Min	-3.315	-3.345	-3.356	-3.369	-3.444
합 계		991.140	908.284	1198.832	956.791	1380.557
받침 검토용		1282.605	1101.474	1202.569	1028.259	1435.939

2) 중간 지점부 반력 (편측 반력)

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
고정하중	Beam	396.022	396.022	396.022	396.022	396.022
	슬래브	320.677	319.712	342.560	320.944	317.910
	합성후	276.652	-84.074	94.247	-143.380	429.092
고정하중 합계		993.350	631.659	832.829	573.586	1143.024
활하중	DBL-1	155.059	116.839	-19.131	4.707	-0.776
	DBL-2	145.353	248.098	128.418	-10.149	1.673
	DBL-3	133.035	209.846	201.527	150.306	-1.632
	DBR-1	-0.787	4.771	-19.393	119.728	152.377
	DBR-2	1.623	-9.840	130.241	248.762	142.608
	DBR-3	-1.214	152.022	201.141	210.594	130.539
	DLL-1	254.343	194.611	-33.062	8.134	-1.341
	DLL-2	237.324	411.459	211.928	-18.370	3.031
	DLL-3	217.267	348.022	330.404	250.099	-4.539
	DLR-1	-1.362	8.258	-33.564	199.471	249.883
	DLR-2	2.956	-17.915	215.006	412.524	232.800
	DLR-3	-3.916	253.087	329.618	349.324	213.139
만재하시 활하중		217.267	348.022	330.404	250.099	-4.539
좌측편재하시 활하중		254.343	194.611	-33.062	8.134	-1.341
우측편재하시 활하중		-1.362	8.258	-33.564	199.471	249.883
풍하중	Max	23.368	13.651	-1.188	7.761	22.770
	Min	-16.137	-11.271	-3.204	-15.038	-20.814
지점침하	Max	8.080	7.581	7.230	6.878	6.376
	Min	-8.080	-7.581	-7.230	-6.878	-6.376
합 계		1247.694	979.681	1163.233	823.685	1392.907
받침 검토용		1267.457	1057.525	1169.869	996.869	1410.668

5. 구조해석 결과 Summary 및 하부구조 설계를 위한 반력의 산정

5.1 DB 하중 좌측 편재하 기준

1) DB 하중 1차선 재하시 (DBL-1)

[A1] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	297.518	-20.415	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1196.611	805.823
G2	727.362	27.052	192.344	-13.331	29.836	-12.594	33.393	-33.393	995.069	701.393
G3	729.934	23.864	66.823	-12.059	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	853.678	706.501
G4	727.410	32.890	17.963	-6.681	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	810.509	703.209
G5	721.070	233.175	6.276	-23.249	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1006.539	895.687

[P1 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	147.066	-15.971	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1106.875	803.666
G2	754.131	87.732	94.342	-10.958	13.649	-11.271	55.939	-55.939	998.969	769.330
G3	757.835	84.413	47.761	-6.444	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	942.273	781.382
G4	753.726	138.433	13.212	-5.901	7.761	-14.978	49.853	-49.853	959.104	828.916
G5	743.344	254.588	4.660	-24.667	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1059.521	917.312

[P1 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	147.066	-15.971	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1094.124	790.915
G2	754.684	68.541	94.342	-10.958	13.649	-11.271	55.939	-55.939	980.331	750.692
G3	757.754	61.801	47.761	-6.444	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	919.580	758.689
G4	753.234	109.744	13.212	-5.901	7.761	-14.978	49.853	-49.853	929.923	799.734
G5	742.058	223.735	4.660	-24.667	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1027.383	885.174

[P2 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	144.834	-19.988	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1102.080	759.208
G2	754.093	58.607	92.791	-13.755	12.077	-9.921	75.811	-75.811	987.340	718.173
G3	757.867	48.829	45.105	-8.189	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	923.506	724.607
G4	754.018	96.520	12.952	-6.345	6.210	-13.304	68.780	-68.780	935.375	768.762
G5	744.046	210.906	5.168	-22.470	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1033.873	860.059

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	144.834	-19.988	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1104.802	761.931
G2	754.928	58.524	92.791	-13.755	12.077	-9.921	75.811	-75.811	988.092	718.926
G3	757.998	48.783	45.105	-8.189	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	923.590	724.691
G4	753.029	96.585	12.952	-6.345	6.210	-13.304	68.780	-68.780	934.451	767.837
G5	741.541	210.889	5.168	-22.470	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1031.351	857.537

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	147.498	-15.751	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1092.427	789.361
G2	754.055	68.400	94.089	-11.026	13.651	-11.269	55.869	-55.869	979.237	749.926
G3	758.078	61.395	47.018	-6.620	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	918.774	758.387
G4	754.376	109.496	13.208	-5.984	7.752	-15.038	50.016	-50.016	930.972	800.354
G5	744.861	224.456	4.728	-24.135	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1031.270	888.968

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	147.498	-15.751	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1110.710	807.644
G2	755.513	87.450	94.089	-11.026	13.651	-11.269	55.869	-55.869	999.745	770.434
G3	758.190	83.729	47.018	-6.620	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	941.218	780.832
G4	753.161	137.952	13.208	-5.984	7.752	-15.038	50.016	-50.016	958.212	827.594
G5	740.954	254.684	4.728	-24.135	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1057.591	915.289

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	297.470	-20.146	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1192.776	803.225
G2	728.620	27.017	193.786	-13.472	30.044	-12.699	33.450	-33.450	997.896	702.367
G3	730.260	23.983	66.634	-12.060	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	854.114	706.890
G4	726.671	31.265	18.313	-6.638	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	808.480	700.689
G5	724.886	234.239	6.322	-23.539	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1012.088	899.732

2) DB 하중 2차선 재하시 (DBL-2)

[A1] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	339.401	-35.036	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1238.495	791.202
G2	727.362	27.052	402.066	-21.659	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1204.790	693.065
G3	729.934	23.864	264.415	-18.958	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1051.270	699.602
G4	727.410	32.890	74.554	-15.724	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	867.100	694.165
G5	721.070	233.175	22.680	-31.220	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1022.943	887.716

[P1 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	205.039	-25.051	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1164.848	794.585
G2	754.131	87.732	165.341	-18.145	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1069.968	762.143
G3	757.835	84.413	114.634	-12.186	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1009.146	775.640
G4	753.726	138.433	54.191	-10.217	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1000.083	824.600
G5	743.344	254.588	20.092	-29.749	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1074.952	912.231

[P1 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	205.039	-25.051	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1152.097	781.834
G2	754.684	68.541	165.341	-18.145	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1051.330	743.505
G3	757.754	61.801	114.634	-12.186	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	986.453	752.947
G4	753.234	109.744	54.191	-10.217	7.761	-14.978	49.853	-49.853	970.902	795.419
G5	742.058	223.735	20.092	-29.749	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1042.814	880.093

[P2 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	199.199	-31.226	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1156.445	747.971
G2	754.093	58.607	163.165	-22.787	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1057.714	709.142
G3	757.867	48.829	111.593	-15.469	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	989.995	717.327
G4	754.018	96.520	53.456	-11.871	6.210	-13.304	68.780	-68.780	975.879	763.235
G5	744.046	210.906	18.503	-28.389	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1047.208	854.140

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	199.199	-31.226	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1159.168	750.693
G2	754.928	58.524	163.165	-22.787	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1058.466	709.895
G3	757.998	48.783	111.593	-15.469	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	990.079	717.411
G4	753.029	96.585	53.456	-11.871	6.210	-13.304	68.780	-68.780	974.955	762.311
G5	741.541	210.889	18.503	-28.389	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1044.686	851.618

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	205.627	-24.744	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1150.556	780.369
G2	754.055	68.400	165.238	-18.215	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1050.387	742.736
G3	758.078	61.395	114.001	-12.399	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	985.757	752.607
G4	754.376	109.496	54.132	-10.338	7.752	-15.038	50.016	-50.016	971.897	795.999
G5	744.861	224.456	20.105	-29.300	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1046.647	883.803

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	205.627	-24.744	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1168.840	798.652
G2	755.513	87.450	165.238	-18.215	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1070.895	763.244
G3	758.190	83.729	114.001	-12.399	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1008.202	775.052
G4	753.161	137.952	54.132	-10.338	7.752	-15.038	50.016	-50.016	999.137	823.240
G5	740.954	254.684	20.105	-29.300	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1072.968	910.124

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	338.552	-34.603	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1233.858	788.768
G2	728.620	27.017	403.808	-21.849	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1207.918	693.989
G3	730.260	23.983	264.718	-18.964	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1052.198	699.986
G4	726.671	31.265	74.712	-15.830	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	864.878	691.496
G5	724.886	234.239	22.717	-31.607	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1028.483	891.664

3) DB 하중 3차선 재하시 (DBL-3)

[A1] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	315.502	-38.090	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1214.596	788.148
G2	727.362	27.052	392.996	-27.792	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1195.721	686.932
G3	729.934	23.864	391.393	-23.688	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1178.248	694.872
G4	727.410	32.890	285.253	-22.010	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1077.799	687.880
G5	721.070	233.175	77.388	-42.296	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1077.651	876.640

[P1 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	194.594	-27.773	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1154.403	791.864
G2	754.131	87.732	180.108	-20.358	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1084.735	759.930
G3	757.835	84.413	161.045	-16.387	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1055.556	771.439
G4	753.726	138.433	118.048	-16.059	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1063.940	818.758
G5	743.344	254.588	79.430	-35.077	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1134.290	906.903

[P1 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	194.594	-27.773	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1141.652	779.113
G2	754.684	68.541	180.108	-20.358	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1066.097	741.292
G3	757.754	61.801	161.045	-16.387	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1032.863	748.746
G4	753.234	109.744	118.048	-16.059	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1034.759	789.577
G5	742.058	223.735	79.430	-35.077	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1102.152	874.765

[P2 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	187.710	-33.765	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1144.957	745.431
G2	754.093	58.607	177.643	-25.571	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1072.192	706.358
G3	757.867	48.829	157.886	-20.762	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1036.287	712.034
G4	754.018	96.520	116.739	-19.308	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1039.162	755.799
G5	744.046	210.906	75.766	-35.915	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1104.471	846.615

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	187.710	-33.765	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1147.679	748.154
G2	754.928	58.524	177.643	-25.571	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1072.944	707.110
G3	757.998	48.783	157.886	-20.762	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1036.371	712.118
G4	753.029	96.585	116.739	-19.308	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1038.238	754.875
G5	741.541	210.889	75.766	-35.915	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1101.949	844.093

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	194.935	-27.515	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1139.864	777.598
G2	754.055	68.400	180.171	-20.355	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1065.319	740.596
G3	758.078	61.395	160.697	-16.500	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1032.453	748.506
G4	754.376	109.496	118.084	-16.127	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1035.848	790.211
G5	744.861	224.456	79.185	-34.731	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1105.727	878.372

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	194.935	-27.515	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1158.147	795.881
G2	755.513	87.450	180.171	-20.355	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1085.827	761.104
G3	758.190	83.729	160.697	-16.500	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1054.897	770.951
G4	753.161	137.952	118.084	-16.127	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1063.088	817.451
G5	740.954	254.684	79.185	-34.731	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1132.048	904.693

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	314.650	-37.525	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1209.956	785.845
G2	728.620	27.017	393.887	-28.081	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1197.997	687.757
G3	730.260	23.983	391.536	-23.637	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1179.016	695.313
G4	726.671	31.265	286.070	-22.033	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1076.236	685.293
G5	724.886	234.239	77.607	-42.728	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1083.373	880.543

5.2 DB 하중 우측 편재하 기준

1) DB 하중 1차선 재하시 (DBR-1)

[A1] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	6.187	-22.603	7.580	-5.550	33.145	-33.145	905.280	803.635
G2	727.362	27.052	18.005	-6.817	29.836	-12.594	33.393	-33.393	820.729	707.907
G3	729.934	23.864	67.273	-12.107	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	854.127	706.454
G4	727.410	32.890	194.963	-13.432	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	987.510	696.457
G5	721.070	233.175	293.993	-20.546	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1294.256	898.390

[P1 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	5.067	-22.593	23.333	-16.137	60.219	-60.219	964.876	797.044
G2	754.131	87.732	14.834	-5.617	13.649	-11.271	55.939	-55.939	919.461	774.671
G3	757.835	84.413	49.918	-7.086	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	944.429	780.740
G4	753.726	138.433	94.340	-10.932	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1040.232	823.885
G5	743.344	254.588	144.082	-14.663	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1198.943	927.317

[P1 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	5.067	-22.593	23.333	-16.137	60.219	-60.219	952.125	784.293
G2	754.684	68.541	14.834	-5.617	13.649	-11.271	55.939	-55.939	900.823	756.034
G3	757.754	61.801	49.918	-7.086	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	921.736	758.047
G4	753.234	109.744	94.340	-10.932	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1011.051	794.704
G5	742.058	223.735	144.082	-14.663	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1166.805	895.179

[P2 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	5.477	-21.084	19.793	-13.118	80.797	-80.797	962.723	758.112
G2	754.093	58.607	14.598	-6.119	12.077	-9.921	75.811	-75.811	909.147	725.810
G3	757.867	48.829	47.328	-8.888	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	925.730	723.908
G4	754.018	96.520	92.991	-13.685	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1015.414	761.422
G5	744.046	210.906	142.302	-18.459	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1171.006	864.071

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	5.477	-21.084	19.793	-13.118	80.797	-80.797	965.445	760.835
G2	754.928	58.524	14.598	-6.119	12.077	-9.921	75.811	-75.811	909.900	726.562
G3	757.998	48.783	47.328	-8.888	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	925.814	723.992
G4	753.029	96.585	92.991	-13.685	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1014.490	760.498
G5	741.541	210.889	142.302	-18.459	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1168.484	861.549

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	4.867	-23.035	23.368	-16.122	60.036	-60.036	949.796	782.078
G2	754.055	68.400	15.196	-5.631	13.651	-11.269	55.869	-55.869	900.344	755.320
G3	758.078	61.395	50.625	-6.884	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	922.381	758.122
G4	754.376	109.496	94.601	-10.824	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1012.366	795.513
G5	744.861	224.456	143.986	-14.834	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1170.528	898.269

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	4.867	-23.035	23.368	-16.122	60.036	-60.036	968.080	800.361
G2	755.513	87.450	15.196	-5.631	13.651	-11.269	55.869	-55.869	920.852	775.828
G3	758.190	83.729	50.625	-6.884	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	944.826	780.567
G4	753.161	137.952	94.601	-10.824	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1039.606	822.754
G5	740.954	254.684	143.986	-14.834	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1196.849	924.590

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	6.100	-22.076	7.373	-5.417	32.770	-32.770	901.406	801.295
G2	728.620	27.017	17.636	-6.843	30.044	-12.699	33.450	-33.450	821.746	708.995
G3	730.260	23.983	66.388	-12.018	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	853.867	706.932
G4	726.671	31.265	194.545	-13.270	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	984.711	694.057
G5	724.886	234.239	294.907	-20.771	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1300.673	902.500

2) DB 하중 2차선 재하시 (DBR-2)

[A1] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	22.828	-30.552	7.580	-5.550	33.145	-33.145	921.922	795.686
G2	727.362	27.052	75.136	-15.853	29.836	-12.594	33.393	-33.393	877.860	698.871
G3	729.934	23.864	266.104	-19.025	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1052.959	699.536
G4	727.410	32.890	402.395	-21.731	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1194.942	688.159
G5	721.070	233.175	335.344	-35.136	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1335.608	883.800

[P1 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	23.697	-27.784	23.333	-16.137	60.219	-60.219	983.506	791.852
G2	754.131	87.732	56.936	-10.480	13.649	-11.271	55.939	-55.939	961.563	769.808
G3	757.835	84.413	117.041	-12.980	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1011.552	774.846
G4	753.726	138.433	164.429	-17.825	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1110.321	816.991
G5	743.344	254.588	197.992	-22.691	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1252.852	919.289

[P1 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	23.697	-27.784	23.333	-16.137	60.219	-60.219	970.755	779.101
G2	754.684	68.541	56.936	-10.480	13.649	-11.271	55.939	-55.939	942.925	751.171
G3	757.754	61.801	117.041	-12.980	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	988.859	752.153
G4	753.234	109.744	164.429	-17.825	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1081.140	787.810
G5	742.058	223.735	197.992	-22.691	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1220.714	887.151

[P2 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	21.568	-27.169	19.793	-13.118	80.797	-80.797	978.814	752.027
G2	754.093	58.607	56.122	-12.282	12.077	-9.921	75.811	-75.811	950.671	719.647
G3	757.867	48.829	114.121	-16.337	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	992.523	716.460
G4	754.018	96.520	162.433	-22.356	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1084.857	752.750
G5	744.046	210.906	193.507	-28.443	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1222.211	854.086

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	21.568	-27.169	19.793	-13.118	80.797	-80.797	981.537	754.750
G2	754.928	58.524	56.122	-12.282	12.077	-9.921	75.811	-75.811	951.424	720.400
G3	757.998	48.783	114.121	-16.337	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	992.607	716.544
G4	753.029	96.585	162.433	-22.356	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1083.932	751.826
G5	741.541	210.889	193.507	-28.443	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1219.689	851.564

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	23.340	-28.204	23.368	-16.122	60.036	-60.036	968.270	776.908
G2	754.055	68.400	57.456	-10.430	13.651	-11.269	55.869	-55.869	942.605	750.522
G3	758.078	61.395	117.957	-12.718	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	989.712	752.288
G4	754.376	109.496	164.748	-17.689	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1082.513	788.648
G5	744.861	224.456	197.645	-22.914	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1224.187	890.189

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	23.340	-28.204	23.368	-16.122	60.036	-60.036	986.553	795.192
G2	755.513	87.450	57.456	-10.430	13.651	-11.269	55.869	-55.869	963.113	771.030
G3	758.190	83.729	117.957	-12.718	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1012.157	774.733
G4	753.161	137.952	164.748	-17.689	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1109.753	815.889
G5	740.954	254.684	197.645	-22.914	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1250.508	916.510

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	22.545	-29.861	7.373	-5.417	32.770	-32.770	917.851	793.509
G2	728.620	27.017	73.993	-15.990	30.044	-12.699	33.450	-33.450	878.102	699.848
G3	730.260	23.983	265.450	-18.881	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1052.930	700.070
G4	726.671	31.265	402.493	-21.520	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1192.660	685.806
G5	724.886	234.239	336.370	-35.431	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1342.136	887.840

3) DB 하중 3차선 재하시 (DBR-3)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	77.815	-41.650	7.580	-5.550	33.145	-33.145	976.908	784.588
G2	727.362	27.052	287.243	-22.110	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1089.968	692.614
G3	729.934	23.864	391.165	-23.687	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1178.020	694.873
G4	727.410	32.890	392.744	-27.831	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1185.291	682.059
G5	721.070	233.175	311.431	-38.204	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1311.694	880.732

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	85.924	-34.310	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1045.733	785.326
G2	754.131	87.732	121.025	-16.479	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1025.652	763.809
G3	757.835	84.413	162.599	-16.862	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1057.111	770.964
G4	753.726	138.433	178.046	-19.559	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1123.939	815.258
G5	743.344	254.588	185.745	-25.856	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1240.606	916.124

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	85.924	-34.310	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1032.982	772.576
G2	754.684	68.541	121.025	-16.479	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1007.014	745.172
G3	757.754	61.801	162.599	-16.862	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1034.418	748.271
G4	753.234	109.744	178.046	-19.559	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1094.758	786.076
G5	742.058	223.735	185.745	-25.856	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1208.468	883.986

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	80.972	-36.005	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1038.218	743.191
G2	754.093	58.607	119.652	-19.908	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1014.201	712.021
G3	757.867	48.829	159.488	-21.275	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1037.889	711.521
G4	754.018	96.520	175.874	-24.586	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1098.297	750.521
G5	744.046	210.906	180.329	-31.412	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1209.034	851.117

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	80.972	-36.005	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1040.941	745.914
G2	754.928	58.524	119.652	-19.908	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1014.954	712.773
G3	757.998	48.783	159.488	-21.275	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1037.973	711.605
G4	753.029	96.585	175.874	-24.586	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1097.373	749.597
G5	741.541	210.889	180.329	-31.412	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1206.512	848.595

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	85.819	-34.588	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1030.748	770.524
G2	754.055	68.400	121.602	-16.450	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1006.750	744.502
G3	758.078	61.395	163.441	-16.685	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1035.196	748.322
G4	754.376	109.496	178.274	-19.486	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1096.039	786.852
G5	744.861	224.456	185.415	-26.108	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1211.958	886.995

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	85.819	-34.588	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1049.032	788.808
G2	755.513	87.450	121.602	-16.450	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1027.258	765.010
G3	758.190	83.729	163.441	-16.685	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1057.641	770.766
G4	753.161	137.952	178.274	-19.486	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1123.279	814.092
G5	740.954	254.684	185.415	-26.108	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1238.279	913.316

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	76.770	-40.870	7.373	-5.417	32.770	-32.770	972.076	782.500
G2	728.620	27.017	286.903	-22.286	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1091.013	693.552
G3	730.260	23.983	390.797	-23.578	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1178.277	695.372
G4	726.671	31.265	392.726	-27.807	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1182.892	679.520
G5	724.886	234.239	312.344	-38.588	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1318.111	884.683

5.3 DL 하중 좌측 편재하 기준

1) DL 하중 1차선 재하시 (DLL-1)

[A1] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	263.289	-21.819	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1162.383	804.419
G2	727.362	27.052	170.019	-14.151	29.836	-12.594	33.393	-33.393	972.744	700.573
G3	729.934	23.864	63.047	-14.522	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	849.902	704.038
G4	727.410	32.890	17.048	-8.317	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	809.594	701.572
G5	721.070	233.175	6.566	-24.578	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1006.830	894.358

[P1 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	236.775	-16.655	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1196.584	802.982
G2	754.131	87.732	154.585	-11.426	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1059.212	768.862
G3	757.835	84.413	79.507	-6.718	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	974.019	781.108
G4	753.726	138.433	21.543	-7.231	7.761	-14.978	49.853	-49.853	967.435	827.586
G5	743.344	254.588	5.934	-42.304	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1060.794	899.676

[P1 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	236.775	-16.655	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1183.833	790.231
G2	754.684	68.541	154.585	-11.426	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1040.575	750.224
G3	757.754	61.801	79.507	-6.718	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	951.326	758.415
G4	753.234	109.744	21.543	-7.231	7.761	-14.978	49.853	-49.853	938.254	798.405
G5	742.058	223.735	5.934	-42.304	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1028.656	867.538

[P2 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	225.784	-33.988	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1183.030	745.208
G2	754.093	58.607	147.127	-23.489	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1041.676	708.440
G3	757.867	48.829	74.649	-13.913	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	953.050	718.883
G4	754.018	96.520	20.472	-9.377	6.210	-13.304	68.780	-68.780	942.896	765.729
G5	744.046	210.906	8.617	-39.523	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1037.322	843.007

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	225.784	-33.988	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1185.753	747.931
G2	754.928	58.524	147.127	-23.489	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1042.428	709.192
G3	757.998	48.783	74.649	-13.913	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	953.134	718.967
G4	753.029	96.585	20.472	-9.377	6.210	-13.304	68.780	-68.780	941.971	764.805
G5	741.541	210.889	8.617	-39.523	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1034.800	840.485

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	237.093	-16.352	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1182.022	788.761
G2	754.055	68.400	154.393	-11.445	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1039.541	749.507
G3	758.078	61.395	79.091	-6.887	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	950.847	758.119
G4	754.376	109.496	21.580	-7.446	7.752	-15.038	50.016	-50.016	939.344	798.891
G5	744.861	224.456	6.001	-41.986	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1032.543	871.117

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	237.093	-16.352	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1200.305	807.044
G2	755.513	87.450	154.393	-11.445	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1060.049	770.015
G3	758.190	83.729	79.091	-6.887	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	973.291	780.564
G4	753.161	137.952	21.580	-7.446	7.752	-15.038	50.016	-50.016	966.584	826.132
G5	740.954	254.684	6.001	-41.986	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1058.864	897.438

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	262.659	-21.479	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1157.965	801.891
G2	728.620	27.017	171.224	-14.321	30.044	-12.699	33.450	-33.450	975.334	701.518
G3	730.260	23.983	62.965	-14.523	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	850.445	704.427
G4	726.671	31.265	17.379	-8.383	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	807.546	698.944
G5	724.886	234.239	6.604	-24.890	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1012.370	898.381

2) DL 하중 2차선 재하시 (DLL-2)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	312.552	-38.644	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1211.646	787.595
G2	727.362	27.052	342.148	-22.950	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1144.873	691.774
G3	729.934	23.864	224.042	-21.798	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1010.897	696.762
G4	727.410	32.890	70.520	-18.788	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	863.066	691.101
G5	721.070	233.175	22.496	-34.659	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1022.760	884.278

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	338.752	-26.246	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1298.561	793.391
G2	754.131	87.732	264.157	-18.936	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1168.783	761.352
G3	757.835	84.413	177.865	-12.725	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1072.377	775.101
G4	753.726	138.433	86.029	-11.672	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1031.921	823.145
G5	743.344	254.588	34.241	-47.397	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1089.102	894.583

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	338.752	-26.246	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1285.810	780.640
G2	754.684	68.541	264.157	-18.936	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1150.146	742.715
G3	757.754	61.801	177.865	-12.725	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1049.684	752.408
G4	753.234	109.744	86.029	-11.672	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1002.740	793.964
G5	742.058	223.735	34.241	-47.397	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1056.964	862.445

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	320.780	-53.227	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1278.026	725.969
G2	754.093	58.607	252.269	-38.896	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1146.818	693.033
G3	757.867	48.829	169.719	-26.351	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1048.121	706.445
G4	754.018	96.520	82.329	-18.919	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1004.752	756.188
G5	744.046	210.906	33.999	-48.144	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1062.703	834.385

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	320.780	-53.227	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1280.749	728.692
G2	754.928	58.524	252.269	-38.896	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1147.570	693.785
G3	757.998	48.783	169.719	-26.351	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1048.205	706.530
G4	753.029	96.585	82.329	-18.919	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1003.828	755.264
G5	741.541	210.889	33.999	-48.144	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1060.181	831.863

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	338.952	-25.819	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1283.881	779.294
G2	754.055	68.400	264.093	-18.925	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1149.242	742.026
G3	758.078	61.395	177.637	-12.922	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1049.393	752.084
G4	754.376	109.496	86.073	-11.903	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1003.838	794.434
G5	744.861	224.456	34.191	-47.140	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1060.733	865.963

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	338.952	-25.819	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1302.164	797.577
G2	755.513	87.450	264.093	-18.925	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1169.750	762.534
G3	758.190	83.729	177.637	-12.922	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1071.837	774.529
G4	753.161	137.952	86.073	-11.903	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1031.078	821.675
G5	740.954	254.684	34.191	-47.140	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1087.055	892.284

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	311.108	-38.134	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1206.414	785.237
G2	728.620	27.017	343.648	-23.150	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1147.758	692.688
G3	730.260	23.983	224.299	-21.836	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1011.779	697.115
G4	726.671	31.265	70.731	-18.922	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	860.898	688.405
G5	724.886	234.239	22.527	-35.049	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1028.294	888.221

3) DL 하중 3차선 재하시 (DLL-3)

[A1] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	289.766	-42.955	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1188.859	783.283
G2	727.362	27.052	339.203	-30.483	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1141.927	684.241
G3	729.934	23.864	328.114	-26.739	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1114.969	691.821
G4	727.410	32.890	241.758	-25.150	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1034.304	684.739
G5	721.070	233.175	84.265	-47.114	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1084.529	871.822

[P1 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	322.171	-29.045	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1281.980	790.592
G2	754.131	87.732	289.020	-21.235	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1193.647	759.053
G3	757.835	84.413	247.095	-17.123	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1141.607	770.703
G4	753.726	138.433	183.672	-17.705	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1129.565	817.111
G5	743.344	254.588	135.647	-51.414	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1190.507	890.566

[P1 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	322.171	-29.045	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1269.229	777.841
G2	754.684	68.541	289.020	-21.235	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1175.009	740.416
G3	757.754	61.801	247.095	-17.123	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1118.914	748.010
G4	753.234	109.744	183.672	-17.705	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1100.384	787.930
G5	742.058	223.735	135.647	-51.414	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1158.369	858.428

[P2 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	304.001	-56.068	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1261.247	723.128
G2	754.093	58.607	275.873	-43.646	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1170.422	688.283
G3	757.867	48.829	236.544	-35.398	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1114.946	697.399
G4	754.018	96.520	176.146	-31.772	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1098.569	743.335
G5	744.046	210.906	129.549	-61.210	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1158.254	821.320

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	304.001	-56.068	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1263.970	725.851
G2	754.928	58.524	275.873	-43.646	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1171.174	689.036
G3	757.998	48.783	236.544	-35.398	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1115.030	697.483
G4	753.029	96.585	176.146	-31.772	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1097.645	742.410
G5	741.541	210.889	129.549	-61.210	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1155.732	818.798

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	322.196	-28.709	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1267.126	776.403
G2	754.055	68.400	289.046	-21.143	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1174.194	739.808
G3	758.078	61.395	247.118	-17.204	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1118.874	747.802
G4	754.376	109.496	183.798	-17.846	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1101.563	788.492
G5	744.861	224.456	135.360	-51.222	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1161.903	861.881

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	322.196	-28.709	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1285.409	794.687
G2	755.513	87.450	289.046	-21.143	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1194.702	760.316
G3	758.190	83.729	247.118	-17.204	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1141.319	770.247
G4	753.161	137.952	183.798	-17.846	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1128.803	815.732
G5	740.954	254.684	135.360	-51.222	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1188.224	888.202

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	288.395	-42.320	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1183.701	781.051
G2	728.620	27.017	340.010	-30.672	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1144.120	685.167
G3	730.260	23.983	328.178	-26.711	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1115.658	692.239
G4	726.671	31.265	242.308	-25.190	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1032.475	682.137
G5	724.886	234.239	84.480	-47.553	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1090.246	875.718

5.4 DL 하중 우측 편재하 기준

1) DL 하중 1차선 재하시 (DLR-1)

[A1] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	6.486	-23.960	7.580	-5.550	33.145	-33.145	905.579	802.278
G2	727.362	27.052	17.177	-8.544	29.836	-12.594	33.393	-33.393	819.902	706.180
G3	729.934	23.864	63.371	-14.603	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	850.226	703.957
G4	727.410	32.890	171.717	-14.276	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	964.264	695.614
G5	721.070	233.175	260.771	-21.938	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1261.034	896.998

[P1 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	6.740	-38.565	23.333	-16.137	60.219	-60.219	966.549	781.072
G2	754.131	87.732	25.128	-6.106	13.649	-11.271	55.939	-55.939	929.755	774.182
G3	757.835	84.413	83.869	-7.385	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	978.381	780.441
G4	753.726	138.433	153.781	-11.398	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1099.673	823.419
G5	743.344	254.588	226.190	-15.329	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1281.051	926.651

[P1 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	6.740	-38.565	23.333	-16.137	60.219	-60.219	953.798	768.321
G2	754.684	68.541	25.128	-6.106	13.649	-11.271	55.939	-55.939	911.118	755.544
G3	757.754	61.801	83.869	-7.385	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	955.688	757.748
G4	753.234	109.744	153.781	-11.398	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1070.492	794.238
G5	742.058	223.735	226.190	-15.329	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1248.913	894.513

[P2 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	8.898	-36.724	19.793	-13.118	80.797	-80.797	966.144	742.472
G2	754.093	58.607	23.712	-9.190	12.077	-9.921	75.811	-75.811	918.261	722.739
G3	757.867	48.829	78.627	-15.135	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	957.028	717.662
G4	754.018	96.520	146.458	-23.404	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1068.881	751.702
G5	744.046	210.906	216.552	-31.467	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1245.257	851.063

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	8.898	-36.724	19.793	-13.118	80.797	-80.797	968.867	745.195
G2	754.928	58.524	23.712	-9.190	12.077	-9.921	75.811	-75.811	919.013	723.492
G3	757.998	48.783	78.627	-15.135	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	957.112	717.746
G4	753.029	96.585	146.458	-23.404	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1067.957	750.778
G5	741.541	210.889	216.552	-31.467	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1242.735	848.541

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	6.590	-38.703	23.368	-16.122	60.036	-60.036	951.519	766.409
G2	754.055	68.400	25.283	-6.035	13.651	-11.269	55.869	-55.869	910.431	754.917
G3	758.078	61.395	84.122	-7.163	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	955.878	757.844
G4	754.376	109.496	153.816	-11.237	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1071.581	795.101
G5	744.861	224.456	226.087	-15.434	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1252.630	897.669

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	6.590	-38.703	23.368	-16.122	60.036	-60.036	969.803	784.692
G2	755.513	87.450	25.283	-6.035	13.651	-11.269	55.869	-55.869	930.939	775.425
G3	758.190	83.729	84.122	-7.163	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	978.323	780.288
G4	753.161	137.952	153.816	-11.237	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1098.821	822.341
G5	740.954	254.684	226.087	-15.434	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1278.951	923.990

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	6.393	-23.418	7.373	-5.417	32.770	-32.770	901.699	799.953
G2	728.620	27.017	16.795	-8.458	30.044	-12.699	33.450	-33.450	820.905	707.380
G3	730.260	23.983	62.630	-14.411	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	850.110	704.539
G4	726.671	31.265	170.991	-14.112	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	961.157	693.215
G5	724.886	234.239	261.685	-22.213	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1267.451	901.057

2) DL 하중 2차선 재하시 (DLR-2)

[A1] (단위 : kN)

구분	고정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	22.465	-34.030	7.580	-5.550	33.145	-33.145	921.558	792.208
G2	727.362	27.052	71.026	-19.007	29.836	-12.594	33.393	-33.393	873.751	695.717
G3	729.934	23.864	225.146	-21.886	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1012.001	696.674
G4	727.410	32.890	342.054	-23.042	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1134.601	686.848
G5	721.070	233.175	309.336	-38.744	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1309.600	880.192

[P1 전열] (단위 : kN)

구분	고정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	40.012	-43.000	23.333	-16.137	60.219	-60.219	999.821	776.637
G2	754.131	87.732	93.246	-11.167	13.649	-11.271	55.939	-55.939	997.873	769.121
G3	757.835	84.413	183.145	-13.544	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1077.656	774.282
G4	753.726	138.433	260.493	-18.604	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1206.386	816.213
G5	743.344	254.588	319.418	-23.780	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1374.278	918.200

[P1 후열] (단위 : kN)

구분	고정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	40.012	-43.000	23.333	-16.137	60.219	-60.219	987.070	763.886
G2	754.684	68.541	93.246	-11.167	13.649	-11.271	55.939	-55.939	979.236	750.484
G3	757.754	61.801	183.145	-13.544	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1054.963	751.589
G4	753.234	109.744	260.493	-18.604	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1177.204	787.032
G5	742.058	223.735	319.418	-23.780	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1342.140	886.062

[P2 전열] (단위 : kN)

구분	고정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	38.732	-45.655	19.793	-13.118	80.797	-80.797	995.978	733.541
G2	754.093	58.607	88.741	-19.809	12.077	-9.921	75.811	-75.811	983.289	712.119
G3	757.867	48.829	174.499	-27.847	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1052.901	704.949
G4	754.018	96.520	249.033	-38.186	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1171.456	736.921
G5	744.046	210.906	303.954	-48.549	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1332.658	833.981

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	38.732	-45.655	19.793	-13.118	80.797	-80.797	998.701	736.264
G2	754.928	58.524	88.741	-19.809	12.077	-9.921	75.811	-75.811	984.042	712.872
G3	757.998	48.783	174.499	-27.847	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1052.985	705.033
G4	753.029	96.585	249.033	-38.186	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1170.532	735.996
G5	741.541	210.889	303.954	-48.549	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1330.136	831.459

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	39.686	-43.156	23.368	-16.122	60.036	-60.036	984.615	761.957
G2	754.055	68.400	93.501	-11.015	13.651	-11.269	55.869	-55.869	978.649	749.937
G3	758.078	61.395	183.656	-13.249	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1055.411	751.758
G4	754.376	109.496	260.617	-18.390	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1178.381	787.948
G5	744.861	224.456	319.054	-23.922	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1345.596	889.182

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	39.686	-43.156	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1002.898	780.240
G2	755.513	87.450	93.501	-11.015	13.651	-11.269	55.869	-55.869	999.157	770.445
G3	758.190	83.729	183.656	-13.249	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1077.856	774.203
G4	753.161	137.952	260.617	-18.390	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1205.621	815.188
G5	740.954	254.684	319.054	-23.922	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1371.917	915.503

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	22.198	-33.323	7.373	-5.417	32.770	-32.770	917.504	790.047
G2	728.620	27.017	70.048	-18.920	30.044	-12.699	33.450	-33.450	874.158	696.918
G3	730.260	23.983	224.505	-21.669	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1011.985	697.281
G4	726.671	31.265	341.613	-22.801	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1131.779	684.526
G5	724.886	234.239	310.356	-39.083	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1316.123	884.187

3) DL 하중 3차선 재하시 (DLR-3)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	84.694	-46.489	7.580	-5.550	33.145	-33.145	983.788	779.749
G2	727.362	27.052	243.442	-25.332	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1046.167	689.392
G3	729.934	23.864	327.897	-26.764	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1114.751	691.797
G4	727.410	32.890	338.656	-30.528	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1131.203	679.362
G5	721.070	233.175	286.682	-43.045	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1286.945	875.891

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	148.875	-48.594	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1108.684	771.042
G2	754.131	87.732	192.134	-17.439	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1096.761	762.849
G3	757.835	84.413	250.180	-17.613	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1144.691	770.213
G4	753.726	138.433	282.053	-20.402	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1227.946	814.415
G5	743.344	254.588	301.132	-27.994	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1355.993	913.986

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	148.875	-48.594	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1095.933	758.291
G2	754.684	68.541	192.134	-17.439	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1078.123	744.211
G3	757.754	61.801	250.180	-17.613	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1121.998	747.520
G4	753.234	109.744	282.053	-20.402	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1198.765	785.234
G5	742.058	223.735	301.132	-27.994	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1323.855	881.848

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	140.710	-61.022	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1097.956	718.175
G2	754.093	58.607	183.669	-32.982	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1078.218	698.947
G3	757.867	48.829	239.356	-36.292	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.757	696.504
G4	754.018	96.520	269.743	-41.983	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1192.166	733.123
G5	744.046	210.906	285.574	-52.138	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1314.279	830.392

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	140.710	-61.022	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1100.679	720.897
G2	754.928	58.524	183.669	-32.982	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1078.970	699.699
G3	757.998	48.783	239.356	-36.292	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.841	696.588
G4	753.029	96.585	269.743	-41.983	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1191.242	732.199
G5	741.541	210.889	285.574	-52.138	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1311.757	827.870

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	148.528	-48.588	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1093.457	756.524
G2	754.055	68.400	192.456	-17.287	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1077.604	743.664
G3	758.078	61.395	250.741	-17.397	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1122.496	747.610
G4	754.376	109.496	282.157	-20.248	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1199.921	786.090
G5	744.861	224.456	300.743	-28.160	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1327.286	884.943

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	148.528	-48.588	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1111.741	774.808
G2	755.513	87.450	192.456	-17.287	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1098.112	764.172
G3	758.190	83.729	250.741	-17.397	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1144.941	770.054
G4	753.161	137.952	282.157	-20.248	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1227.161	813.330
G5	740.954	254.684	300.743	-28.160	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1353.607	911.264

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	83.600	-45.686	7.373	-5.417	32.770	-32.770	978.906	777.685
G2	728.620	27.017	243.168	-25.315	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1047.277	690.523
G3	730.260	23.983	327.478	-26.591	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1114.957	692.359
G4	726.671	31.265	338.217	-30.416	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1128.383	676.911
G5	724.886	234.239	287.595	-43.457	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1293.361	879.814

5.4 최대 반력 집계

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	339.401	-20.415	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1238.495	805.823
G2	727.362	27.052	402.066	-6.817	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1204.790	707.907
G3	729.934	23.864	391.393	-12.059	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1178.248	706.501
G4	727.410	32.890	402.395	-6.681	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1194.942	703.209
G5	721.070	233.175	335.344	-20.546	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1335.608	898.390

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	338.752	-31.941	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1298.561	787.695
G2	754.131	87.732	289.020	-11.234	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1193.647	769.054
G3	757.835	84.413	250.180	-12.889	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1144.691	774.937
G4	753.726	138.433	282.053	-11.802	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1227.946	823.015
G5	743.344	254.588	319.418	-29.325	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1374.278	912.655

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	338.752	-31.941	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1285.810	774.944
G2	754.684	68.541	289.020	-11.234	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1175.009	750.417
G3	757.754	61.801	250.180	-12.889	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1121.998	752.244
G4	753.234	109.744	282.053	-11.802	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1198.765	793.833
G5	742.058	223.735	319.418	-29.325	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1342.140	880.517

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	320.780	-39.977	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1278.026	739.220
G2	754.093	58.607	275.873	-12.237	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1170.422	719.691
G3	757.867	48.829	239.356	-16.378	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.757	716.418
G4	754.018	96.520	269.743	-12.690	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1192.166	762.416
G5	744.046	210.906	303.954	-36.917	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1332.658	845.612

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	320.780	-39.977	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1280.749	741.942
G2	754.928	58.524	275.873	-12.237	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1171.174	720.444
G3	757.998	48.783	239.356	-16.378	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.841	716.502
G4	753.029	96.585	269.743	-12.690	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1191.242	761.492
G5	741.541	210.889	303.954	-36.917	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1330.136	843.090

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	338.952	-31.503	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1283.881	773.610
G2	754.055	68.400	289.046	-11.263	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1174.194	749.689
G3	758.078	61.395	250.741	-13.239	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1122.496	751.767
G4	754.376	109.496	282.157	-11.968	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1199.921	794.370
G5	744.861	224.456	319.054	-29.668	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1345.596	883.435

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	338.952	-31.503	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1302.164	791.893
G2	755.513	87.450	289.046	-11.263	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1194.702	770.197
G3	758.190	83.729	250.741	-13.239	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1144.941	774.212
G4	753.161	137.952	282.157	-11.968	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1227.161	821.610
G5	740.954	254.684	319.054	-29.668	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1371.917	909.756

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	338.552	-20.146	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1233.858	803.225
G2	728.620	27.017	403.808	-6.843	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1207.918	708.995
G3	730.260	23.983	391.536	-12.018	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1179.016	706.932
G4	726.671	31.265	402.493	-6.638	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1192.660	700.689
G5	724.886	234.239	336.370	-20.771	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1342.136	902.500

5.4 하부 설계시 작용반력

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	315.502	-38.090	339.401	-35.036	22.828	-30.552	1201.560	831.607
G2	727.362	27.052	392.996	-27.792	402.066	-21.659	75.136	-15.853	1156.480	738.561
G3	729.934	23.864	391.393	-23.688	264.415	-18.958	266.104	-19.025	1145.191	734.839
G4	727.410	32.890	285.253	-22.010	74.554	-15.724	402.395	-21.731	1162.696	744.576
G5	721.070	233.175	77.388	-42.296	22.680	-31.220	335.344	-35.136	1289.589	923.025

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	322.171	-29.045	338.752	-26.246	40.012	-43.000	1226.676	861.677
G2	754.131	87.732	289.020	-21.235	264.157	-18.936	93.246	-11.167	1130.883	830.696
G3	757.835	84.413	247.095	-17.123	177.865	-12.725	183.145	-13.544	1089.343	829.523
G4	753.726	138.433	183.672	-17.705	86.029	-11.672	260.493	-18.604	1152.652	880.487
G5	743.344	254.588	135.647	-51.414	34.241	-47.397	319.418	-23.780	1317.349	974.151

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	322.171	-29.045	338.752	-26.246	40.012	-43.000	1213.925	848.927
G2	754.684	68.541	289.020	-21.235	264.157	-18.936	93.246	-11.167	1112.245	812.059
G3	757.754	61.801	247.095	-17.123	177.865	-12.725	183.145	-13.544	1066.650	806.830
G4	753.234	109.744	183.672	-17.705	86.029	-11.672	260.493	-18.604	1123.471	851.306
G5	742.058	223.735	135.647	-51.414	34.241	-47.397	319.418	-23.780	1285.211	942.013

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	304.001	-56.068	320.780	-53.227	38.732	-45.655	1187.332	820.897
G2	754.093	58.607	275.873	-43.646	252.269	-38.896	88.741	-19.809	1088.573	792.891
G3	757.867	48.829	236.544	-35.398	169.719	-26.351	174.499	-27.847	1043.241	780.346
G4	754.018	96.520	176.146	-31.772	82.329	-18.919	249.033	-38.186	1099.571	831.620
G5	744.046	210.906	129.549	-61.210	33.999	-48.144	303.954	-48.549	1258.906	906.808

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	304.001	-56.068	320.780	-53.227	38.732	-45.655	1190.055	823.620
G2	754.928	58.524	275.873	-43.646	252.269	-38.896	88.741	-19.809	1089.325	793.643
G3	757.998	48.783	236.544	-35.398	169.719	-26.351	174.499	-27.847	1043.325	780.430
G4	753.029	96.585	176.146	-31.772	82.329	-18.919	249.033	-38.186	1098.647	830.696
G5	741.541	210.889	129.549	-61.210	33.999	-48.144	303.954	-48.549	1256.384	904.286

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	322.196	-28.709	338.952	-25.819	39.686	-43.156	1212.161	847.391
G2	754.055	68.400	289.046	-21.143	264.093	-18.925	93.501	-11.015	1111.500	811.440
G3	758.078	61.395	247.118	-17.204	177.637	-12.922	183.656	-13.249	1066.592	806.551
G4	754.376	109.496	183.798	-17.846	86.073	-11.903	260.617	-18.390	1124.489	851.969
G5	744.861	224.456	135.360	-51.222	34.191	-47.140	319.054	-23.922	1288.371	945.396

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	322.196	-28.709	338.952	-25.819	39.686	-43.156	1230.444	865.674
G2	755.513	87.450	289.046	-21.143	264.093	-18.925	93.501	-11.015	1132.008	831.948
G3	758.190	83.729	247.118	-17.204	177.637	-12.922	183.656	-13.249	1089.036	828.996
G4	753.161	137.952	183.798	-17.846	86.073	-11.903	260.617	-18.390	1151.729	879.209
G5	740.954	254.684	135.360	-51.222	34.191	-47.140	319.054	-23.922	1314.692	971.717

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	314.650	-37.525	338.552	-34.603	22.545	-29.861	1197.401	828.988
G2	728.620	27.017	393.887	-28.081	403.808	-21.849	73.993	-15.990	1159.446	739.648
G3	730.260	23.983	391.536	-23.637	264.718	-18.964	265.450	-18.881	1145.779	735.362
G4	726.671	31.265	286.070	-22.033	74.712	-15.830	402.493	-21.520	1160.429	742.105
G5	724.886	234.239	77.607	-42.728	22.717	-31.607	336.370	-35.431	1295.495	927.519

6. 관용해석, 격자해석 반력 비교

6.1 관 용 해 석

1) 최 대 반 력

[단지점부]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	716.698	276.652	282.151	0.000	7.580	-5.550	33.145	0.000	1312.436	990.575
G2	715.733	-84.074	451.448	0.000	29.836	-12.594	33.393	0.000	1131.418	625.362
G3	738.582	94.247	366.707	0.000	-0.846	-3.513	33.480	0.000	1232.593	831.073
G4	716.966	-143.380	452.657	0.000	-2.708	-33.620	33.600	0.000	1058.490	556.776
G5	713.932	429.092	277.271	0.000	24.269	-2.849	33.884	0.000	1466.314	1141.599

[중간지점부]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	716.698	276.652	254.343	0.000	23.333	-16.137	60.219	0.000	1319.579	985.282
G2	715.733	-84.074	411.459	0.000	13.649	-11.271	55.939	0.000	1105.882	626.023
G3	738.582	94.247	330.404	0.000	-1.269	-3.049	52.898	0.000	1215.496	831.305
G4	716.966	-143.380	412.524	0.000	7.761	-14.978	49.853	0.000	1039.844	566.097
G5	713.932	429.092	249.883	0.000	22.770	-20.814	45.544	0.000	1449.836	1132.617

2) 하부 설계시 작용반력

[단지점부]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	716.698	276.652	-2.210	0.000	254.343	0.000	-1.362	0.000	1247.693	993.350
G2	715.733	-84.074	276.625	0.000	194.611	0.000	8.258	0.000	908.284	631.659
G3	738.582	94.247	366.003	0.000	-33.062	0.000	-33.564	0.000	1198.832	832.829
G4	716.966	-143.380	383.205	0.000	8.134	0.000	199.471	0.000	956.791	573.586
G5	713.932	429.092	237.533	0.000	-1.341	0.000	249.883	0.000	1392.907	1143.024

[중간지점부]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	716.698	276.652	217.267	0.000	254.343	0.000	-1.362	0.000	1247.693	993.350
G2	715.733	-84.074	348.022	0.000	194.611	0.000	8.258	0.000	979.681	631.659
G3	738.582	94.247	330.404	0.000	-33.062	0.000	-33.564	0.000	1163.233	832.829
G4	716.966	-143.380	250.099	0.000	8.134	0.000	199.471	0.000	823.685	573.586
G5	713.932	429.092	-4.539	0.000	-1.341	0.000	249.883	0.000	1392.907	1143.024

6.2 격 자 해 석

1) 최 대 반 력

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	339.401	-20.415	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1238.495	805.823
G2	727.362	27.052	402.066	-6.817	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1204.790	707.907
G3	729.934	23.864	391.393	-12.059	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1178.248	706.501
G4	727.410	32.890	402.395	-6.681	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1194.942	703.209
G5	721.070	233.175	335.344	-20.546	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1335.608	898.390

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	338.752	-31.941	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1298.561	787.695
G2	754.131	87.732	289.020	-11.234	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1193.647	769.054
G3	757.835	84.413	250.180	-12.889	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1144.691	774.937
G4	753.726	138.433	282.053	-11.802	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1227.946	823.015
G5	743.344	254.588	319.418	-29.325	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1374.278	912.655

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	338.752	-31.941	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1285.810	774.944
G2	754.684	68.541	289.020	-11.234	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1175.009	750.417
G3	757.754	61.801	250.180	-12.889	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1121.998	752.244
G4	753.234	109.744	282.053	-11.802	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1198.765	793.833
G5	742.058	223.735	319.418	-29.325	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1342.140	880.517

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	320.780	-39.977	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1278.026	739.220
G2	754.093	58.607	275.873	-12.237	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1170.422	719.691
G3	757.867	48.829	239.356	-16.378	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.757	716.418
G4	754.018	96.520	269.743	-12.690	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1192.166	762.416
G5	744.046	210.906	303.954	-36.917	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1332.658	845.612

[P2 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	320.780	-39.977	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1280.749	741.942
G2	754.928	58.524	275.873	-12.237	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1171.174	720.444
G3	757.998	48.783	239.356	-16.378	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.841	716.502
G4	753.029	96.585	269.743	-12.690	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1191.242	761.492
G5	741.541	210.889	303.954	-36.917	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1330.136	843.090

[P3 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	338.952	-31.503	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1283.881	773.610
G2	754.055	68.400	289.046	-11.263	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1174.194	749.689
G3	758.078	61.395	250.741	-13.239	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1122.496	751.767
G4	754.376	109.496	282.157	-11.968	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1199.921	794.370
G5	744.861	224.456	319.054	-29.668	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1345.596	883.435

[P3 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	338.952	-31.503	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1302.164	791.893
G2	755.513	87.450	289.046	-11.263	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1194.702	770.197
G3	758.190	83.729	250.741	-13.239	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1144.941	774.212
G4	753.161	137.952	282.157	-11.968	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1227.161	821.610
G5	740.954	254.684	319.054	-29.668	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1371.917	909.756

[A2] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	338.552	-20.146	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1233.858	803.225
G2	728.620	27.017	403.808	-6.843	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1207.918	708.995
G3	730.260	23.983	391.536	-12.018	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1179.016	706.932
G4	726.671	31.265	402.493	-6.638	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1192.660	700.689
G5	724.886	234.239	336.370	-20.771	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1342.136	902.500

2) 하부 설계시 작용반력

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	315.502	-38.090	339.401	-35.036	22.828	-30.552	1201.560	831.607
G2	727.362	27.052	392.996	-27.792	402.066	-21.659	75.136	-15.853	1156.480	738.561
G3	729.934	23.864	391.393	-23.688	264.415	-18.958	266.104	-19.025	1145.191	734.839
G4	727.410	32.890	285.253	-22.010	74.554	-15.724	402.395	-21.731	1162.696	744.576
G5	721.070	233.175	77.388	-42.296	22.680	-31.220	335.344	-35.136	1289.589	923.025

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	322.171	-29.045	338.752	-26.246	40.012	-43.000	1226.676	861.677
G2	754.131	87.732	289.020	-21.235	264.157	-18.936	93.246	-11.167	1130.883	830.696
G3	757.835	84.413	247.095	-17.123	177.865	-12.725	183.145	-13.544	1089.343	829.523
G4	753.726	138.433	183.672	-17.705	86.029	-11.672	260.493	-18.604	1152.652	880.487
G5	743.344	254.588	135.647	-51.414	34.241	-47.397	319.418	-23.780	1317.349	974.151

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	322.171	-29.045	338.752	-26.246	40.012	-43.000	1213.925	848.927
G2	754.684	68.541	289.020	-21.235	264.157	-18.936	93.246	-11.167	1112.245	812.059
G3	757.754	61.801	247.095	-17.123	177.865	-12.725	183.145	-13.544	1066.650	806.830
G4	753.234	109.744	183.672	-17.705	86.029	-11.672	260.493	-18.604	1123.471	851.306
G5	742.058	223.735	135.647	-51.414	34.241	-47.397	319.418	-23.780	1285.211	942.013

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	304.001	-56.068	320.780	-53.227	38.732	-45.655	1187.332	820.897
G2	754.093	58.607	275.873	-43.646	252.269	-38.896	88.741	-19.809	1088.573	792.891
G3	757.867	48.829	236.544	-35.398	169.719	-26.351	174.499	-27.847	1043.241	780.346
G4	754.018	96.520	176.146	-31.772	82.329	-18.919	249.033	-38.186	1099.571	831.620
G5	744.046	210.906	129.549	-61.210	33.999	-48.144	303.954	-48.549	1258.906	906.808

[P2 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	304.001	-56.068	320.780	-53.227	38.732	-45.655	1190.055	823.620
G2	754.928	58.524	275.873	-43.646	252.269	-38.896	88.741	-19.809	1089.325	793.643
G3	757.998	48.783	236.544	-35.398	169.719	-26.351	174.499	-27.847	1043.325	780.430
G4	753.029	96.585	176.146	-31.772	82.329	-18.919	249.033	-38.186	1098.647	830.696
G5	741.541	210.889	129.549	-61.210	33.999	-48.144	303.954	-48.549	1256.384	904.286

[P3 전열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	322.196	-28.709	338.952	-25.819	39.686	-43.156	1212.161	847.391
G2	754.055	68.400	289.046	-21.143	264.093	-18.925	93.501	-11.015	1111.500	811.440
G3	758.078	61.395	247.118	-17.204	177.637	-12.922	183.656	-13.249	1066.592	806.551
G4	754.376	109.496	183.798	-17.846	86.073	-11.903	260.617	-18.390	1124.489	851.969
G5	744.861	224.456	135.360	-51.222	34.191	-47.140	319.054	-23.922	1288.371	945.396

[P3 후열] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	322.196	-28.709	338.952	-25.819	39.686	-43.156	1230.444	865.674
G2	755.513	87.450	289.046	-21.143	264.093	-18.925	93.501	-11.015	1132.008	831.948
G3	758.190	83.729	247.118	-17.204	177.637	-12.922	183.656	-13.249	1089.036	828.996
G4	753.161	137.952	183.798	-17.846	86.073	-11.903	260.617	-18.390	1151.729	879.209
G5	740.954	254.684	135.360	-51.222	34.191	-47.140	319.054	-23.922	1314.692	971.717

[A2] (단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	314.650	-37.525	338.552	-34.603	22.545	-29.861	1197.401	828.988
G2	728.620	27.017	393.887	-28.081	403.808	-21.849	73.993	-15.990	1159.446	739.648
G3	730.260	23.983	391.536	-23.637	264.718	-18.964	265.450	-18.881	1145.779	735.362
G4	726.671	31.265	286.070	-22.033	74.712	-15.830	402.493	-21.520	1160.429	742.105
G5	724.886	234.239	77.607	-42.728	22.717	-31.607	336.370	-35.431	1295.495	927.519

6.3 최대 반력 비교

1) 합성전 고정하중

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	716.698	724.002	724.002	716.698	744.590	744.590
G2	715.733	727.362	727.362	715.733	754.131	754.131
G3	738.582	729.934	738.582	738.582	757.835	757.835
G4	716.966	727.410	727.410	716.966	753.726	753.726
G5	713.932	721.070	721.070	713.932	743.344	743.344

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	716.698	745.846	745.846	716.698	743.885	743.885
G2	715.733	754.684	754.684	715.733	754.093	754.093
G3	738.582	757.754	757.754	738.582	757.867	757.867
G4	716.966	753.234	753.234	716.966	754.018	754.018
G5	713.932	742.058	742.058	713.932	744.046	744.046

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	716.698	746.631	746.631	716.698	743.356	743.356
G2	715.733	754.928	754.928	715.733	754.055	754.055
G3	738.582	757.998	757.998	738.582	758.078	758.078
G4	716.966	753.029	753.029	716.966	754.376	754.376
G5	713.932	741.541	741.541	713.932	744.861	744.861

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	716.698	747.399	747.399	716.698	720.494	720.494
G2	715.733	755.513	755.513	715.733	728.620	728.620
G3	738.582	758.190	758.190	738.582	730.260	738.582
G4	716.966	753.161	753.161	716.966	726.671	726.671
G5	713.932	740.954	740.954	713.932	724.886	724.886

2) 합성후 고정하중

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	276.652	138.157	276.652	276.652	143.333	276.652
G2	-84.074	27.052	27.052	-84.074	87.732	87.732
G3	94.247	23.864	94.247	94.247	84.413	94.247
G4	-143.380	32.890	32.890	-143.380	138.433	138.433
G5	429.092	233.175	429.092	429.092	254.588	429.092

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	276.652	129.327	276.652	276.652	122.668	276.652
G2	-84.074	68.541	68.541	-84.074	58.607	58.607
G3	94.247	61.801	94.247	94.247	48.829	94.247
G4	-143.380	109.744	109.744	-143.380	96.520	96.520
G5	429.092	223.735	429.092	429.092	210.906	429.092

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	276.652	122.644	276.652	276.652	129.853	276.652
G2	-84.074	58.524	58.524	-84.074	68.400	68.400
G3	94.247	48.783	94.247	94.247	61.395	94.247
G4	-143.380	96.585	96.585	-143.380	109.496	109.496
G5	429.092	210.889	429.092	429.092	224.456	429.092

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	276.652	144.094	276.652	276.652	138.356	276.652
G2	-84.074	87.450	87.450	-84.074	27.017	27.017
G3	94.247	83.729	94.247	94.247	23.983	94.247
G4	-143.380	137.952	137.952	-143.380	31.265	31.265
G5	429.092	254.684	429.092	429.092	234.239	429.092

3) 활 하 중 (Max)

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	282.151	339.401	339.401	254.343	338.752	338.752
G2	451.448	402.066	451.448	411.459	289.020	411.459
G3	366.707	391.393	391.393	330.404	250.180	330.404
G4	452.657	402.395	452.657	412.524	282.053	412.524
G5	277.271	335.344	335.344	249.883	319.418	319.418

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	338.752	338.752	254.343	320.780	320.780
G2	411.459	289.020	411.459	411.459	275.873	411.459
G3	330.404	250.180	330.404	330.404	239.356	330.404
G4	412.524	282.053	412.524	412.524	269.743	412.524
G5	249.883	319.418	319.418	249.883	303.954	303.954

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	320.780	320.780	254.343	338.952	338.952
G2	411.459	275.873	411.459	411.459	289.046	411.459
G3	330.404	239.356	330.404	330.404	250.741	330.404
G4	412.524	269.743	412.524	412.524	282.157	412.524
G5	249.883	303.954	303.954	249.883	319.054	319.054

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	338.952	338.952	282.151	338.552	338.552
G2	411.459	289.046	411.459	451.448	403.808	451.448
G3	330.404	250.741	330.404	366.707	391.536	391.536
G4	412.524	282.157	412.524	452.657	402.493	452.657
G5	249.883	319.054	319.054	277.271	336.370	336.370

4) 풍 하 중 (Max)

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	7.580	7.580	7.580	23.333	23.333	23.333
G2	29.836	29.836	29.836	13.649	13.649	13.649
G3	-0.846	-0.846	-0.846	-1.269	-1.269	-1.269
G4	-2.708	-2.708	-2.708	7.761	7.761	7.761
G5	24.269	24.269	24.269	22.770	22.770	22.770

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	23.333	23.333	23.333	23.333	19.793	23.333
G2	13.649	13.649	13.649	13.649	12.077	13.649
G3	-1.269	-1.269	-1.269	-1.269	-1.188	-1.188
G4	7.761	7.761	7.761	7.761	6.210	7.761
G5	22.770	22.770	22.770	22.770	19.980	22.770

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	23.333	19.793	23.333	23.333	23.368	23.368
G2	13.649	12.077	13.649	13.649	13.651	13.651
G3	-1.269	-1.188	-1.188	-1.269	-1.317	-1.269
G4	7.761	6.210	7.761	7.761	7.752	7.761
G5	22.770	19.980	22.770	22.770	22.769	22.770

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	23.333	23.368	23.368	7.580	7.373	7.580
G2	13.649	13.651	13.651	29.836	30.044	30.044
G3	-1.269	-1.317	-1.269	-0.846	-0.645	-0.645
G4	7.761	7.752	7.761	-2.708	-2.916	-2.708
G5	22.770	22.769	22.770	24.269	24.399	24.399

5) 지 점 침 하 (Max)

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	33.145	33.145	33.145	60.219	60.219	60.219
G2	33.393	33.393	33.393	55.939	55.939	55.939
G3	33.480	33.480	33.480	52.898	52.898	52.898
G4	33.600	33.600	33.600	49.853	49.853	49.853
G5	33.884	33.884	33.884	45.544	45.544	45.544

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	60.219	60.219	60.219	60.219	80.797	80.797
G2	55.939	55.939	55.939	55.939	75.811	75.811
G3	52.898	52.898	52.898	52.898	72.299	72.299
G4	49.853	49.853	49.853	49.853	68.780	68.780
G5	45.544	45.544	45.544	45.544	63.763	63.763

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	60.219	80.797	80.797	60.219	60.036	60.219
G2	55.939	75.811	75.811	55.939	55.869	55.939
G3	52.898	72.299	72.299	52.898	52.941	52.941
G4	49.853	68.780	68.780	49.853	50.016	50.016
G5	45.544	63.763	63.763	45.544	45.841	45.841

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	60.219	60.036	60.219	33.145	32.770	33.145
G2	55.939	55.869	55.939	33.393	33.450	33.450
G3	52.898	52.941	52.941	33.480	33.559	33.559
G4	49.853	50.016	50.016	33.600	33.689	33.689
G5	45.544	45.841	45.841	33.884	34.441	34.441

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중	풍하중	지점침하	합계
	합성전	합성후				
G1	724.002	276.652	339.401	7.580	33.145	1376.990
G2	727.362	27.052	451.448	29.836	33.393	1254.173
G3	738.582	94.247	391.393	-0.846	33.480	1257.280
G4	727.410	32.890	452.657	-2.708	33.600	1245.204
G5	721.070	429.092	335.344	24.269	33.884	1531.525

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중	풍하중	지점침하	합계
	합성전	합성후				
G1	744.590	276.652	338.752	23.333	60.219	1431.879
G2	754.131	87.732	411.459	13.649	55.939	1316.086
G3	757.835	94.247	330.404	-1.269	52.898	1234.750
G4	753.726	138.433	412.524	7.761	49.853	1358.417
G5	743.344	429.092	319.418	22.770	45.544	1548.783

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중	풍하중	지점침하	합계
	합성전	합성후				
G1	745.846	276.652	338.752	23.333	60.219	1433.135
G2	754.684	68.541	411.459	13.649	55.939	1297.449
G3	757.754	94.247	330.404	-1.269	52.898	1234.669
G4	753.234	109.744	412.524	7.761	49.853	1329.236
G5	742.058	429.092	319.418	22.770	45.544	1547.498

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중	풍하중	지점침하	합계
	합성전	합성후				
G1	743.885	276.652	320.780	23.333	80.797	1433.780
G2	754.093	58.607	411.459	13.649	75.811	1306.794
G3	757.867	94.247	330.404	-1.188	72.299	1254.223
G4	754.018	96.520	412.524	7.761	68.780	1335.723
G5	744.046	429.092	303.954	22.770	63.763	1552.240

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중	풍하중	지점침하	합계
	합성전	합성후				
G1	746.631	276.652	320.780	23.333	80.797	1436.527
G2	754.928	58.524	411.459	13.649	75.811	1307.547
G3	757.998	94.247	330.404	-1.188	72.299	1254.354
G4	753.029	96.585	412.524	7.761	68.780	1334.799
G5	741.541	429.092	303.954	22.770	63.763	1549.735

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중	풍하중	지점침하	합계
	합성전	합성후				
G1	743.356	276.652	338.952	23.368	60.219	1430.862
G2	754.055	68.400	411.459	13.651	55.939	1296.678
G3	758.078	94.247	330.404	-1.269	52.941	1235.035
G4	754.376	109.496	412.524	7.761	50.016	1330.293
G5	744.861	429.092	319.054	22.770	45.841	1550.234

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중	풍하중	지점침하	합계
	합성전	합성후				
G1	747.399	276.652	338.952	23.368	60.219	1434.904
G2	755.513	87.450	411.459	13.651	55.939	1317.186
G3	758.190	94.247	330.404	-1.269	52.941	1235.147
G4	753.161	137.952	412.524	7.761	50.016	1357.533
G5	740.954	429.092	319.054	22.770	45.841	1546.326

[A2]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중	풍하중	지점침하	합계
	합성전	합성후				
G1	720.494	276.652	338.552	7.580	33.145	1372.632
G2	728.620	27.017	451.448	30.044	33.450	1255.558
G3	738.582	94.247	391.536	-0.645	33.559	1257.602
G4	726.671	31.265	452.657	-2.708	33.689	1242.928
G5	724.886	429.092	336.370	24.399	34.441	1536.989

6.4 하부 설계시 반력 비교

1) 고정하중

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	993.350	862.158	993.350	993.350	887.924	887.924
G2	631.659	754.414	631.659	631.659	841.863	841.863
G3	832.829	753.797	832.829	832.829	842.248	842.248
G4	573.586	760.300	573.586	573.586	892.159	892.159
G5	1143.024	954.245	1143.024	1143.024	997.931	997.931

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	993.350	875.173	875.173	993.350	866.552	866.552
G2	631.659	823.226	823.226	631.659	812.700	812.700
G3	832.829	819.555	819.555	832.829	806.697	806.697
G4	573.586	862.978	862.978	573.586	850.539	850.539
G5	1143.024	965.793	965.793	1143.024	954.952	954.952

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	993.350	869.275	869.275	993.350	873.209	873.209
G2	631.659	813.452	813.452	631.659	822.455	822.455
G3	832.829	806.781	806.781	832.829	819.473	819.473
G4	573.586	849.614	849.614	573.586	863.872	863.872
G5	1143.024	952.430	952.430	1143.024	969.317	969.317

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	993.350	891.493	891.493	993.350	858.849	993.350
G2	631.659	842.962	842.962	631.659	755.638	631.659
G3	832.829	841.918	841.918	832.829	754.243	832.829
G4	573.586	891.113	891.113	573.586	757.936	573.586
G5	1143.024	995.638	995.638	1143.024	959.126	1143.024

2) 만재하시

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	-2.210	315.502	315.502	217.267	322.171	322.171
G2	276.625	392.996	392.996	348.022	289.020	289.020
G3	366.003	391.393	391.393	330.404	247.095	247.095
G4	383.205	285.253	285.253	250.099	183.672	183.672
G5	237.533	77.388	77.388	-4.539	135.647	135.647

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	217.267	322.171	322.171	217.267	304.001	217.267
G2	348.022	289.020	289.020	348.022	275.873	348.022
G3	330.404	247.095	247.095	330.404	236.544	330.404
G4	250.099	183.672	183.672	250.099	176.146	250.099
G5	-4.539	135.647	135.647	-4.539	129.549	-4.539

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	217.267	304.001	217.267	217.267	322.196	322.196
G2	348.022	275.873	348.022	348.022	289.046	289.046
G3	330.404	236.544	330.404	330.404	247.118	247.118
G4	250.099	176.146	250.099	250.099	183.798	183.798
G5	-4.539	129.549	-4.539	-4.539	135.360	135.360

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	217.267	322.196	322.196	-2.210	314.650	314.650
G2	348.022	289.046	289.046	276.625	393.887	393.887
G3	330.404	247.118	247.118	366.003	391.536	391.536
G4	250.099	183.798	183.798	383.205	286.070	286.070
G5	-4.539	135.360	135.360	237.533	77.607	77.607

3) 좌측 편재하시

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	339.401	339.401	254.343	338.752	338.752
G2	194.611	402.066	402.066	194.611	264.157	264.157
G3	-33.062	264.415	264.415	-33.062	177.865	177.865
G4	8.134	74.554	74.554	8.134	86.029	86.029
G5	-1.341	22.680	22.680	-1.341	34.241	34.241

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	338.752	338.752	254.343	320.780	320.780
G2	194.611	264.157	264.157	194.611	252.269	252.269
G3	-33.062	177.865	177.865	-33.062	169.719	169.719
G4	8.134	86.029	86.029	8.134	82.329	82.329
G5	-1.341	34.241	34.241	-1.341	33.999	33.999

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	320.780	320.780	254.343	338.952	338.952
G2	194.611	252.269	252.269	194.611	264.093	264.093
G3	-33.062	169.719	169.719	-33.062	177.637	177.637
G4	8.134	82.329	82.329	8.134	86.073	86.073
G5	-1.341	33.999	33.999	-1.341	34.191	34.191

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	338.952	338.952	254.343	338.552	338.552
G2	194.611	264.093	264.093	194.611	403.808	403.808
G3	-33.062	177.637	177.637	-33.062	264.718	264.718
G4	8.134	86.073	86.073	8.134	74.712	74.712
G5	-1.341	34.191	34.191	-1.341	22.717	22.717

4) 우측 편재하시

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	-1.362	22.828	22.828	-1.362	40.012	40.012
G2	8.258	75.136	75.136	8.258	93.246	93.246
G3	-33.564	266.104	266.104	-33.564	183.145	183.145
G4	199.471	402.395	402.395	199.471	260.493	260.493
G5	249.883	335.344	335.344	249.883	319.418	319.418

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	-1.362	40.012	40.012	-1.362	38.732	38.732
G2	8.258	93.246	93.246	8.258	88.741	88.741
G3	-33.564	183.145	183.145	-33.564	174.499	174.499
G4	199.471	260.493	260.493	199.471	249.033	249.033
G5	249.883	319.418	319.418	249.883	303.954	303.954

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	-1.362	38.732	38.732	-1.362	39.686	39.686
G2	8.258	88.741	88.741	8.258	93.501	93.501
G3	-33.564	174.499	174.499	-33.564	183.656	183.656
G4	199.471	249.033	249.033	199.471	260.617	260.617
G5	249.883	303.954	303.954	249.883	319.054	319.054

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	-1.362	39.686	39.686	-1.362	22.545	22.545
G2	8.258	93.501	93.501	8.258	73.993	73.993
G3	-33.564	183.656	183.656	-33.564	265.450	265.450
G4	199.471	260.617	260.617	199.471	402.493	402.493
G5	249.883	319.054	319.054	249.883	336.370	336.370

● 신축이음의 설계 (정밀식) (도.편 506.3.4.11, 도.설 2.44.2.2)

신축량 계산 및 설치유간

▶ A1

① 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \cdot \alpha \cdot L = \pm 20 \times 0.000010 \times 69.980 = 0.01400\ m = 14.0\ mm$

여기서, ΔT : 온도변화 (40 ℃ : 보 통 지 방)

α : 선팽창계수 (0.000010 : P.S.C교)

L : 신축 GIRDER의 길이 (69.980 m)

(일반받침은 고정단으로 부터, 연직받침은 교량중심에서부터 거리)

② 건조수축에 의한 이동량

$\Delta Ls = \Delta Ts \cdot \alpha \cdot L \cdot \beta = 20 \times 0.000010 \times 69.980 \times 0.5 = 0.00700\ m = 7.0\ mm$

여기서, ΔTs : 건조수축에 해당하는 온도변화 (20 ℃)

β : 건조수축, 크리프 저감계수 (2개월 -> 0.5)

③ 크리프에 의한 이동량

$\Delta Lc = Pi / (Ec \cdot Ac) \cdot \phi \cdot L \cdot \beta = fci / Ec \cdot \phi \cdot L \cdot \beta$

$= 60 / 300000 \times 2.0 \times 69.980 \times 0.5 = 0.01400\ m = 14.0\ mm$

④ 보의 처짐에 의한 이동량

ΔLr = 0.0 mm (신축장 100m 이하 미고려)

⑤ 설치유간 및 신축이음장치 규격결정

수축량 $= \Delta Lt + \Delta Ls + \Delta Lc + \Delta Lr$

$= 14.0 + 7.0 + 14.0 + 0.0 = 35.0\ mm$

신장량 $= \Delta Lt$

$= 14.0\ mm$

설치유간 = 수축량 + 신장량 + 설치여유량 + 부가여유량

$= 35.0 + 14.0 + 10.0 + 10.0 = 69.0\ mm$

여기서, 신축장 100m 미만 : 설치여유량 (기본 신축량의 20%), 부가여유량 (10mm)

신축장 100m 이상 : 설치여유량 (10mm), 부가여유량 (20mm)

=> 신축이음장치 NMC-100, 최대허용신축량 100 mm O.K

⑥ 지진시 변위 검토 (☞ 도.편 511.1.4.1.(7))

우리나라는 지진 발생빈도가 낮고, 신축이음이 파손되는 경우도 대형사고가 발생할 우려 적음.

또한, 지진시 이동량의 예측은 매우 어렵기 때문에 이동량의 계산에 이를 고려하지 않는다.

▶ A2

① 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \cdot \alpha \cdot L = \pm 20 \times 0.000010 \times 70.085 = 0.01402\ m = 14.0\ mm$

여기서, ΔT : 온도변화 (40 ℃ : 보 통 지 방)

α : 선팽창계수 (0.000010 : P.S.C교)

L : 신축 GIRDER의 길이 (70.085 m)

(일반받침은 고정단으로 부터, 연직받침은 교량중심에서부터 거리)

② 건조수축에 의한 이동량

$\Delta Ls = \Delta Ts \cdot \alpha \cdot L \cdot \beta = 20 \times 0.000010 \times 70.085 \times 0.5 = 0.00701\ m = 7.0\ mm$

여기서, ΔTs : 건조수축에 해당하는 온도변화 (20 ℃)

β : 건조수축, 크리프 저감계수 (2개월 -> 0.5)

③ 크리프에 의한 이동량

$\Delta Lc = Pi / (Ec \cdot Ac) \cdot \phi \cdot L \cdot \beta = fci / Ec \cdot \phi \cdot L \cdot \beta$

$= 60 / 300000 \times 2.0 \times 70.085 \times 0.5 = 0.01402\ m = 14.0\ mm$

④ 보의 처짐에 의한 이동량

$\Delta Lr = 0.0$ mm (신축장 100m 이하 미고려)

⑤ 설치유간 및 신축이음장치 규격결정

수축량 $= \Delta Lt + \Delta Ls + \Delta Lc + \Delta Lr$

$= 14.0 + 7.0 + 14.0 + 0.0 = 35.0$ mm

신장량 $= \Delta Lt$

$= 14.0$ mm

설치유간 = 수축량 + 신장량 + 설치여유량 + 부가여유량

$= 35.0 + 14.0 + 10.0 + 10.0 = 69.1$ mm

여기서, 신축장 100m 미만 : 설치여유량 (기본 신축량의 20%), 부가여유량 (10mm)

신축장 100m 이상 : 설치여유량 (10mm), 부가여유량 (20mm)

=> 신축이음장치 NMC-100, 최대허용신축량 100 mm O.K

⑥ 지진시 변위 검토 (☞ 도.편 511.1.4.1.(7))

우리나라는 지진 발생빈도가 낮고, 신축이음이 파손되는 경우도 대형사고가 발생할 우려 적음.

또한, 지진시 이동량의 예측은 매우 어렵기 때문에 이동량의 계산에 이를 고려하지 않는다.

항 목 \ 위 치			전	후
신축거더길이		L_1	-	35.065 m
교량 형식		Type 1	-	P.S.C교
온도 변화		ΔT_1	-	40.0 °C
선팽창계수		α_1	-	0.000010
신축량	온도 ($\Delta T \alpha L$)	ΔLt_1	-	14.0 mm
	건조수축 (0.1 L)	ΔL_{S1}	-	3.5 mm
	크리프 (0.2 L)	ΔL_{C1}	-	7.0 mm
기본신축량 ($\Delta L_t+\Delta L_s+\Delta L_c$)		ΔL_{B1}	-	24.5 mm
신축여유량 (소계×20%+10)		ΔLe	14.9 mm	
합 계 (기본신축량+여유량)		ΔL	39.4 mm	
적용	설 치 유 간		80 mm	
	신 축 장 치 형 식		NO.120	
	허 용 신 축 량		120 mm	
	적 용 성 검 토		O.K	

격자 해석(오창방향)

목 차

1. 설계조건
   1.1. 상부형식
   1.2. 하중조건
   1.3. 사용재료 및 설계강도
   1.4. 참고문헌
2. 모델링
   2.1. 합성전모델링
   2.2. 합성후모델링
   2.3. 활하중모델링
3. 단면 계수 산정(격자해석)
4. 하중산정(격자해석)
   4.1. 횡방향 하중분배
   4.2. Beam별 작용하중
   4.3. Case별 하중 및 재하방법
5. 격자해석결과
6. Beam검토
   6.1. 외력에 의한 응력 계산
   6.2. 프리스트레스에 의한 응력 계산
   6.3. 2차 응력 계산
   6.4. 휨 극한 안전성 검토
   6.5. 전단설계 및 전단 연결재 산정
   6.6. 처짐 계산
7. 정착부 검토
8. 연속부 검토
   8.1. 합성에 의한 2차응력
9. 연속부 설계
   9.1. 하중조합
   9.2. 연속부 검토

1. 설계조건

1.1 상부형식

교 량 형 식	PSC BEAM교
교 량 연 장	35.093 + 34.986 + 34.986 + 35.198 = 140.263 m
교 량 폭 원	12.625 m
사 각	90.000

1.2 하중조건

1) 고정하중

철근 콘크리트 단위중량	W_{sc} = 25.00 kN/m^3
무근 콘크리트 단위중량	W_c = 23.50 kN/m^3
포 장 단위중량	W_a = 23.50 kN/m^3

2) 활하중

1 등 교	DB - 24, DL - 24
충 격 계 수	$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.30$

1.3 사용재료 및 설계강도

1) PSC BEAM (POST - TENSION) (☞ 도.설 4.6.3.3)

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck})	40.00 MPa (☞ 도.설 4.6.1.3)
철근 항복강도 (f_y)	300.00 MPa (☞ 도.설 4.6.1.4)
프리스트레스 도입시 압축강도(f_{ci})	32.00 MPa
프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci})	27032.90 MPa
허 용 응 력	① 프리스트레스 도입 직후의 응력 (크리프,건조수축 손실전) - 허용휨 압축응력 : 0.60 (fci) = 19.200 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.25 √(fci) = 1.414 MPa
	② 설계 하중 작용시 (손실후) - 허용휨 압축응력 : 0.45 (fck) = 18.000 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.5 √(fck) = 3.162 MPa
균 열 응 력	0.63 √(fck) = 3.984 MPa
CREEP 계수 (ψ)	3.0 (28일 기준) (☞ 도.설 4.2.3.3)
콘크리트 탄성계수 (E_{pc})	30891.00 MPa (☞ 도.설 4.2.3.1)
철근 탄성계수 (E_{ps})	200000.00 MPa (☞ 도.설 4.2.3.2)

2) P.S 강선(12.7mm 7연선) (☞ 도.설 4.6.3.3)

극 한 강 도 (f_{pu})	1900.0 MPa	
항 복 응 력 (f_{py})	1600.0 MPa	
JACK에 의한 최대긴장응력	$0.90 \cdot f_{py}$ = 0.90 × 1600 = 1440.0 MPa	
PRESTRESS 도입직후	$0.83 \cdot f_{py}$ = 0.83 × 1600 = 1328.0 MPa	
설계하중 작용시(손실후 사용하중)	$0.80 \cdot f_{py}$ = 0.80 × 1600 = 1280.0 MPa	
탄 성 계 수 (E_{pss})	200000.0 MPa	(☞ 도.설 4.2.3.2)
파상마찰계수 (k)	0.005 1/m	(☞ 도.설 4.6.3.4)
곡률마찰계수 (μ)	0.250 1/rad	(☞ 도.설 4.6.3.4)
건조수축률	0.0002 (28일 기준)	(☞ 도.설 2.1.7)
릴랙세이션 (γ)	5.0 %	(☞ 도.설 2.3.3)
정착장치의 활동량 (시점부)	6.0 mm	
정착장치의 활동량 (종점부)	6.0 mm	

3) SLAB 및 가로보 콘크리트 (☞ 도.설 4.5.2.1)

설계기준 강도 (f_{ck})	SLAB	27.00 MPa	
	가로보	27.00 MPa	
허용 휨 압축강도 (f_{ca})	SLAB	$0.4 \cdot f_{ck}$ = 0.40 × 27 = 10.80 MPa	
	가로보	$0.4 \cdot f_{ck}$ = 0.40 × 27 = 10.80 MPa	
바닥판 콘크리트 허용 휨 인장강도(f_{ta})		$0.13 \sqrt{(f_{ck})}$ = 0.13 × √(27) = 0.68 MPa	
탄 성 계 수	SLAB (E_{sc})	27804.00 MPa	
	가로보 (E_{cc})	27804.00 MPa	

4) SLAB 및 가로보 철근

항 복 강 도 (f_y)	SLAB	400.00 MPa
	가로보	300.00 MPa
탄 성 계 수	SLAB (E_{ss})	200000.00 MPa
	가로보 (E_{cs})	200000.00 MPa

1.4 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (☞ 도.설.기)

2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (☞ 도.설.해)

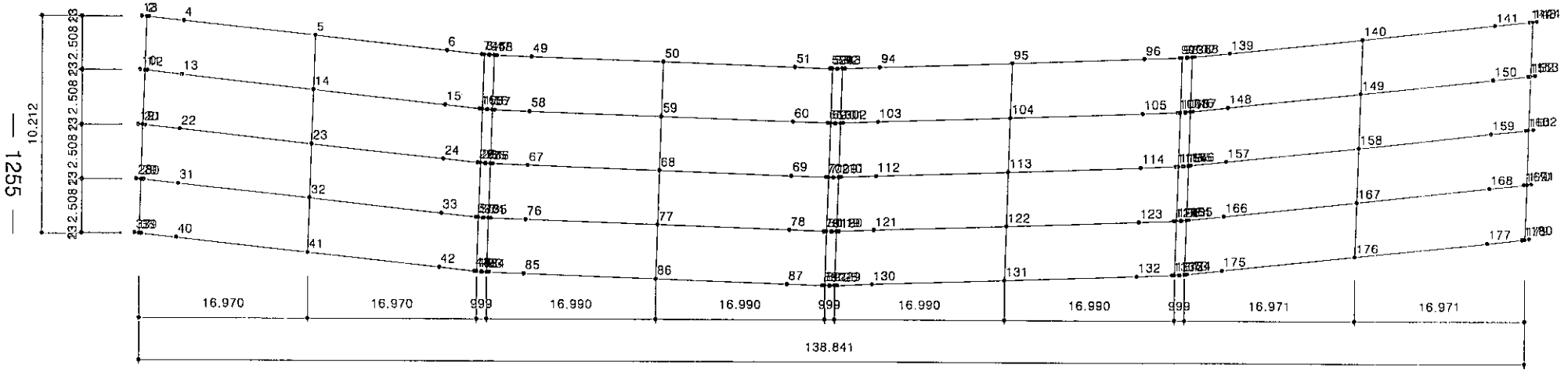
3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (☞ 콘.설)

4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (☞ 도.요)

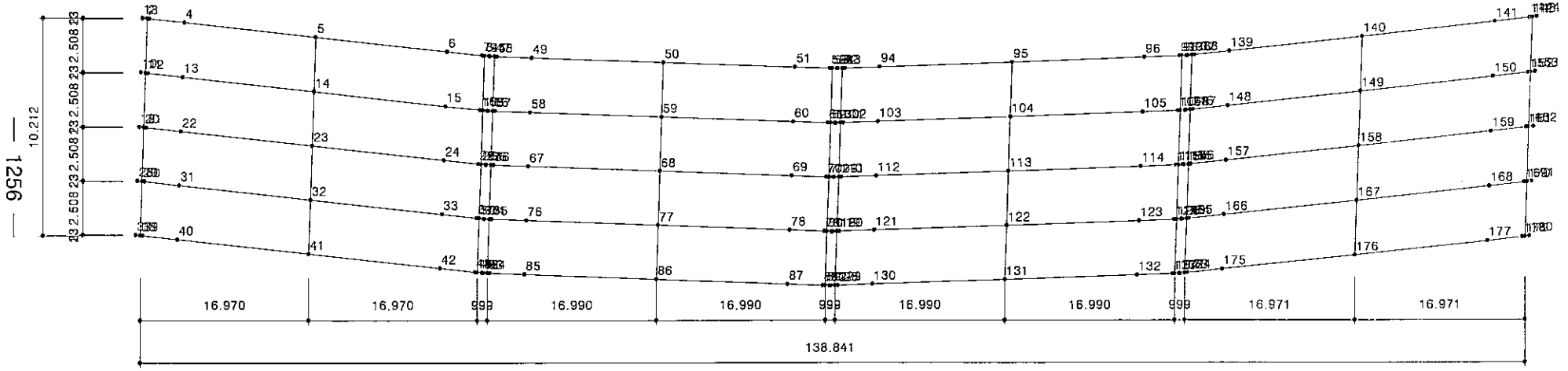
5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (☞ 도.편)

2. 모 델 링

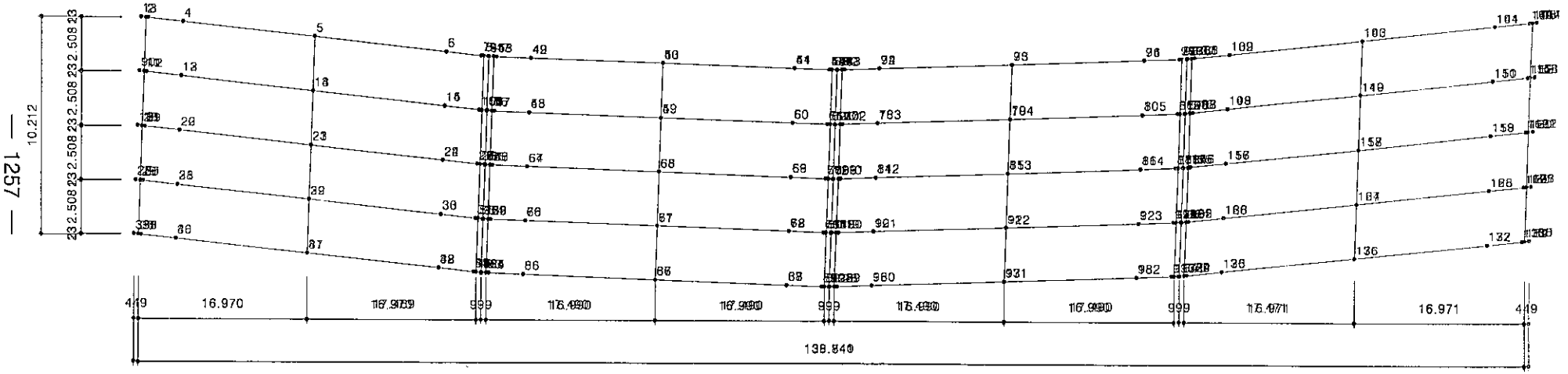
2.1 합성전 모델링



2.2 합성후 모델링

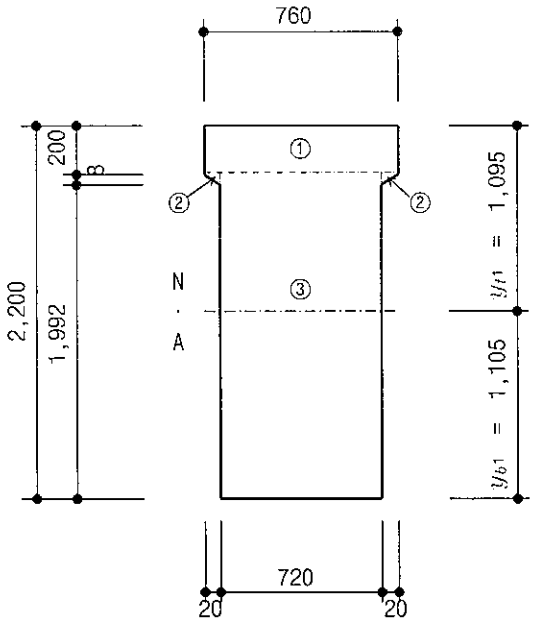

1256
10.212
2.508
2.508
2.508
2.508
2.508
16.970
16.970
16.990
16.990
16.990
16.990
16.971
16.971
138.841

2.3 활하중 모델링



3. 단면 계수 산정 (격자해석)

1) Beam 단부 총단면



(단위:mm)

번 호	b	h	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
① (□)	760	200	152000	100	15200000	995	150449078560	506666667
② (△)	20	8	160	203	32427	892	127368627	569
③ (□)	720	2000	1440000	1200	1728000000	-105	15910733236	480000000000
계			1592160		1743232427		166487180423	480506667236

$$y_{t1} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1743232426.67}{1592160.00} = 1094.885 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 1094.89 - 2200.00 = -1105.115 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 480506667235.56 + 166487180422.83 = 646993847658.383 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{33}}{y_{t1}} = \frac{646993847658.38}{1094.89} = 590923911.654 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{33}}{y_{b1}} = \frac{646993847658.38}{1105.11} = 585453972.834 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{33}}{A} = \frac{646993847658.38}{1592160.00} = 406362.330 \text{ mm}^2$$

(단위:mm)

번 호	b	h	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_o
① (□)	760	200	152000	0	0	0	0	7316266667
② (△)	20	8	80	-367	-29333	367	10755556	1778
	20	8	80	367	29333	-367	10755556	1778
③ (□)	720	2000	1440000	0	0	0	0	62208000000
계			1592160		0		21511111	69524270222

$$x_{f1} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1592160.00} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

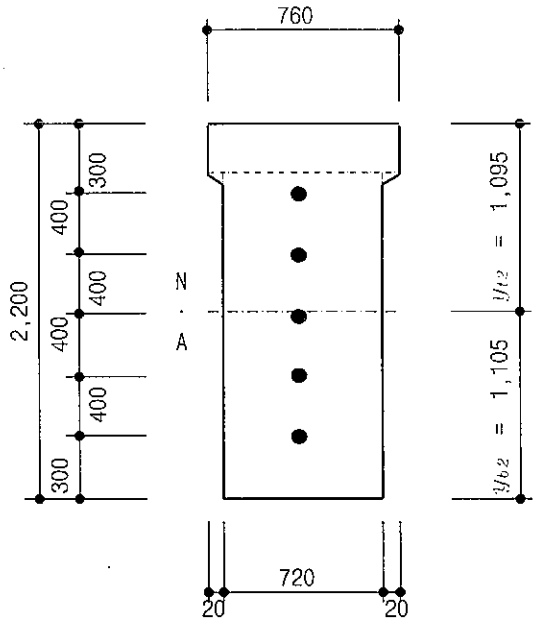
$$= 69524270222.22 + 21511111.11 = 69545781333.333 \text{ mm}^4$$

- 비틀림 상수

$$K = \Sigma(b \times t^3) / 3$$

$$= (2,000.0 \times 720.0^3 + 760.0 \times 200.0^3) / 3 = 250858666666.667 \text{ mm}^4$$

2) Beam 단부 순단면



강선번호	X좌표	Y좌표
1	0.00	1900.00
2	0.00	1500.00
3	0.00	1100.00
4	0.00	700.00
5	0.00	300.00

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm^2)

(단위:mm)

번 호	수량	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
총단면		1592160	1095	1743232427	0	4913	646993847658
1번 SHEATH	1	-3421	300	-1026358	795	-2161353862	
2번 SHEATH	1	-3421	700	-2394836	395	-533331556	
3번 SHEATH	1	-3421	1100	-3763314	-5	-91457	
4번 SHEATH	1	-3421	1500	-5131792	-405	-561633566	
5번 SHEATH	1	-3421	1900	-6500269	-805	-2217957884	
계	5	1575054		1724415857		-5474363412	646993847658

$$y_{t2} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1724415857.47}{1575054.03} = 1094.830 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 1094.83 - 2200.00 = -1105.170 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 646993847658.38 + -5474363411.51 = 641519484246.873 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t2} = \frac{I_{33}}{y_{t2}} = \frac{641519484246.87}{1094.83} = 585953697.496 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{33}}{y_{b2}} = \frac{641519484246.87}{1105.17} = 580471134.538 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 1105.17 - 1100.00 = 5.170 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{33}}{e_{p2}} = \frac{641519484246.87}{5.17} = 124076717473.435 \text{ mm}^3$$

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 ㎟)

(단위:㎜)

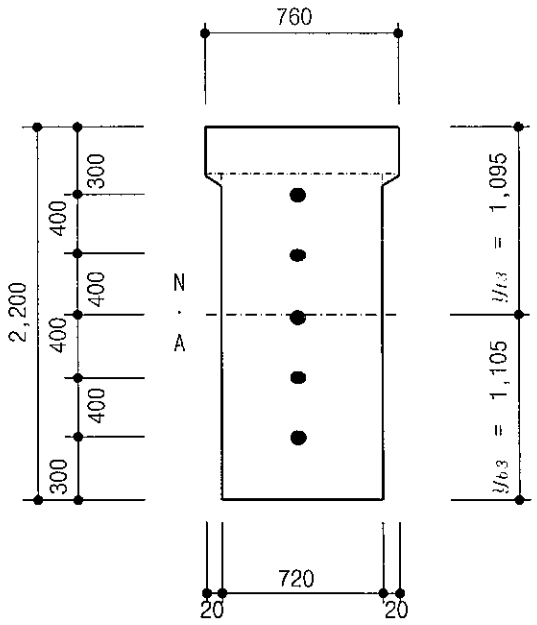
번 호	수량	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
총단면		1592160	0	0	0	0	69545781333
1번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
2번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
3번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
4번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
5번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
계	5	1575054		0		0	69545781333

$$x_{c2} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1575054.03} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

$$= 69545781333.33 + 0.00 = 69545781333.333 \text{ mm}^4$$

3) Beam 단부 P.S 강연선 환산단면



※ 강연선 ϕ 12.7 × 12 ea = 98.71 × 12.00 = 1184.52 mm^2

n_p = E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

강연선 환산단면적 = 1184.52 × 6.47 = 7669.03 mm^2

(단위:mm)

번 호	수량	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
총단면		1575054	1095	1724415857	0	23783	641519484247
강 연 선	5	38345	1100	42179664	-5	976915	
계	5	1613399		1766595521		1000698	641519484247

$$y_{t3} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1766595521.45}{1613399.18} = 1094.953 \ mm$$

$$y_{b3} = 1094.95 - 2200.00 = -1105.047 \ mm$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 641519484246.87 + 1000698.31 = 641520484945.184 \ mm^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{33}}{y_{t3}} = \frac{641520484945.18}{1094.95} = 585888852.270 \ mm^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{33}}{y_{b3}} = \frac{641520484945.18}{1105.05} = 580536588.861 \ mm^3$$

$$e_{p3} = 1105.05 - 1100.00 = 5.047 \ mm$$

$$Z_{p3} = \frac{I_{33}}{e_{p3}} = \frac{641520484945.18}{5.05} = 127097599557.410 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	수량	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
총단면		1575054	0	0	0	0	69545781333
강 연 선	5	38345	0	0	0	0	
계	5	1613399		0		0	69545781333

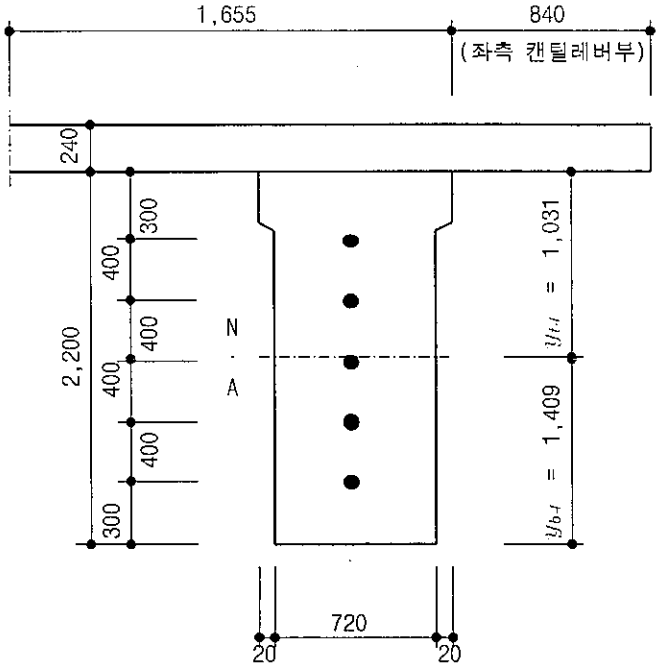
$$x_{c3} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1613399.18} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma (I_0 + A \times x'^2)$$

$$= 69545781333.33 + 0.00 = 69545781333.333 \text{ mm}^4$$

4) Beam 단부 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m
- 캔틸레버 길이 : 1.22 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 1220 + 360 = 1580.17 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6t + b_f$ = 6 × 240 + 1580 = 3020.17 mm

② $l/12 + b_f$ = 34000 / 12 + 1580 = 4413.50 mm

③ $l/2 + b_f$ = 1830 / 2 + 1580 = 2495.16 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2495 × 0.90 = 2245.81 mm

A_{slab} = 2246 × 240 = 538994.84 mm²

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-304	149343427738	641520484945
슬래브	538995	120	64679381	911	447036866802	2587175220
계	2152394		2218490704		596380294541	644107660166

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{2218490704.46}{2152394.01}$ = 1030.708 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t4} = 1030.71 - 240.00 = 790.708 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b4} = 1030.71 - 2440.00 = -1409.292 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= \quad 644107660165.57 \quad + \quad 596380294540.73 \quad = \quad 1240487954706.290 \quad mm^4$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1240487954706.29}{1030.71} = 1203529428.182 \quad mm^3$$

$$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{1240487954706.29}{790.71} = 1568831028.001 \quad mm^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{1240487954706.29}{1409.29} = 880220957.180 \quad mm^3$$

$e_{p4} = 1409.29 - 1100.00 = 309.292 \quad mm$

$$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{1240487954706.29}{309.29} = 4010739916.933 \quad mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	538995	0	0	0	0	226542707854
계	2152394		0		0	296088489187

$$x_{e4} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{2152394.01} = 0.000 \quad mm$$

$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$

$= \quad 296088489187.39 \quad + \quad 0.00 \quad = \quad 296088489187.391 \quad mm^4$

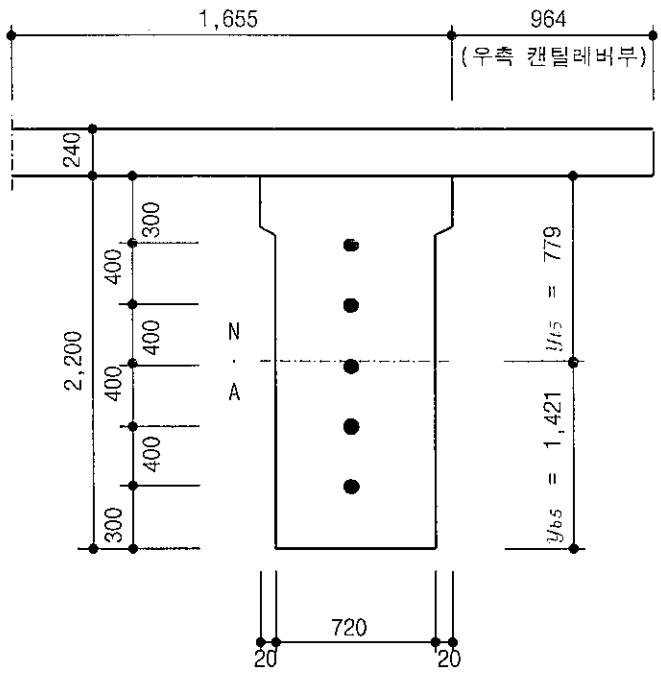
- 비틀림 상수

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= \quad 250858666666.67 \quad + \quad (\quad 2,245.8 \quad x \quad 240.0 \quad ^3 \quad) / \quad 3 \quad / \quad 0.900$

$= \quad 262356354730.667 \quad mm^4$

(2) 외측 BEAM (G5 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m
- 캔틸레버 길이 : 1.34 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 1344 + 360 = 1704.35 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$6t + b_f$	=	6	×	240	+	1704	=	3144.35 mm
②	$l/12 + b_f$	=	34000	/	12	+	1704	=	4537.69 mm
③	$l/2 + b_f$	=	1830	/	2	+	1704	=	2619.34 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2619 × 0.90 = 2357.59 mm

A_{slab} = 2358 × 240 = 565820.61 mm²

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-315	160552070479	641520484945
슬래브	565821	120	67898473	899	457803365352	2715938917
계	2179220		2221709797		618355435832	644236423862

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{2221709796.87}{2179219.78} = 1019.498 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t5} = 1019.50 - 240.00 = 779.498 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b5} = 1019.50 - 2440.00 = -1420.502 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 644236423862.12 + 618355435831.76 = 1262591859693.880 mm⁴

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1262591859693.88}{1019.50} = 1238444897.084 \ mm^3$$

$$Z_{t5} = \frac{I_{33}}{y_{t5}} = \frac{1262591859693.88}{779.50} = 1619750362.858 \ mm^3$$

$$Z_{b5} = \frac{I_{33}}{y_{b5}} = \frac{1262591859693.88}{1420.50} = 888834855.791 \ mm^3$$

$$e_{p5} = 1420.50 - 1100.00 = 320.502 \ mm$$

$$Z_{p5} = \frac{I_{33}}{e_{p5}} = \frac{1262591859693.88}{320.50} = 3939417254.850 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	565821	0	0	0	0	262079199125
계	2179220		0		0	331624980458

$$x_{e5} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{2179219.78} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

$$= 331624980458.37 + 0.00 = 331624980458.374 \ mm^4$$

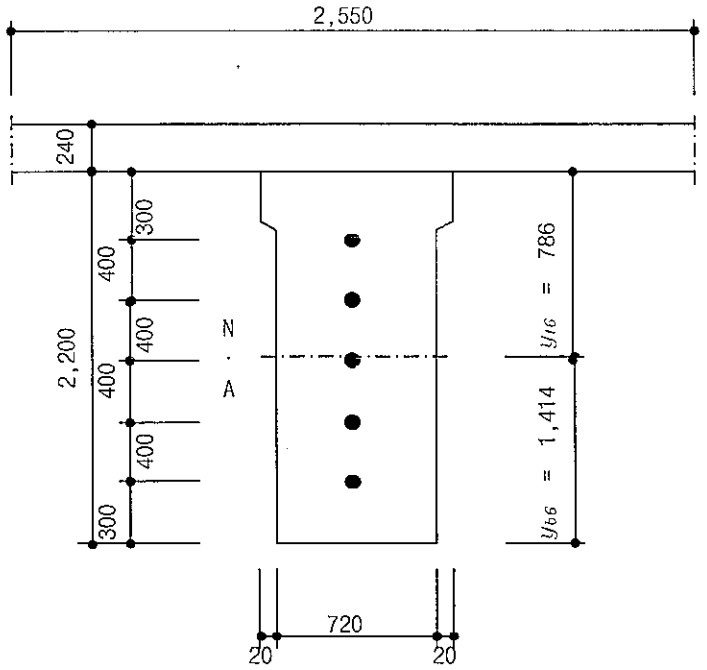
- 비틀림 상수

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,357.6 \times 240.0^{3}) / 3 / 0.900$$

$$= 262928594602.667 \ mm^4$$

(3) 내측 BEAM (G2 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 2550 + 360 = 2910.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 720 = 3600.00 mm

② l_n = 2550 = 2550.00 mm

③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2550 × 0.90 = 2295.17 mm

A_{slab} = 2295 × 240 = 550841.60 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-309	154277563579	641520484945
슬래브	550842	120	66100993	906	451874535534	2644039701
계	2164241		2219912316		606152099113	644164524646

$y_{st} = \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{2219912316.47}{2164240.78}$ = 1025.723 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 1025.72 - 240.00 = 785.723 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 1025.72 - 2440.00 = -1414.277 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma (I_o + A \times y'^2)$

= 644164524646.07 + 606152099112.80 = 1250316623758.870 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1250316623758.87}{1025.72} = 1218960860.192 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1250316623758.87}{785.72} = 1591293697.688 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1250316623758.87}{1414.28} = 884067928.743 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1414.28 - 1100.00 = 314.277 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1250316623758.87}{314.28} = 3978394976.859 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_o
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	2164241		0		0	311357015760

$$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{2164240.78} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

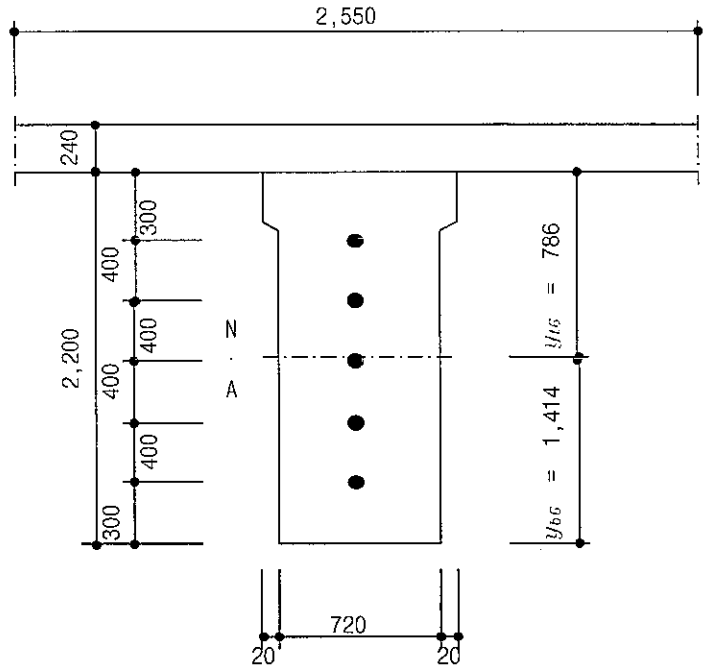
$$= 311357015760.34 + 0.00 = 311357015760.342 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,295.2 \times 240.0^{3}) / 3 / 0.900$$

$$= 262609066666.667 \ mm^4$$

(4) 내측 BEAM (G3 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 2550 + 360 = 2910.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 720 = 3600.00 mm
② l_n = 2550 = 2550.00 mm
③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2550 × 0.90 = 2295.17 mm

A_{slab} = 2295 × 240 = 550841.60 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-309	154277563579	641520484945
슬래브	550842	120	66100993	906	451874535534	2644039701
계	2164241		2219912316		606152099113	644164524646

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{2219912316.47}{2164240.78}$ = 1025.723 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 1025.72 - 240.00 = 785.723 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 1025.72 - 2440.00 = -1414.277 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 644164524646.07 + 606152099112.80 = 1250316623758.870 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1250316623758.87}{1025.72} = 1218960860.192 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1250316623758.87}{785.72} = 1591293697.688 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1250316623758.87}{1414.28} = 884067928.743 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1414.28 - 1100.00 = 314.277 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1250316623758.87}{314.28} = 3978394976.859 \ mm^3$$

(단위 : mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	2164241		0		0	311357015760

$$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{2164240.78} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

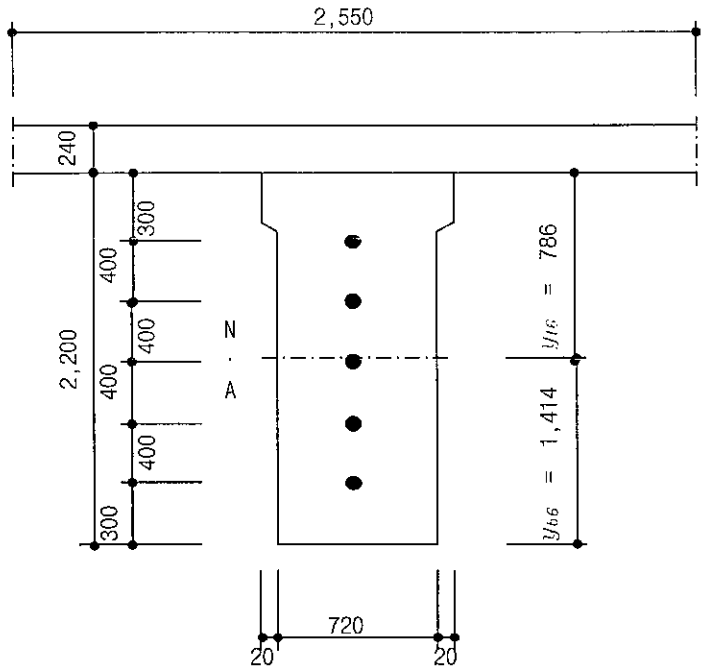
$$= 311357015760.34 + 0.00 = 311357015760.342 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 262609066666.667 \ mm^4$$

(5) 내측 BEAM (G4 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 2550 + 360 = 2910.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 720 = 3600.00 mm

② l_n = 2550 = 2550.00 mm

③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2550 × 0.90 = 2295.17 mm

A_{slab} = 2295 × 240 = 550841.60 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-309	154277563579	641520484945
슬래브	550842	120	66100993	906	451874535534	2644039701
계	2164241		2219912316		606152099113	644164524646

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{2219912316.47}{2164240.78}$ = 1025.723 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 1025.72 - 240.00 = 785.723 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 1025.72 - 2440.00 = -1414.277 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 644164524646.07 + 606152099112.80 = 1250316623758.870 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1250316623758.87}{1025.72} = 1218960860.192 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1250316623758.87}{785.72} = 1591293697.688 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1250316623758.87}{1414.28} = 884067928.743 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1414.28 - 1100.00 = 314.277 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1250316623758.87}{314.28} = 3978394976.859 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_o
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	2164241		0		0	311357015760

$$x_{c6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{2164240.78} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

$$= 311357015760.34 + 0.00 = 311357015760.342 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 262609066666.667 \ mm^4$$

5) 단면제원 정리

(단위:mm)

구 분	순 단 면	P.S 강연선 환산 단면적	바닥판 환산		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G2)
A	1575054.03	1613399.18	2152394.01	2179219.78	2164240.78
y_{st}			1030.71	1019.50	1025.72
y_t	1094.83	1094.95	790.71	779.50	785.72
y_b	-1105.17	-1105.05	-1409.29	-1420.50	-1414.28
I_{33}	641519484246.87	641520484945.18	1240487954706.29	1262591859693.88	1250316623758.87
I_{22}	69545781333.33	69545781333.33	296088489187.39	331624980458.37	311357015760.34
Z_{st}			1203529428.18	1238444897.08	1218960860.19
Z_t	585953697.50	585888852.27	1568831028.00	1619750362.86	1591293697.69
Z_b	580471134.54	580536588.86	880220957.18	888834855.79	884067928.74
e_p	5.17	5.05	309.29	320.50	314.28
Z_p	124076717473.44	127097599557.41	4010739916.93	3939417254.85	3978394976.86
K	250858666666.67	250858666666.67	262356354730.67	262928594602.67	262609066666.67

(단위:mm)

구 분	바닥판 환산				
	내측 BEAM (G3)	내측 BEAM (G4)			
A	2164240.78	2164240.78			
y_{st}	1025.72	1025.72			
y_t	785.72	785.72			
y_b	-1414.28	-1414.28			
I_{33}	1250316623758.87	1250316623758.87			
I_{22}	311357015760.34	311357015760.34			
Z_{st}	1218960860.19	1218960860.19			
Z_t	1591293697.69	1591293697.69			
Z_b	884067928.74	884067928.74			
e_p	314.28	314.28			
Z_p	3978394976.86	3978394976.86			
K	262609066666.67	262609066666.67			

A : 단 면 적 (mm^2)

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (mm)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (mm)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (mm)

I_{33} : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

I_{22} : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

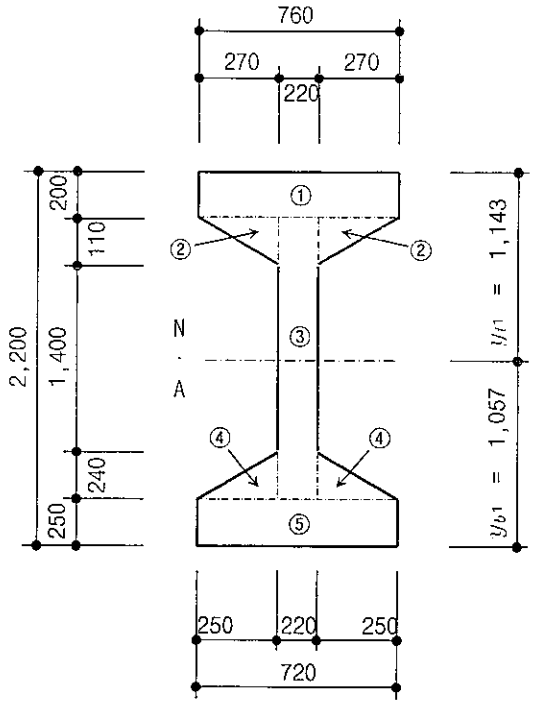
Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (mm^3)

e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (mm)

Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (mm^3)

K : 비틀림 상수 (mm^4)

6) Beam 중앙부 총단면



(단위:mm)

번 호	b	h	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
① (□)	760	200	152000	100	15200000	1043	165253189528	506666667
② (△)	270	110	29700	237	7029000	906	24379816544	19965000
③ (□)	220	1750	385000	1075	413875000	68	1763785480	98255208333
④ (△)	250	240	60000	1870	112200000	-727	31739225417	192000000
⑤ (□)	720	250	180000	2075	373500000	-932	156458022292	937500000
계			806700		921804000		379594039262	99911340000

$$y_{t1} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{921804000.00}{806700.00} = 1142.685 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 1142.69 - 2200.00 = -1057.315 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 99911340000.00 + 379594039261.81 = 479505379261.807 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{33}}{y_{t1}} = \frac{479505379261.81}{1142.69} = 419630408.905 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{33}}{y_{b1}} = \frac{479505379261.81}{1057.31} = 453512326.189 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{33}}{A} = \frac{479505379261.81}{806700.00} = 594403.594 \text{ mm}^2$$

(단위:㎜)

번 호	b	h	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_o
① (□)	760	200	152000	0	0	0	0	7316266667
② (△)	270	110	14850	-200	-2970000	200	594000000	60142500
	270	110	14850	200	2970000	-200	594000000	60142500
③ (□)	220	1750	385000	0	0	0	0	1552833333
④ (△)	250	240	30000	-193	-5800000	193	1121333333	104166667
	250	240	30000	193	5800000	-193	1121333333	104166667
⑤ (□)	720	250	180000	0	0	0	0	7776000000
계			806700		0		3430666667	16973718333

$$x_{e1} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{806700.00} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma(I_o + A \times x'^2)$$

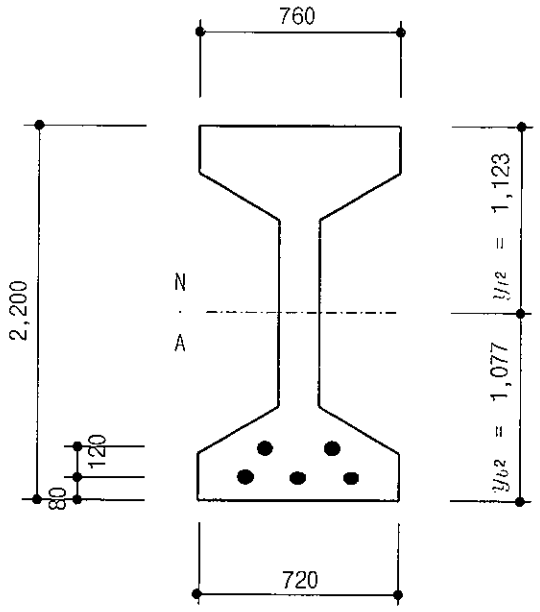
$$= 16973718333.33 + 3430666666.67 = 20404385000.000 \text{ mm}^4$$

- 비틀림 상수

$$K = \Sigma(b \times t^3) / 3$$

$$= (760.0 \times 200.0^3 + 1,750.0 \times 220.0^3 + 720.0 \times 250.0^3) / 3 = 11988000000.000 \text{ mm}^4$$

7) Beam 중앙부 순단면



강선번호	X좌표	Y좌표
1	-55.00	200.00
2	55.00	200.00
3	0.00	80.00
4	-185.00	80.00
5	185.00	80.00

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm²) (단위:mm)

번 호	수량	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
총단면		806700	1143	921804000	-20	326983428	479505379262
1번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
2번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
3번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
4번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
5번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
계	5	789594		886360426		-15152336100	479505379262

$$y_{t2} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{886360426.02}{789594.03} = 1122.552 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 1122.55 - 2200.00 = -1077.448 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 479505379261.81 + -15152336100.46 = 464353043161.343 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t2} = \frac{I_{33}}{y_{t2}} = \frac{464353043161.34}{1122.55} = 413658348.231 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{33}}{y_{b2}} = \frac{464353043161.34}{1077.45} = 430974934.985 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 1077.45 - 128.00 = 949.448 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{33}}{e_{p2}} = \frac{464353043161.34}{949.45} = 489076902.528 \text{ mm}^3$$

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm^2)

(단위:mm)

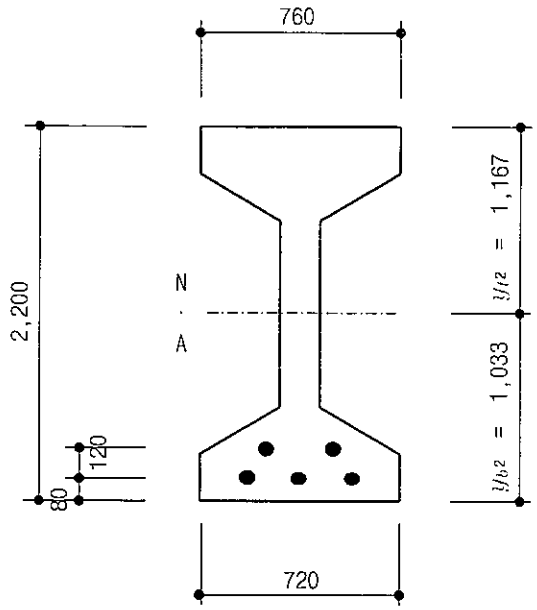
번 호	수량	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_o
총단면		806700	0	0	0	0	20404385000
1번 SHEATH	1	-3421	-55	188166	55	-10349113	
2번 SHEATH	1	-3421	55	-188166	-55	-10349113	
3번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
4번 SHEATH	1	-3421	-185	632921	185	-117090378	
5번 SHEATH	1	-3421	185	-632921	-185	-117090378	
계	5	789594		0		-254878983	20404385000

$$x_{e2} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{789594.03} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

$$= 20404385000.00 + -254878982.78 = 20149506017.218 \text{ mm}^4$$

8) Beam 중앙부 P.S 강연선 환산단면



※ 강연선 ϕ 12.7 × 12 ea = 98.71 × 12.00 = 1184.52 mm^2

n_p = E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

강연선 환산단면적 = 1184.52 × 6.47 = 7669.03 mm^2

(단위:mm)

번 호	수량	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
총단면		789594	1123	886360426	44	1526757757	464353043161
강 연 선	5	38345	2072	79451149	-905	31438626176	
계	5	827939		965811575		32965383933	464353043161

$$y_{t3} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{965811574.90}{827939.18} = 1166.525 \text{ mm}$$

$$y_{b3} = 1166.52 - 2200.00 = -1033.475 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 464353043161.34 + 32965383933.49 = 497318427094.829 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{33}}{y_{t3}} = \frac{497318427094.83}{1166.52} = 426324782.157 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{33}}{y_{b3}} = \frac{497318427094.83}{1033.48} = 481209827.208 \text{ mm}^3$$

$$e_{p3} = 1033.48 - 128.00 = 905.475 \text{ mm}$$

$$Z_{p3} = \frac{I_{33}}{e_{p3}} = \frac{497318427094.83}{905.48} = 549234724.213 \text{ mm}^3$$

(단위:㎜)

번 호	수량	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_o
층단면		789594	0	0	0	0	20149506017
강 연 선	5	38345	0	0	0	0	
계	5	827939		0		0	20149506017

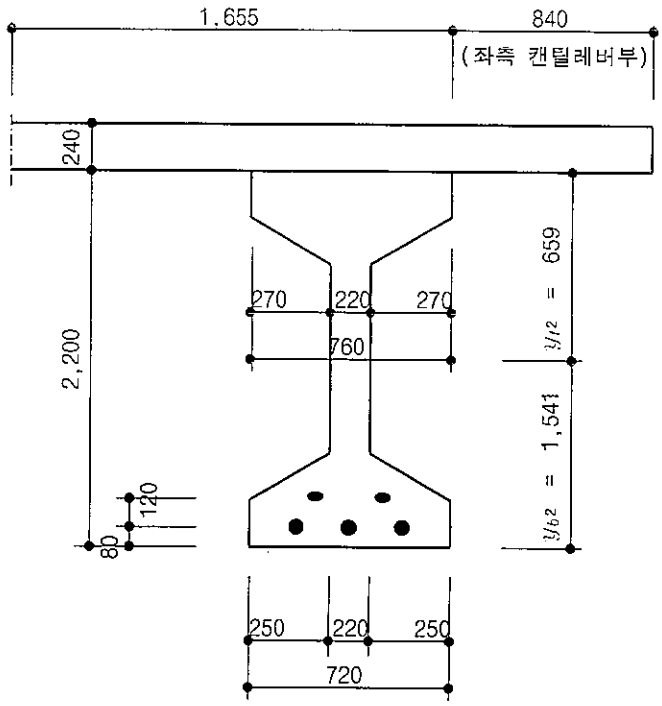
$$x_{c3} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{827939.18} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

$$= 20149506017.22 + 0.00 = 20149506017.218 \text{ mm}^4$$

9) Beam 중앙부 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m
- 캔틸레버 길이 : 1.22 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 1220 + 110 = 1330.17 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6t + b_1$ = 6 × 240 + 1330 = 2770.17 mm

② $l/12 + b_1$ = 34000 / 12 + 1330 = 4163.50 mm

③ $l/2 + b_1$ = 2330 / 2 + 1330 = 2495.16 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2495 × 0.90 = 2245.81 mm

A_{slab} = 2246 × 240 = 538994.84 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-507	213063404195	497318427095
슬래브	538995	120	64679381	779	327282428762	2587175220
계	1366934		1229196358		540345832957	499905602315

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1229196357.90}{1366934.01}$ = 899.236 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t4} = 899.24 - 240.00 = 659.236 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b4} = 899.24 - 2440.00 = -1540.764 mm : 도심에서 거더하단까지

I_{33} = Σ(I_o + A x y'^2)

= 499905602315.21 + 540345832957.10 = 1040251435272.320 mm^4

$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1040251435272.32}{899.24}$ = 1156816859.668 mm^3

$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{1040251435272.32}{659.24}$ = 1577965008.378 mm^3

$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{1040251435272.32}{1540.76}$ = 675153025.332 mm^3

e_{p4} = 1540.76 - 128.00 = 1412.764 mm

$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{1040251435272.32}{1412.76}$ = 736323603.664 mm^3

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	538995	0	0	0	0	226542707854
계	1366934		0		0	246692213871

$x_{e4} = \frac{\Sigma(A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1366934.01}$ = 0.000 mm

I_{22} = Σ(I_o + A x x'^2)

= 246692213871.28 + 0.00 = 246692213871.276 mm^4

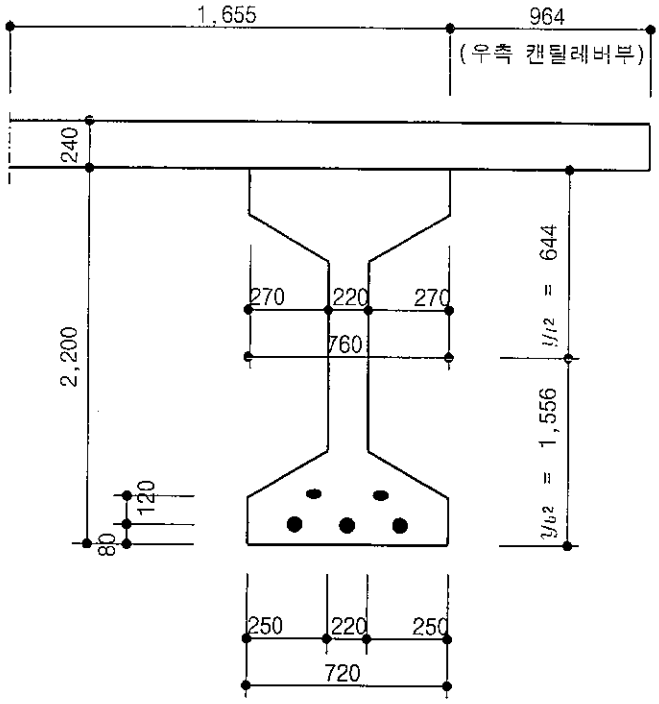
- 비틀림 상수

K_s = K + (B_s x t_s^3) / 3 / n_c

= 11988000000.00 + (2,245.8 x 240.0 ^{3})/ 3 / 0.900

= 23485688064.000 mm^4

(2) 외측 BEAM (G5 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m
- 캔틸레버 길이 : 1.34 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 1344 + 110 = 1454.35 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6l + b_1$ = 6 × 240 + 1454 = 2894.35 mm

② $l/12 + b_1$ = 34000 / 12 + 1454 = 4287.69 mm

③ $l/2 + b_1$ = 2330 / 2 + 1454 = 2619.34 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2619 × 0.90 = 2357.59 mm

A_{slab} = 2358 × 240 = 565820.61 mm²

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-522	225848086092	497318427095
슬래브	565821	120	67898473	764	330473079276	2715938917
계	1393760		1232415450		556321165368	500034366012

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1232415450.32}{1393759.78}$ = 884.238 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t4} = 884.24 - 240.00 = 644.238 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b4} = 884.24 - 2440.00 = -1555.762 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$= \quad 500034366011.77 \quad + \quad 556321165368.35 \quad = \quad 1056355531380.110 \quad mm^4$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1056355531380.11}{884.24} = 1194650600.718 \quad mm^3$$

$$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{1056355531380.11}{644.24} = 1639697488.343 \quad mm^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{1056355531380.11}{1555.76} = 678995613.183 \quad mm^3$$

$e_{p4} = 1555.76 - 128.00 = 1427.762 \quad mm$

$$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{1056355531380.11}{1427.76} = 739868113.104 \quad mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	565821	0	0	0	0	262079199125
계	1393760		0		0	282228705142

$$x_{c4} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1393759.78} = 0.000 \quad mm$$

$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$

$= \quad 282228705142.26 \quad + \quad 0.00 \quad = \quad 282228705142.259 \quad mm^4$

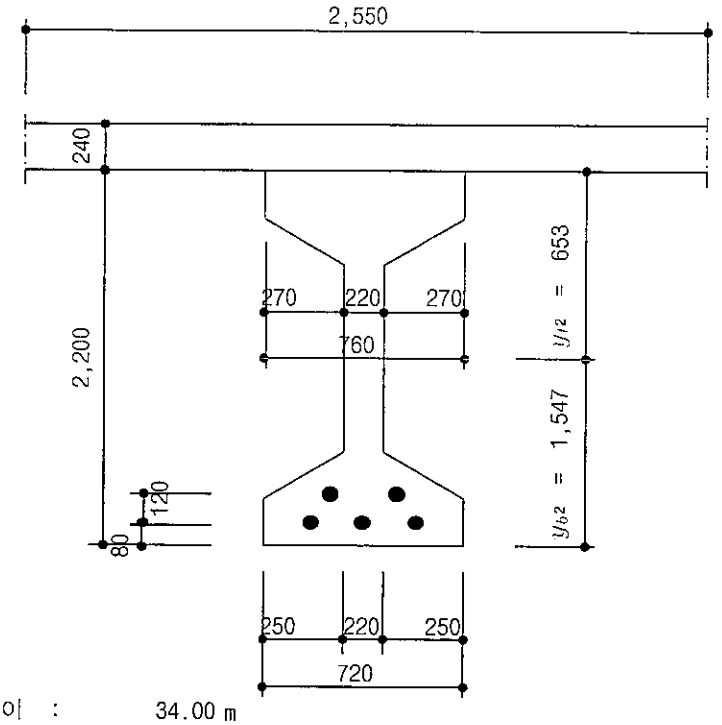
- 비틀림 상수

$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$

$= \quad 11988000000.00 \quad + \quad (\ 2,357.6 \quad x \quad 240.0 \ ^3 \ ) / \ 3 \quad / \quad 0.900$

$= \quad 24057927936.000 \quad mm^4$

(3) 내측 BEAM (G2 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 2550 + 110 = 2660.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 220 = 3100.00 mm

② l_n = 2550 = 2550.00 mm

③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2550 × 0.90 = 2295.17 mm

A_{slab} = 2295 × 240 = 550841.60 mm^2

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-514	218724674151	497318427095
슬래브	550842	120	66100993	773	328752812591	2644039701
계	1378781		1230617970		547477486743	499962466796

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1230617969.92}{1378780.78}$ = 892.541 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t6} = 892.54 - 240.00 = 652.541 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 892.54 - 2440.00 = -1547.459 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 499962466795.71 + 547477486742.72 = 1047439953538.430 mm^4

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1047439953538.43}{892.54} = 1173548666.556 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1047439953538.43}{652.54} = 1605171825.170 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1047439953538.43}{1547.46} = 676877224.843 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1547.46 - 128.00 = 1419.459 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1047439953538.43}{1419.46} = 737914751.633 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	1378781		0		0	261960740444

$$x_{c6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1378780.78} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

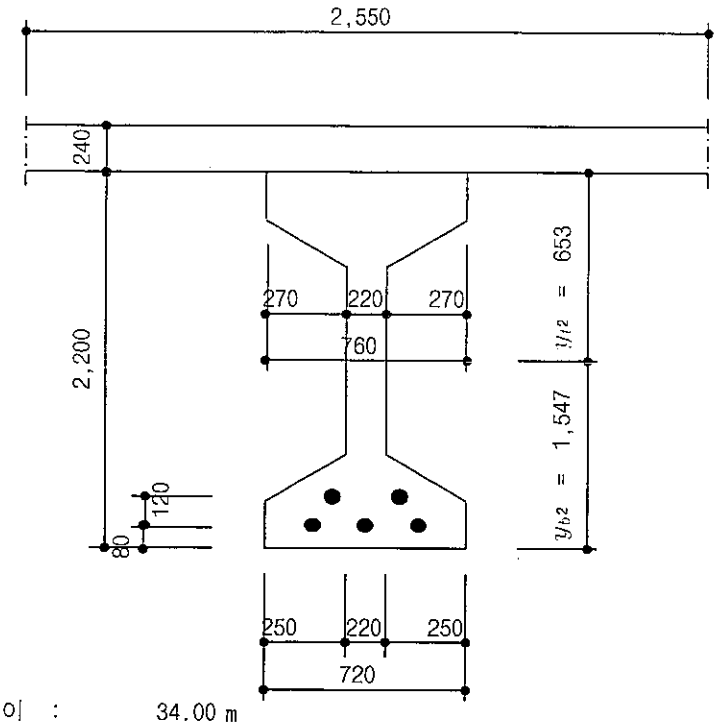
$$= 261960740444.23 + 0.00 = 261960740444.227 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 11988000000.00 + (2,295.2 \times 240.0^{3}) / 3 / 0.900$$

$$= 23738400000.000 \ mm^4$$

(4) 내측 BEAM (G3 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 2550 + 110 = 2660.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 220 = 3100.00 mm

② l_n = 2550 = 2550.00 mm

③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2550 × 0.90 = 2295.17 mm

A_{slab} = 2295 × 240 = 550841.60 mm²

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-514	218724674151	497318427095
슬래브	550842	120	66100993	773	328752812591	2644039701
계	1378781		1230617970		547477486743	499962466796

$y_{st} = \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1230617969.92}{1378780.78}$ = 892.541 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 892.54 - 240.00 = 652.541 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 892.54 - 2440.00 = -1547.459 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma (I_o + A \times y'^2)$

= 499962466795.71 + 547477486742.72 = 1047439953538.430 mm⁴

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1047439953538.43}{892.54} = 1173548666.556 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1047439953538.43}{652.54} = 1605171825.170 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1047439953538.43}{1547.46} = 676877224.843 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1547.46 - 128.00 = 1419.459 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1047439953538.43}{1419.46} = 737914751.633 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	1378781		0		0	261960740444

$$x_{c6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1378780.78} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

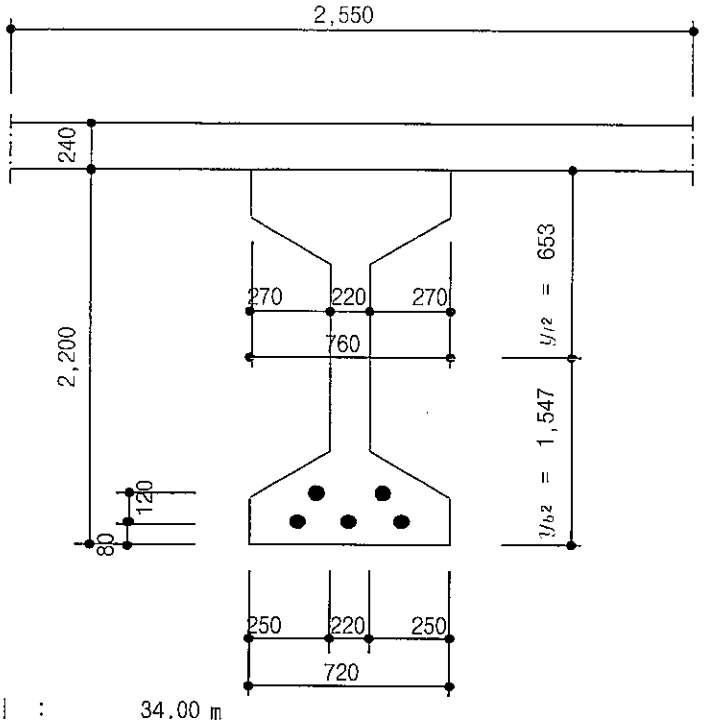
$$= 261960740444.23 + 0.00 = 261960740444.227 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 11988000000.00 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 23738400000.000 \ mm^4$$

(5) 내측 BEAM (G4 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_f = 2550 + 110 = 2660.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $12t + b_w$ = 12 × 240 + 220 = 3100.00 mm

② l_n = 2550 = 2550.00 mm

③ 거더경간/4 = 34000 / 4 = 8500.00 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2550 × 0.90 = 2295.17 mm

A_{slab} = 2295 × 240 = 550841.60 mm²

(단위:mm)

번 호	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_0
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-514	218724674151	497318427095
슬래브	550842	120	66100993	773	328752812591	2644039701
계	1378781		1230617970		547477486743	499962466796

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1230617969.92}{1378780.78}$ = 892.541 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

y_{t6} = 892.54 - 240.00 = 652.541 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 892.54 - 2440.00 = -1547.459 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{33} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

= 499962466795.71 + 547477486742.72 = 1047439953538.430 mm⁴

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1047439953538.43}{892.54} = 1173548666.556 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1047439953538.43}{652.54} = 1605171825.170 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1047439953538.43}{1547.46} = 676877224.843 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1547.46 - 128.00 = 1419.459 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1047439953538.43}{1419.46} = 737914751.633 \ mm^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	$A \cdot x$	x'	$A \cdot x'^2$	I_o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	1378781		0		0	261960740444

$$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1378780.78} = 0.000 \ mm$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

$$= 261960740444.23 + 0.00 = 261960740444.227 \ mm^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 11988000000.00 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 23738400000.000 \ mm^4$$

10) 단면제원 정리

(단위:mm)

구 분	순 단 면	P.S 강연선 환산 단면적	바닥판 확산		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G2)
A	789594.03	827939.18	1366934.01	1393759.78	1378780.78
y_{st}			899.24	884.24	892.54
y_t	1122.55	1166.52	659.24	644.24	652.54
y_b	-1077.45	-1033.48	-1540.76	-1555.76	-1547.46
I_{33}	464353043161.34	497318427094.83	1040251435272.32	1056355531380.11	1047439953538.43
I_{22}	20149506017.22	20149506017.22	246692213871.28	282228705142.26	261960740444.23
Z_{st}			1156816859.67	1194650600.72	1173548666.56
Z_t	413658348.23	426324782.16	1577965008.38	1639697488.34	1605171825.17
Z_b	430974934.98	481209827.21	675153025.33	678995613.18	676877224.84
e_p	949.45	905.48	1412.76	1427.76	1419.46
Z_p	489076902.53	549234724.21	736323603.66	739868113.10	737914751.63
K	11988000000.00	11988000000.00	23485688064.00	24057927936.00	23738400000.00

(단위:㎜)

구 분	바닥판 환산				
	내측 BEAM (G3)	내측 BEAM (G4)			
A	1378780.78	1378780.78			
y_{st}	892.54	892.54			
y_t	652.54	652.54			
y_b	-1547.46	-1547.46			
I_{33}	1047439953538.43	1047439953538.43			
I_{22}	261960740444.23	261960740444.23			
Z_{st}	1173548666.56	1173548666.56			
Z_t	1605171825.17	1605171825.17			
Z_b	676877224.84	676877224.84			
e_p	1419.46	1419.46			
Z_p	737914751.63	737914751.63			
K	23738400000.00	23738400000.00			

A : 단 면 적 (㎟)

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (㎜)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (㎜)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (㎜)

I_{33} : 단면 2차 모멘트 (㎟)

I_{22} : 단면 2차 모멘트 (㎟)

Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (㎣)

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (㎣)

Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (㎣)

e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (㎜)

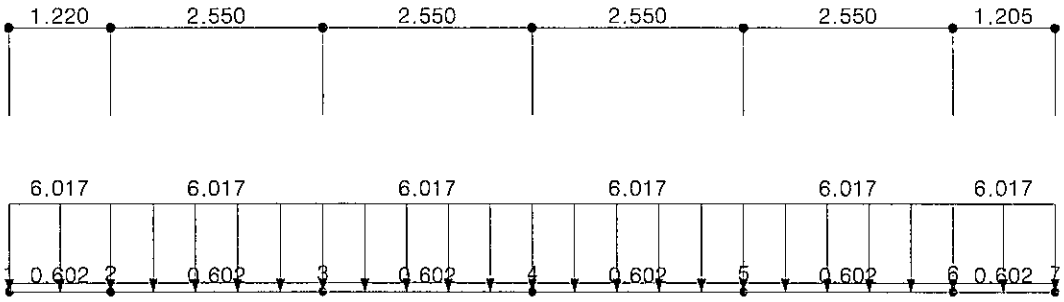
Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (㎣)

K : 비틀림 상수 (㎟)

4. 하 중 산 정 (격자해석)

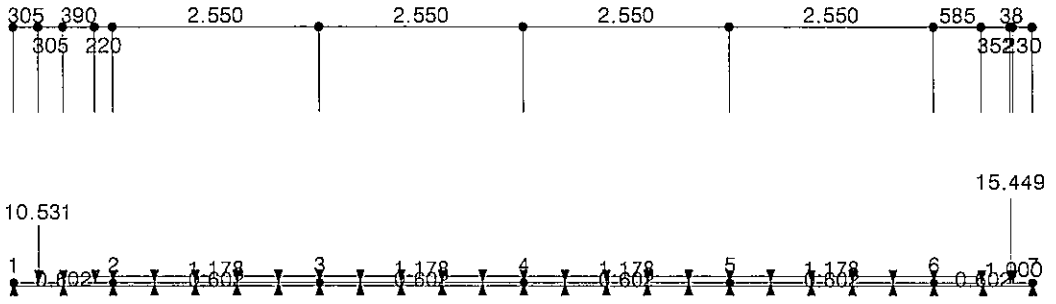
4.1 횡방향 하중분배

1) Beam 단부 총단면



- 슬래브자중 W = 0.240 × 25.000 × 35.000 / 34.900 = 6.017 kN/m²
- 슬래브 거푸집 중량 : 슬래브 중량의 10.0% 정도로 추정하여 추가 적용함
- 거푸집 중량 Ws = 6.017 × 0.100 = 0.602 kN/m²

2) 합성후 고정하중

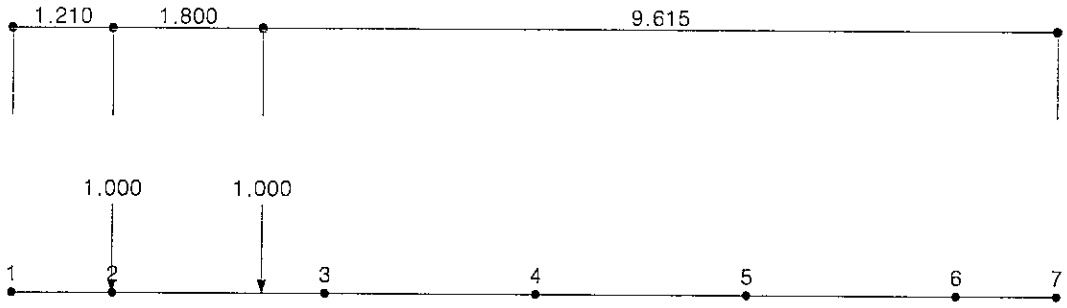


- 콘크리트 교면포장 Wm = 0.050 × 23.500 = 1.175 kN/m²
- 거푸집 중량 W = -0.602 = -0.602 kN/m²
- 방호벽 자중 P1 = 10.531 kN/m
  P2 = 15.449 kN/m
  방음벽 자중 P1 = 1.000 kN/m

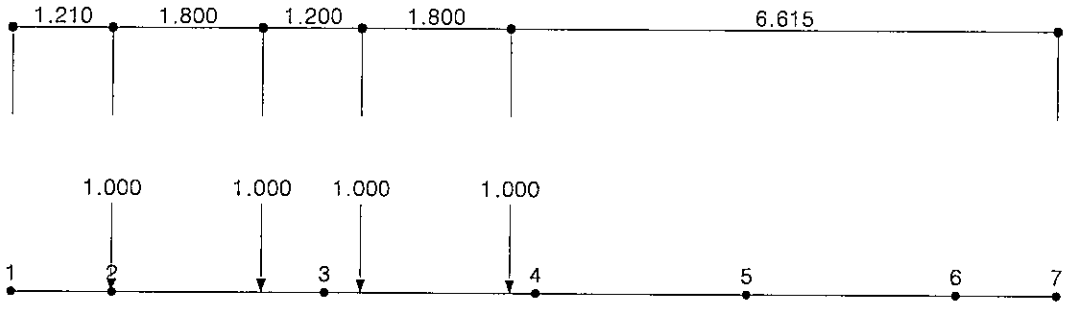
3) 활 하 중

- 연석간 교폭 Wc = 11.395 m
  ∴설계 차로수 N = 3 (☞ 도.설 2.1.3)
  ∴설계 차로폭 W = Wc / N = 11.395 / 3 = 3.798 m > 3.6 m ⇒ W = 3.600 m

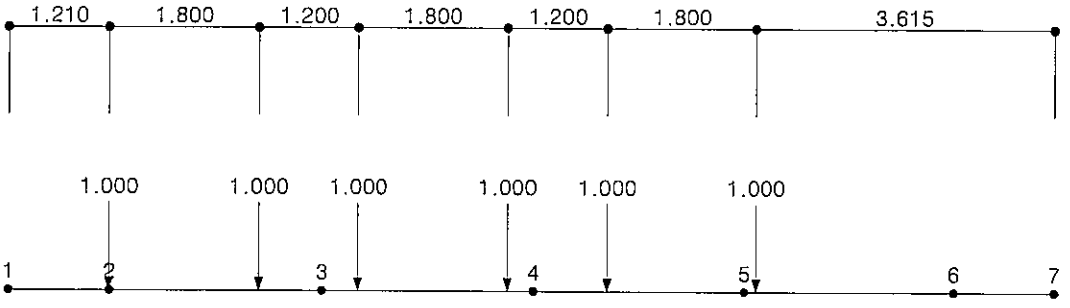
< 활하중 : DB(좌측기준) (1차선) >



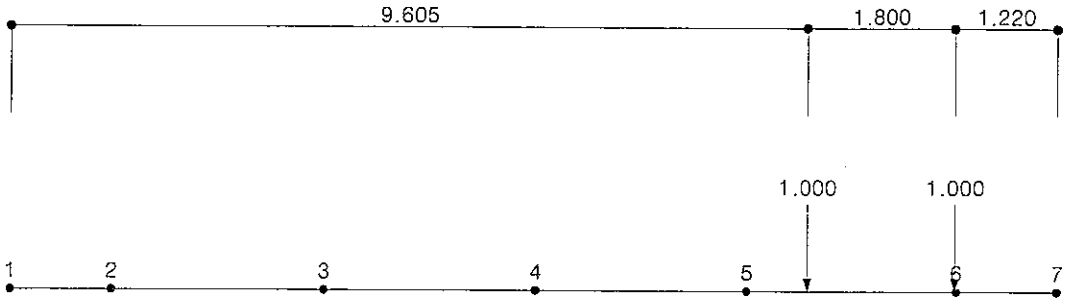
< 활하중 : DB(좌측기준) (2차선) >



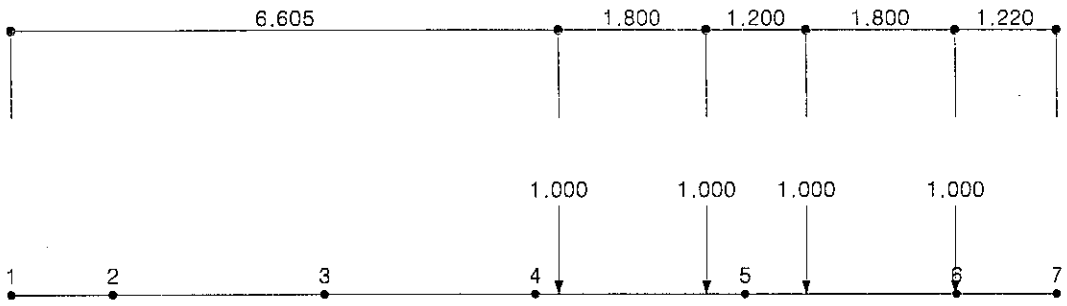
< 활하중 : DB(좌측기준) (3차선) >



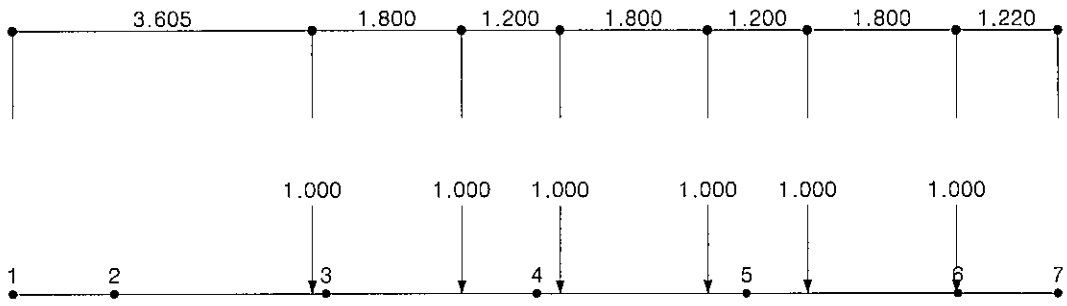
< 활하중 : DB(우측기준) (1차선) >



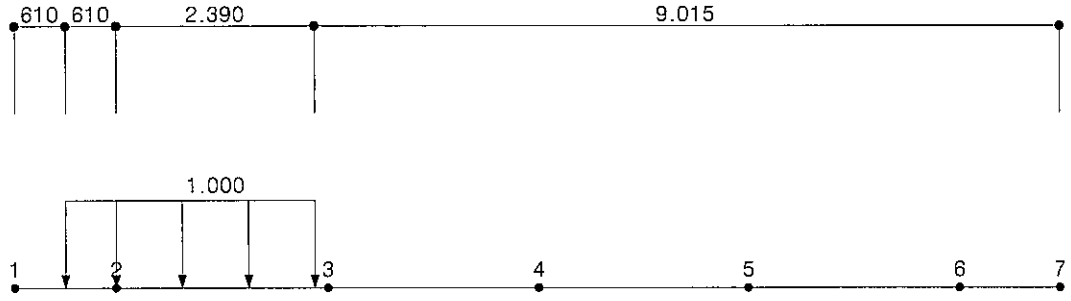
< 활하중 : DB(우측기준) (2차선) >



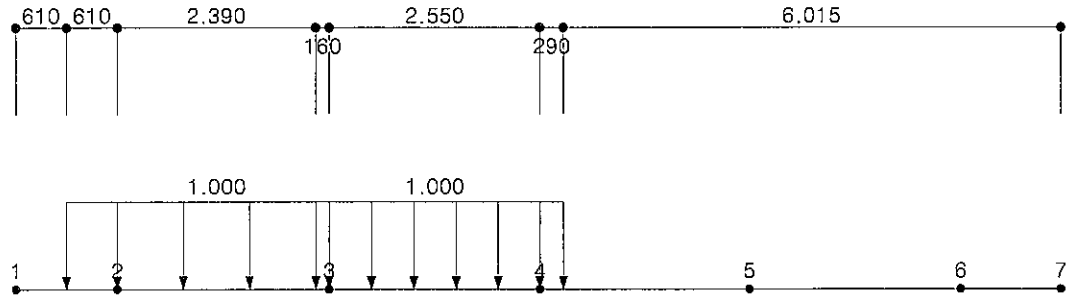
< 활하중 : DB(우측기준) (3차선) >



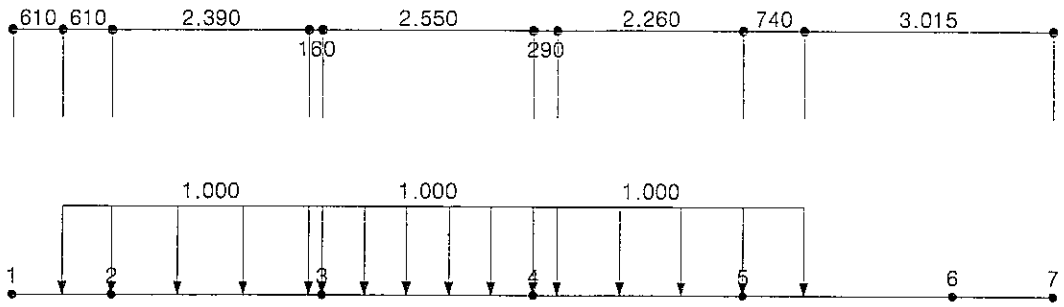
< 활하중 : DL(좌측기준) (1차선) >



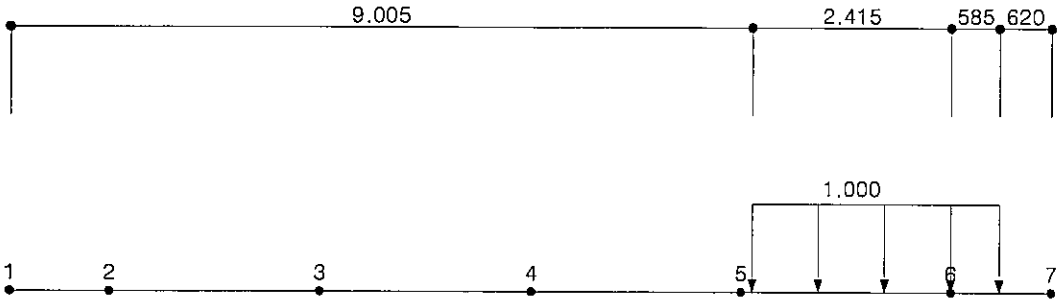
< 활하중 : DL(좌측기준) (2차선) >



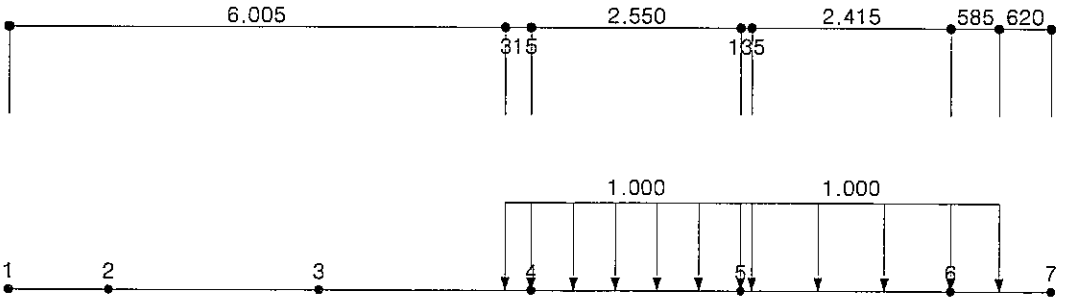
< 활하중 : DL(좌측기준) (3차선) >



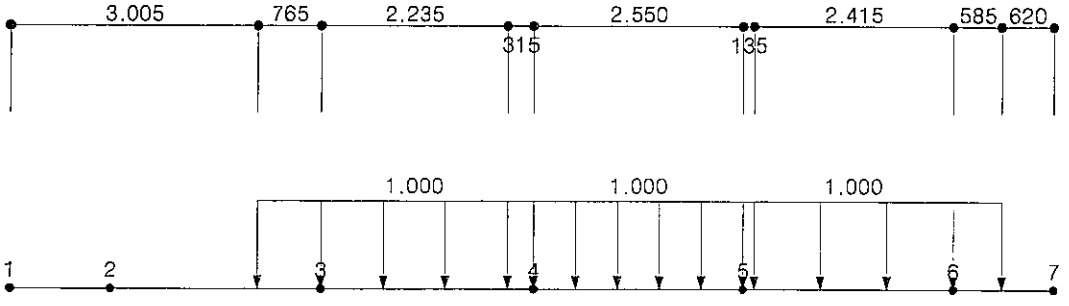
< 활하중 : DL(우측기준) (1차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (2차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (3차선) >



4) 활하중의 크기

▪ DB-24 (윤하중)

전륜 하중 Pf = 24.000 kN

후륜 하중 Pr = 96.000 kN

▪ DL-24 (차선하중)

W = 12.700 / 3.000 = 4.233 kN/m

Pm = 108.000 / 3.000 = 36.000 kN

Ps = 156.000 / 3.000 = 52.000 kN

5) 충격계수

지간장 (L) = 34.000 + 34.000 + 34.000 + 34.000 m

따라서, 내부 지점 및 지간내에 재하되는 하중에 대한 충격계수는 아래와 같다.

다만, 탱크궤도하중과 탱크 트레일러 하중에는 일률적으로 충격계수를 0.15로 적용 한다.

◁ 제1 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 \quad < 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.203$$

∴ 계산된 충격계수 중 가장 큰 0.203 를 적용함.

6) 풍 하 중 (☞ 도.설 2.1.11)

다음의 계산은 활하중 비재하시의 값으로 활하중 재하시에는 산정된 값의 1/2을 적용한다.

▪ 우측 방음벽 (외측 ⇒ 내측 풍하중 작용시)

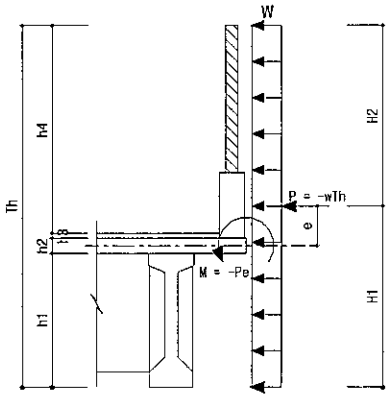
교량 폭원 (B) = 12.625 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이(포장두께 포함)

= 2.200 + 0.240 + 2.000 = 4.440 m

B / D = 12.625 / 4.440 = 2.843

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4 - 0.2 (B / D)] D = 15.235 kN/m ≥ 6.000 kN/m



h1	=	2.200	m	w	= 3.431 kN/m
h2	=	0.240	m	P	= -15.235 kN
h3	=	0.050	m	M	= 1.524 kN·m
h4	=	1.950	m		
Th	=	4.440	m		
H1	=	2.220	m		
H2	=	2.220	m		
e	=	-0.100	m		

LOAD CASE	G1			G2			G3		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LLWIND	-0.798	0.000	0.000	4.841	0.000	0.000	0.250	0.000	15.235

LOAD CASE	G4			G5		
	P	M	H	P	M	H
LLWIND	-5.856	0.000	0.000	1.563	0.000	0.000

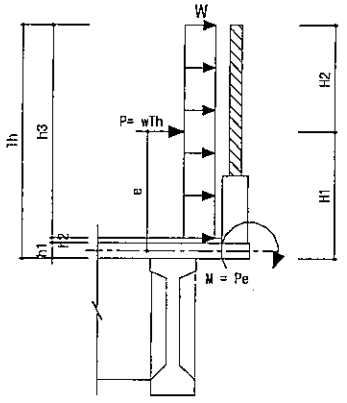
▪ 우측 방음벽 (내측 ⇒ 외측 풍하중 작용시)

교량 폭원 (B) = 12.625 m

교량 총높이 (D) = 방음벽높이(포장두께 미포함) = 1.950 m

B / D = 12.625 / 1.950 = 6.474

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4 - 0.2 (B / D)] D = 5.275 kN/m < 6.000 kN/m



h1 = 0.240 m w = 2.679 kN/m

h2 = 0.050 m P = 6.000 kN

h3 = 1.950 m M = 6.000 kN·m

Th = 2.240 m

H1 = 1.120 m

H2 = 1.120 m

e = 1.000 m

LOAD CASE	G1			G2			G3		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LLWIND	-0.798	0.000	0.000	4.841	0.000	0.000	0.250	0.000	15.235

LOAD CASE	G4			G5		
	P	M	H	P	M	H
LLWIND	-5.856	0.000	0.000	1.563	0.000	0.000

4.2 BEAM별 작용 하중

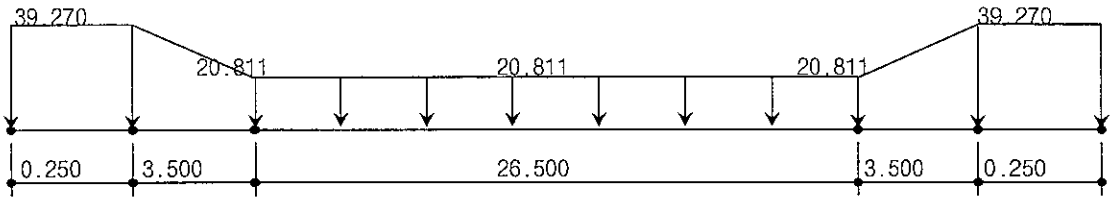
1) 고 정 하 중

- 빔 본체 중량 및 가로보 중량

▪ PSC BEAM 본체 중량

단부구간 : 1.575 × 23.500 + (17.507 + 59.195) / 34.000 = 39.270 kN/m

일반구간 : 0.790 × 23.500 + (17.507 + 59.195) / 34.000 = 20.811 kN/m



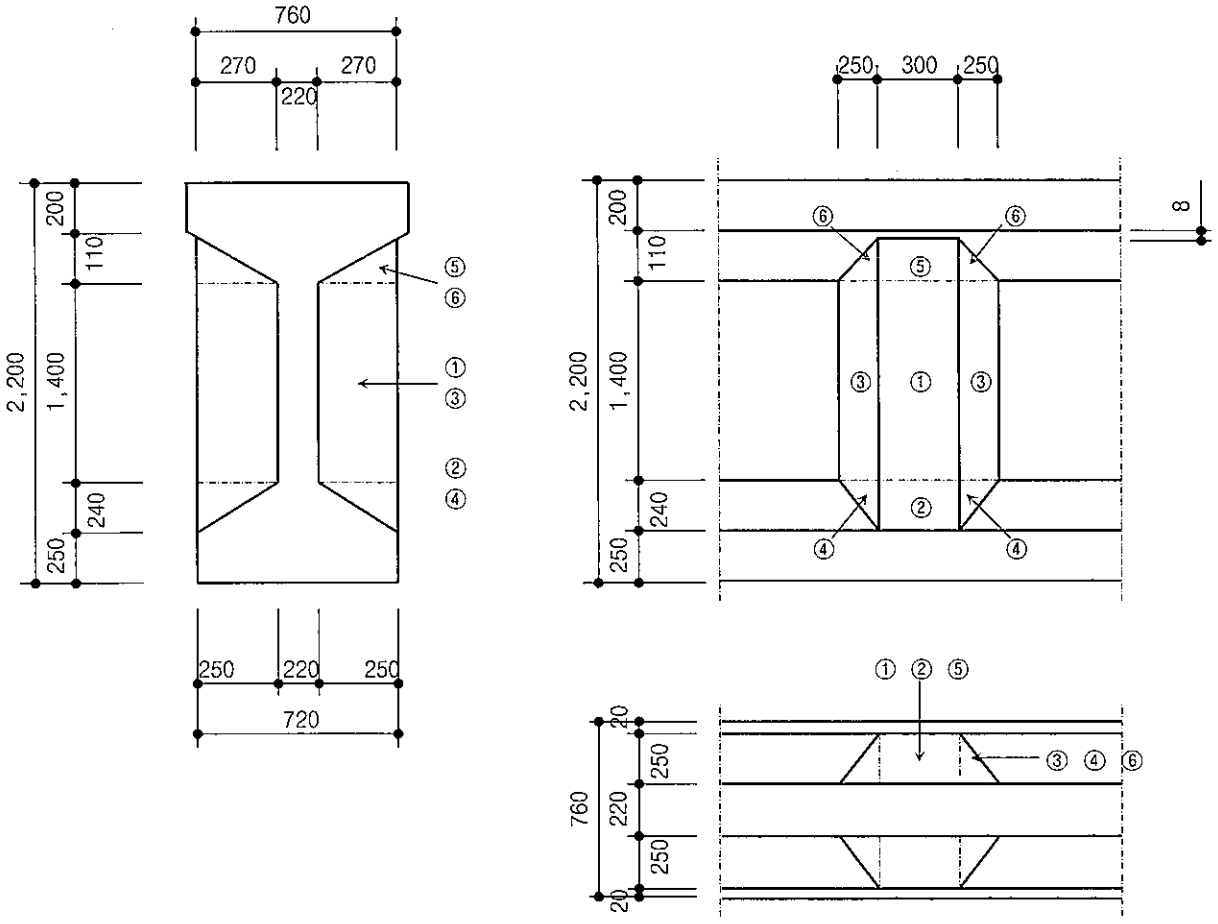
▪ PSC BEAM 본체 중량 : 781.421 / 34.000 = 22.983 kN/m

▪ 단부 가로보 : 0.400 × 0.700 × 25.000 = 7.000 kN/m

▪ 일반부 가로보 : 0.300 × 1.950 × 25.000 = 14.625 kN/m

▪ 중간지점부 가로보 : 0.900 / 2 × 1.950 × 25.000 = 21.938 kN/m

- 가로보 부근 PSC BEAM 콘크리트 BLOCK 중량



①	0.300	×	1.400	×	0.250	×	2	ea				=	0.210		
②	0.250	×	0.240	/	2	×	0.300	×	2	ea		=	0.018		
③	0.250	×	0.250	/	2	×	1.400	×	4	ea		=	0.175		
④	0.250	×	0.250	/	2	×	0.240	/	3	×	4 ea	=	0.010		
⑤	0.250	×	0.300	×	0.102	/	2	×	2	ea		=	0.008		
⑥	0.250	×	0.250	/	2	×	0.102	/	3	×	4 ea	=	0.004		
											ΣA	=	0.425	m^3	

▪ 가로보 본체 연결 헌치부

0.425 × 25.000 = 10.623 kN

(단위 :kN/m)

구 분	합성전 고정하중		합 성 후 고정하중	구 분	합성전 고정하중		합 성 후 고정하중
	슬래브 자중	Beam 자중			슬래브 자중	Beam 자중	
G1	17.186	22.983	15.854	G2	15.992	22.983	-4.818
G3	17.297	22.983	5.401	G4	16.062	22.983	-8.217
G5	17.027	22.983	24.590				

※ 합성후 고정하중은 포장 및 방호벽 하중, 거푸집 하중 공제 등

▪ Beam 연결부

(단위 :kN)

구 분			슬 래 브			Beam		
			적용 길이	단위 하중	적용 하중	적용 길이	적용 면적	적용 하중
P1	G1	시점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
P2	G1	시점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
P3	G1	시점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969

※ 합성전 Beam과 Beam 사이에는 강성이 없는 걸로 가정하고, 하중은 집중하중 형태로 적용합니다.

2) 활 하 중

※ 단위 하중 작용에 의한 횡방향 분배율

< DB 하중 >

(단위 :kN/m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
DBL-1	1.208	0.910	-0.149	0.037	-0.006
DBL-2	1.133	1.933	1.001	-0.079	0.013
DBL-3	1.152	1.817	1.745	1.301	-0.014
DBR-1	-0.006	0.037	-0.151	0.933	1.187
DBR-2	0.013	-0.077	1.015	1.938	1.111
DBR-3	-0.011	1.316	1.741	1.823	1.130

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

< DL 하중 >

(단위 :kN/m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
DLL-1	1.805	1.381	-0.235	0.058	-0.010
DLL-2	1.684	2.920	1.504	-0.130	0.022
DLL-3	1.713	2.745	2.606	1.972	-0.036
DLR-1	-0.010	0.059	-0.238	1.416	1.774
DLR-2	0.021	-0.127	1.526	2.928	1.652
DLR-3	-0.031	1.996	2.599	2.755	1.681

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

4.3 CASE별 하중 및 재하 방법

1) CASE 1 : 합성전 고정하중

- 바닥판 자중
- 거푸집 중량 포함
- Beam 자중
- 가로보 자중
- 가로보 부근 콘크리트 BLOCK 중량

2) CASE 2 : 합성후 고정하중

- 합성후 단면에 대하여 Beam별 하중 재하
- 거푸집 중량 제외

3) CASE 3 : 활하중 및 충하중

- DB-24 하중 (표준 트럭하중을 연행하중으로 작용하며, 바퀴 간격은 전륜하중에 경우는 4.2m 후륜하중에 경우에는 4.2~9.0m로 작용함)
- DL-24 하중 (차선하중은 Sap Bridge에서 작용하였으며, Ps 및 Pm 하중은 재하 경간내에서 검토단면에 최대 단면력을 발생시키는 위치에 작용함)

4) CASE 4 : 지점침하

- 합성후 단면에 대하여 각 지점 위치별 10 mm 의 부등침하를 조합하여 적용

5. 격자 해석결과

1) G1 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.546	287.765	196.095	395.560	21.538	71.202	1367.937
모 멘 트	3317.316	2404.462	620.855	2441.607	156.360	564.589	9427.008

2) G2 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.774	279.481	100.200	541.183	49.437	72.066	1424.422
모 멘 트	3320.730	2439.366	675.861	2194.027	135.756	568.588	9266.450

3) G3 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.906	287.906	102.836	474.420	11.054	72.270	1349.865
모 멘 트	3322.829	2390.193	447.059	1960.340	14.511	570.082	8697.758

4) G4 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.789	279.492	163.076	540.905	58.795	72.511	1492.170
모 멘 트	3321.131	2429.150	1071.667	2174.544	224.666	571.607	9680.433

5) G5 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.539	285.745	334.983	392.565	36.289	73.571	1511.548
모 멘 트	3317.467	2394.387	1125.795	2444.922	115.752	576.564	9917.011

6. Beam 검토

6.1 외력에 의한 응력 계산

- 바닥판 및 PSC BEAM $f = \frac{M}{Z}$

- PS 강연선 $f = \frac{n \cdot M}{Z}$ $n = \frac{E_{pss}}{E_{pc}}$ = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

1) G1 응력 계산

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM 상 연	PSC BEAM 하 연	PSC 강선 도심위치	
Beam 자 중	3317.316	0.4137		8.019			
		0.4310			-7.697		
		0.4891				-6.783	
합성 전 고정 하중	2404.462	0.4263		5.640			
		0.4812			-4.997		
		0.5492				-4.378	-28.344
합성 후 고정 하중	620.855	1.1568	0.537				
		1.5780		0.393			
		0.6752			-0.920		
		0.7363				-0.843	-5.459
활 하 중	2519.787	1.1568	2.178				
		1.5780		1.597			
		0.6752			-3.732		
		0.7363				-3.422	-22.156
지점 침하	564.589	1.1568	0.488				
		1.5780		0.358			
		0.6752			-0.836		
		0.7363				-0.767	-4.964
계	9427.008		3.203	16.008	-18.182	-16.193	-60.923

2) G2 응력 계산

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3320.730	0.4137		8.028			
		0.4310			-7.705		
		0.4891				-6.790	
합성 전 고정 하중	2439.366	0.4263		5.722			
		0.4812			-5.069		
		0.5492				-4.441	-28.755
합성 후 고정 하중	675.861	1.1735	0.576				
		1.6052		0.421			
		0.6769			-0.998		
		0.7379				-0.916	-5.930
활 하 중	2261.905	1.1735	1.927				
		1.6052		1.409			
		0.6769			-3.342		
		0.7379				-3.065	-19.846
지점 침하	568.588	1.1735	0.485				
		1.6052		0.354			
		0.6769			-0.840		
		0.7379				-0.771	-4.989
계	9266.450		2.988	15.934	-17.955	-15.983	-59.520

3) G3 응력 계산

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM 상 연	PSC BEAM 하 연	PSC 강선 도심위치	
Beam 자 중	3322.829	0.4137		8.033			
		0.4310			-7.710		
		0.4891				-6.794	
합성 전 고정 하중	2390.193	0.4263		5.607			
		0.4812			-4.967		
		0.5492				-4.352	-28.176
합성 후 고정 하중	447.059	1.1735	0.381				
		1.6052		0.279			
		0.6769			-0.660		
		0.7379				-0.606	-3.922
활 하 중	1967.596	1.1735	1.677				
		1.6052		1.226			
		0.6769			-2.907		
		0.7379				-2.666	-17.263
지점 침하	570.082	1.1735	0.486				
		1.6052		0.355			
		0.6769			-0.842		
		0.7379				-0.773	-5.002
계	8697.758		2.543	15.499	-17.087	-15.191	-54.363

4) G4 응력 계산

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM 상 연	PSC BEAM 하 연	PSC 강선 도심위치	
Beam 자 중	3321.131	0.4137		8.029			
		0.4310			-7.706		
		0.4891				-6.791	
합성 전 고정 하중	2429.150	0.4263		5.698			
		0.4812			-5.048		
		0.5492				-4.423	-28.635
합성 후 고정 하중	1071.667	1.1735	0.913				
		1.6052		0.668			
		0.6769			-1.583		
		0.7379				-1.452	-9.403
활 하 중	2286.877	1.1735	1.949				
		1.6052		1.425			
		0.6769			-3.379		
		0.7379				-3.099	-20.065
지점 침하	571.607	1.1735	0.487				
		1.6052		0.356			
		0.6769			-0.844		
		0.7379				-0.775	-5.015
계	9680.433		3.349	16.175	-18.560	-16.539	-63.118

5) G5 응력 계산

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM 상 연	PSC BEAM 하 연	PSC 강선 도심위치	
Beam 자 중	3317.467	0.4137		8.020			
		0.4310			-7.698		
		0.4891				-6.783	
합성 전 고정 하중	2394.387	0.4263		5.616			
		0.4812			-4.976		
		0.5492				-4.359	-28.225
합성 후 고정 하중	1125.795	1.1947	0.942				
		1.6397		0.687			
		0.6790			-1.658		
		0.7399				-1.522	-9.852
활 하 중	2502.798	1.1947	2.095				
		1.6397		1.526			
		0.6790			-3.686		
		0.7399				-3.383	-21.901
지점 침하	576.564	1.1947	0.483				
		1.6397		0.352			
		0.6790			-0.849		
		0.7399				-0.779	-5.045
계	9917.011		3.520	16.201	-18.867	-16.826	-65.023

6.2 프리스트레스에 의한 응력 계산

1) 단면내에서의 긴장재 위치 결정

(1) 소요 PS 강연선 개수의 약산

① 유효계수 $\eta = P_e / P_t = 0.8$로 가정 $\therefore P_t = P_e / 0.8$

② PS 강연선의 소요 인장력 (P_t)

$$P_e = \frac{\Sigma f_t - f_{ct}}{1 + \frac{y_{b2}}{\gamma_c^2} e_{p2}} A_c$$

여기서, Σf_t : 외측 거더의 하연 휨 인장응력 (MPa)

f_{ct} : 허용 휨인장응력 (MPa)

A_c : 거더의 순단면적 (mm^2)

y_{b2} : 거더 순단면의 도심에서 하연까지의 거리 (mm)

Y_c : 거더 순단면의 단면2차반경 (mm^2)

e_{p2} : 거더 순단면의 도심과 쉬스관 도심과의 거리 (mm)

P_e = ((18.867 - 1.414) x 789594.028) / (1 + 1077.448 / 588090.875 x 949.448) = 5030.283 kN

Y_c = 464353043161.343 / 789594.028 = 588090.875 mm^2

P_t = 5030.283 / 0.80 = 6287.854 kN

③ 강연선 1set의 인장력 (P_t')

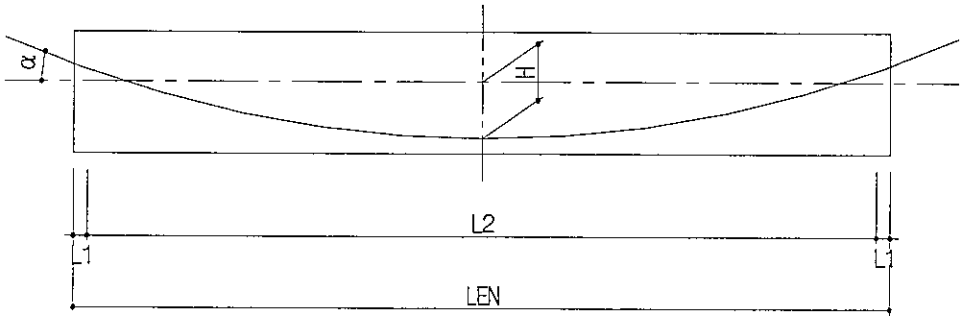
$P_t' = 0.8 \times f_{py} \times A_p$ = 0.8 x 1600.00 x 1184.520 = 1516.186 kN

④ 소요 PS 강연선 set 개수 (n)

$n = P_t / P_t'$ = 6287.854 / 1516.186 = 4.147 ea

∴ PS 강연선 5set 필요

(2) PS 강연선의 배치



L1 = 0.150 m

L2 = 34.600 m

LEN = 34.900 m

(3) PS 강연선을 포물선 형상으로 배치

(단위 : m)

NO	H_{end}	H_{middle}	H	l	a	α (rad)	L
1	1.900	0.200	1.700	34.600	0.0057	0.1941	34.821
2	1.500	0.200	1.300	34.600	0.0043	0.1492	34.730
3	1.100	0.080	1.020	34.600	0.0034	0.1174	34.680
4	0.700	0.080	0.620	34.600	0.0021	0.0716	34.630
5	0.300	0.080	0.220	34.600	0.0007	0.0254	34.604
계				173.000		0.5576	173.465
평 균				34.600		0.1115	34.693

(4) 거더 중심으로부터 거리에 따른 거더 하단에서 강연선까지의 높이 산출

y = a · x2 + 0.20 (강연선 ①②)

y = a · x2 + 0.08 (강연선 ③④⑤)

(단위 : m)

NO	0.0000	3.0000	6.0000	9.0000	12.0000	15.0000	17.3000
1	0.200	0.251	0.404	0.660	1.018	1.478	1.900
2	0.200	0.239	0.356	0.552	0.825	1.177	1.500
3	0.080	0.111	0.203	0.356	0.571	0.847	1.100
4	0.080	0.099	0.155	0.248	0.378	0.546	0.700
5	0.080	0.087	0.106	0.140	0.186	0.245	0.300

(5) 긴장재의 긴장(Jacking)응력 가정

강연선 번 호	긴장 순서	강연선 단면적 (mm^2)	강연선 가닥수 (Strand)	긴장력 (N)	긴장응력 (MPa)
1	1	98.71	12	1611000.0	1360.0
2	2	98.71	12	1572000.0	1327.1
3	3	98.71	12	1537000.0	1297.6
4	4	98.71	12	1497000.0	1263.8
5	5	98.71	12	1457000.0	1230.0
평 균				1534800.0	1295.7

f_{pt1} = (0.90 x f_{py}) x 0.90 = 1440.00 x 0.90 = 1295.71 MPa : 가정치

(6) 프리스트레스의 즉시 손실 및 긴장재의 초기응력 결정

① PS 강연선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

χ = L / 2 = 34.693 / 2 = 17.346 m : 정착단에서 거더 중심까지의 강연선 평균길이

곡률 마찰계수 μ = 0.250 (1/rad)

파상 마찰계수 κ = 0.005 (1/m)

$\kappa \times \chi + \mu \times \alpha$ = 0.005 x 17.346 + 0.250 x 0.112 = 0.1146

$\therefore \Delta f_{pf} = f_{pt1}\,(1 - e^{-(\kappa\chi+\mu\alpha)})$ = 1295.715 x (1 $- e^{-0.1146}$) = 140.310 MPa

② 정착장치 활동량에 의한 손실량

▪ PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

$$\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_P \times E_{pss}}$$

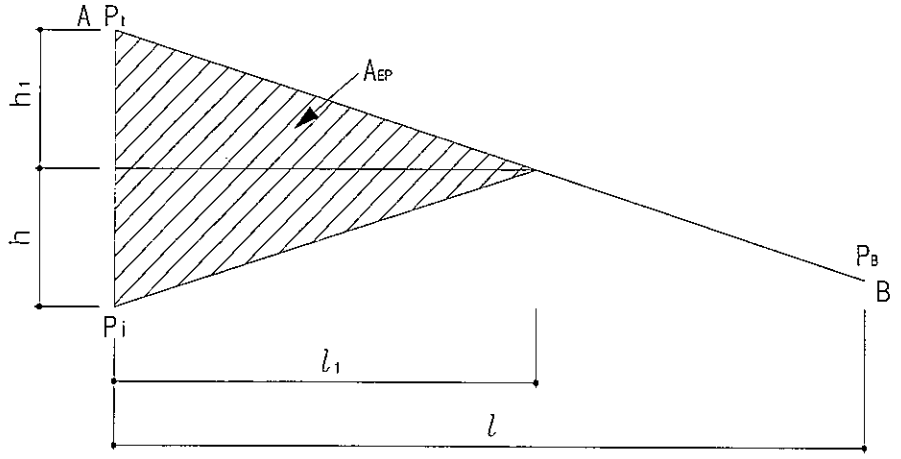
여기서, Δl : PS 강재의 활동량 (mm) [6.000 mm]

A_{EP} : 빗금친 부분의 면적

A_P : PS 강재의 단면적 (mm^2) [5,922.600 mm^2]

E_P : PS 강재의 탄성계수 (MPa) [200,000 MPa]

$\therefore A_{EP} = \Delta l \times A_P \times E_P$ = 6.0 x 5922.600 x 200000.000 = 7107.120 kN.m



▪ 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

l = 17.346 m

P_1 = 1295.715 x 5922.600 / 10^3 = 7674.000 kN

P_B = (1295.715 - 140.310) x 5922.600 / 10^3 = 6843.000 kN

$\Delta P_B = P_1 - P_B$ = 7674.000 - 6843.000 = 831.000 kN

$l_1 : h_1$ = 17.346 : 831.000 $\Rightarrow$ h_1 = l_1 x 831.000 / 17.346

A_{EP} = l_1 x h_1 x 2ea / 2

7107.120 = 831.000 / 17.346 x l_1^2

$\therefore l_1$ = $\sqrt{}$ (7107.120 x 17.346 / 831.000) = 12.180 m

12.180 < 17.346 m

∴ 정착 장치의 활동에 의한 손실이 중안단면에는 영향을 미치지 않음

③ 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \left(\frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} \right)$$

여기서, E_{pss} : PS 강연선의 탄성계수 (200,000.0 MPa)

E_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도 (27,032.9 MPa)

f_{cir} : 프리스트레스 도입 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력

$f_{ctg'}$: 순단면에서 프리스트레스에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 응력

f_{dog} : 거더 자중에 의한 PS 강연선 도심 위치에서의 응력

$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} = 1295.715 - 140.310 = 1155.405$ MPa

$P_t' = f_{pt} \times A_p \times N = 1155.405 \times 5922.600 = 6843.000$ kN

$$f_{ctg'} = \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \times e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{6843.000}{789594.028} + \frac{6843.000 \times 949.448}{489076902.528} = 21.951 \text{ MPa(압축)}$$

$f_{dog} = M_d / Z_{p2} = 3322.829 / 489076902.528 = -6.794$ MPa(인장)

(M_d : 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir} = \frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} = \frac{4}{5} \times 21.951 - 6.794 = 10.767 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.50 \times \frac{200000.000}{27032.900} \times 10.767 = 39.828 \text{ MPa}$$

④ PS 강연선의 초기 긴장응력

$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pel}$

$= 1295.715 - 140.310 - 0 - 39.828 = 1115.577$ MPa

(7) 프리스트레스의 시간적 손실 및 긴장재의 유효응력 결정

① 콘크리트 크리프에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x f_{cir1} - 7 x f_{cds}

(f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS 강연전 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력)

P_t = 1115.577 x 5922.600 = 6607.116 kN

$$f_{cir1} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}}$$

▪ 외측 거더 (G1) (M_d : G1 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3317.316}{489076902.528} = 14.411 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.378 + 0.843 (휨 응력 참조) = 5.221 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.411 - 7 x 5.221 = 136.389 MPa

▪ 내측 거더 (G2) (M_d : G2 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3320.730}{489076902.528} = 14.404 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.441 + 0.916 (휨 응력 참조) = 5.357 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.404 - 7 x 5.357 = 135.351 MPa

▪ 내측 거더 (G3) (M_d : G3 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3322.829}{489076902.528} = 14.400 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.352 + 0.606 (휨 응력 참조) = 4.958 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.400 - 7 x 4.958 = 138.097 MPa

▪ 내측 거더 (G4) (M_d : G4 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3321.131}{489076902.528} = 14.404 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.423 + 1.452 (휨 응력 참조) = 5.875 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.404 - 7 x 5.875 = 131.717 MPa

▪ 외측 거더 (G5) (M_d : G5 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir1} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3317.467}{489076902.528} = 14.411 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 4.359 + 1.522 (휨 응력 참조) = 5.881 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.411 - 7 x 5.881 = 131.765 MPa

② 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{psh}$ = 0.8 x (119 - 1.05 x H_r)

(Hr : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70.00)

= 0.80 x (119.00 - 1.05 x 70.00) = 36.400 MPa

③ PS 강연선의 릴렉세이션에 의한 손실량

▪ 저릴렉세이션 강연선 사용

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x Δf_{pf} - 0.1 x Δf_{pel} - 0.05 x (Δf_{pcr} + Δf_{psh})

여기서, Δf_{pf} : 고려되는 시점인 $0.7 f_{pu}$ 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량

Δf_{pel} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{pcr} : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

Δf_{psh} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

▪ 외측 거더 (G1)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 140.310 - 0.1 x 39.828

- 0.05 x (136.389 + 36.400) = 12.556 MPa

▪ 내측 거더 (G2)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 140.310 - 0.1 x 39.828

- 0.05 x (135.351 + 36.400) = 12.608 MPa

▪ 내측 거더 (G3)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 140.310 - 0.1 x 39.828

- 0.05 x (138.097 + 36.400) = 12.471 MPa

▪ 내측 거더 (G4)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 140.310 - 0.1 x 39.828

- 0.05 x (131.717 + 36.400) = 12.790 MPa

▪ 외측 거더 (G5)

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x 140.310 - 0.1 x 39.828

- 0.05 x (131.765 + 36.400) = 12.787 MPa

④ PS 강연선의 유효응력

$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{pe,r} - \Delta f_{pe,h} - \Delta f_{pr}$

▪ 외측 거더 (G1)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1115.577 - 136.389 - 36.400 - 12.556 = 930.232 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{930.232}{1115.577} = 0.834$$

▪ 내측 거더 (G2)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1115.577 - 135.351 - 36.400 - 12.608 = 931.218 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{931.218}{1115.577} = 0.835$$

▪ 내측 거더 (G3)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1115.577 - 138.097 - 36.400 - 12.471 = 928.609 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{928.609}{1115.577} = 0.832$$

▪ 내측 거더 (G4)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1115.577 - 131.717 - 36.400 - 12.790 = 934.670 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{934.670}{1115.577} = 0.838$$

▪ 외측 거더 (G5)

- PS 강연선의 유효 인장응력

f_{pe} = 1115.577 - 131.765 - 36.400 - 12.787 = 934.625 MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{934.625}{1115.577} = 0.838$$

(8) 긴장재의 신축량 계산

$$\Delta l = \frac{P_t + P_{t1}}{A_p \cdot E_{pss}} \times \text{강연선 길이} \qquad P_{t1} = P_t \cdot e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}$$

강연선 번 호	긴장 순서	P_t (kN)	P_{t1} (kN)	강연선 길이 (L/2, m)	Δl (m)
1	1	1611.000	1406.757	17.411	0.22178
2	2	1572.000	1388.510	17.365	0.21700
3	3	1537.000	1368.600	17.340	0.21267
4	4	1497.000	1348.510	17.315	0.20797
5	5	1457.000	1327.786	17.302	0.20338

(9) 프리스트레스의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

① 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

▪ 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

P_t = f_{pt} x A_p x N = 1115.577 x 5922.600 / 10^3 = 6607.116 kN

f_{ct} (상연응력) = $\frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}}$ = $\frac{6607.116}{789594.028} - \frac{6607.116 \times 949.448}{413658348.231}$ = -6.797 MPa

f_{cb} (하연응력) = $\frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{b2}}$ = $\frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{430974934.985}$ = 22.923 MPa

▪ 거더 자중에 의한 콘크리트 응력

f_{ct} (상연응력) = $\frac{M_d}{Z_{t2}}$ = $\frac{3322.829}{413658348.231}$ = 8.033 MPa

f_{cb} (하연응력) = $\frac{M_d}{Z_{b2}}$ = $\frac{3322.829}{430974934.985}$ = -7.710 MPa

∴ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

f_{ct} (상연응력) = -6.797 + 8.033 = 1.236 MPa

f_{cb} (하연응력) = 22.923 + -7.710 = 15.213 MPa

② 유효 프리스트레스

▪ 외측 거더 (G1)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.834 x -6.797 = -5.668 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.834 x 22.923 = 19.115 MPa

▪ 내측 거더 (G2)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.835 x -6.797 = -5.674 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.835 x 22.923 = 19.135 MPa

▪ 내측 거더 (G3)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.832 x -6.797 = -5.658 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.832 x 22.923 = 19.081 MPa

▪ 내측 거더 (G4)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.838 x -6.797 = -5.695 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.838 x 22.923 = 19.206 MPa

▪ 외측 거더 (G5)

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.838 x -6.797 = -5.695 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.838 x 22.923 = 19.205 MPa

③ 설계하중 작용시의 휨응력

▪ 외측 거더 (G1)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.668	16.008	10.340
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.115	-18.182	0.933
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.203	3.203
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G2)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.674	15.934	10.260
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.135	-17.955	1.180
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.988	2.988
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G3)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.658	15.499	9.841
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.081	-17.087	1.995
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.543	2.543
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G4)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.695	16.175	10.480
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.206	-18.560	0.646
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.349	3.349
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 외측 거더 (G5)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	충하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.695	16.201	10.506
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.205	-18.867	0.339
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.520	3.520
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

6.3 2차 응력 계산

1) 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

▪ 외측 거더 (G1)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$m = \dfrac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \dfrac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2587175220.383} = 213.567$

$B = 1 + m = 1 + 213.567 = 214.567$

$C = y_1' - my_2 = 1.167 - 213.567 \times 0.120 = -24.461$

$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

$= 1.167^2 + 0.601 + 213.567 \times 0.120^2 + 213.567 \times 0.005 = 6.062$

$P = \dfrac{(1115.58 + 930.23)}{2} \times 5922.60 = 6058.253$ kN

$K = \dfrac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \dfrac{3.80}{1+3.80} = 0.792$

$K' = \dfrac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \dfrac{2.40}{1+3.80} = 0.500$

$N_c = -\dfrac{0.500}{-24.461^2 - 214.567 \times 6.062} \times [6058.253 \times \{214.567 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -24.461 \times 0.905\} + 3317.316 \times (-24.461 - 214.567 \times 1.167)]$

$-\dfrac{0.792}{-24.461^2 - 214.567 \times 6.062} \times 2404.462 \times (-24.461 - 214.567 \times 1.167) = -1067.493$ kN

$M_c = -\dfrac{0.500}{213.567 \times 6.062 - -24.461^2} \times [6058.253 \times \{-24.461 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 6.062 \times 0.905\} + 3317.316 \times (6.062 - -24.461 \times 1.167)]$

$-\dfrac{0.792}{213.567 \times 6.062 - -24.461^2} \times 2404.462 \times (6.062 - -24.461 \times 1.167) = -151.582$ kN.m

▪ 내측 거더 (G2)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2644039700.884} = 208.974$

$B = 1 + m = 1 + 208.974 = 209.974$

$C = y_1' - my_2 = 1.167 - 208.974 \times 0.120 = -23.910$

$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

$= 1.167^2 + 0.601 + 208.974 \times 0.120^2 + 208.974 \times 0.005 = 5.974$

$P = \frac{(1115.58 + 931.22)}{2} \times 5922.60 = 6061.172$ kN

$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$

$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$

$N_c = -\frac{0.500}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times [6061.172 \times \{209.974 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -23.910 \times 0.905\} + 3320.730 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167)]$

$-\frac{0.792}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times 2439.366 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167) = -1085.930$ kN

$M_c = -\frac{0.500}{208.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times [6061.172 \times \{-23.910 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 5.974 \times 0.905\} + 3320.730 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167)]$

$-\frac{0.792}{209.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times 2439.366 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167) = -154.344$ kN.m

▪ 내측 거더 (G3)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}}$ = 30891.000 x 497318427094.829 / 27804.000 x 2644039700.884 = 208.974

$B = 1 + m$ = 1 + 208.974 = 209.974

$C = y_1' - my_2$ = 1.167 - 208.974 x 0.120 = -23.910

$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

= 1.167 ^{2} + 0.601 + 208.974 x

0.120 ^{2} + 208.974 x 0.005 = 5.974

P = (1115.58 + 928.61) / 2 x 5922.60 = 6053.448 kN

$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty}$ = 3.80 / 1 + 3.80 = 0.792

$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty}$ = 2.40 / 1 + 3.80 = 0.500

N_c = - 0.500 / -23.910 ^{2} - 209.974 x 5.974 x [6053.448 x {

209.974 x (1.167 x 0.905 - 0.601) + -23.910 x

0.905 } + 3322.829 x (-23.910 - 209.974 x 1.167)]

- 0.792 / -23.910 ^{2} - 209.974 x 5.974 x 2390.193 x (

-23.910 - 209.974 x 1.167) = -1071.430 kN

M_c = - 0.500 / 208.974 x 5.974 - -23.910 ^{2} x [6053.448 x {

-23.910 x (1.167 x 0.905 - 0.601) + 5.974 x

0.905 } + 3322.829 x (5.974 - -23.910 x 1.167)]

- 0.792 / 209.974 x 5.974 - -23.910 ^{2} x 2390.193 x (

5.974 - -23.910 x 1.167) = -152.496 kN.m

▪ 내측 거더 (G4)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2644039700.884} = 208.974$

$B = 1 + m = 1 + 208.974 = 209.974$

$C = y_1' - my_2 = 1.167 - 208.974 \times 0.120 = -23.910$

$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

$= 1.167^2 + 0.601 + 208.974 \times 0.120^2 + 208.974 \times 0.005 = 5.974$

$P = \frac{(1115.58 + 934.67)}{2} \times 5922.60 = 6071.397$ kN

$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$

$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$

$N_c = -\frac{0.500}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times [6071.397 \times \{209.974 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -23.910 \times 0.905\} + 3321.131 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167)]$

$-\frac{0.792}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times 2429.150 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167) = -1082.269$ kN

$M_c = -\frac{0.500}{208.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times [6071.397 \times \{-23.910 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 5.974 \times 0.905\} + 3321.131 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167)]$

$-\frac{0.792}{208.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times 2429.150 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167) = -153.911$ kN.m

▪ 외측 거더 (G5)

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2715938916.938} = 203.441$

$B = 1 + m = 1 + 203.441 = 204.441$

$C = y_1' - my_2 = 1.167 - 203.441 \times 0.120 = -23.246$

$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

$= 1.167^2 + 0.601 + 203.441 \times 0.120^2 + 203.441 \times 0.005 = 5.868$

$P = \frac{(1115.58 + 934.62)}{2} \times 5922.60 = 6071.263$ kN

$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$

$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$

$N_c = -\frac{0.500}{-23.246^2 - 204.441 \times 5.868} \times [6071.263 \times \{204.441 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -23.246 \times 0.905\} + 3317.467 \times (-23.246 - 204.441 \times 1.167)]$

$-\frac{0.792}{-23.246^2 - 204.441 \times 5.868} \times 2394.387 \times (-23.246 - 204.441 \times 1.167) = -1079.281$ kN

$M_c = -\frac{0.500}{203.441 \times 5.868 - -23.246^2} \times [6071.263 \times \{-23.246 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 5.868 \times 0.905\} + 3317.467 \times (5.868 - -23.246 \times 1.167)]$

$-\frac{0.792}{204.441 \times 5.868 - -23.246^2} \times 2394.387 \times (5.868 - -23.246 \times 1.167) = -154.079$ kN.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1+\phi^x}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{C}{C^2 - BF} \frac{1}{1+\phi^x}$$

▪ 외측 거더 (G1)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 214.567}{214.567 \times 6.062 - (-24.461)^2} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 195.560 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-24.461)}{(-24.461)^2 - 214.567 \times 6.062} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 22.295 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G2)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 209.974}{209.974 \times 5.974 - (-23.910)^2} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 196.896 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.910)}{(-23.910)^2 - 209.974 \times 5.974} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 22.421 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G3)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 209.974}{209.974 \times 5.974 - (-23.910)^2} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 196.896 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.910)}{(-23.910)^2 - 209.974 \times 5.974} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 22.421 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G4)

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 209.974}{209.974 \times 5.974 - (-23.910)^2} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 196.896 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.910)}{(-23.910)^2 - 209.974 \times 5.974} \times \frac{1}{1+3.80}$$

$$= 22.421 \text{ kN.m}$$

▪ 외측 거더 (G5)

$$N_c = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 204.441}{204.441 \times 5.868 - (-23.246)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 198.531 \text{ kN}$$

$$M_c = \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.246)}{(-23.246)^2 - 204.441 \times 5.868} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 22.574 \text{ kN.m}$$

2) PSC 거더 및 바닥판의 상·하연 응력계산

(1) 크리프에 의한 응력계산

$$f_{c2}' = -\frac{N_c}{A_{c2}} - \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$f_{c2} = -\frac{N_c}{A_{c2}} + \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$f_{c1}' = \frac{N_c}{A_{c1}} + \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$f_{c1} = \frac{N_c}{A_{c1}} - \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

▪ 외측 거더 (G1)

$$f_{c2}' = -\frac{-1067492.781}{538994.838} - \frac{-151582293.469 - -1067492.781 \times 120.000}{2587175220.383} \times 120.000$$

$$= 3.070 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1067492.781}{538994.838} + \frac{-151582293.469 - -1067492.781 \times 120.000}{2587175220.383} \times 120.000$$

$$= 0.891 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1067492.781}{827939.177} + \frac{-151582293.469 + -1067492.781 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525$$

$$= -4.566 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1067492.781}{827939.177} - \frac{-151582293.469 + -1067492.781 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475$$

$$= -4.192 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G2)

$$f_{c2}' = -\frac{-1085930.028}{550841.604} - \frac{-154343854.440 - -1085930.028 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000$$

$$= 3.062 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1085930.028}{550841.604} + \frac{-154343854.440 - -1085930.028 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000$$

$$= 0.881 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1085930.028}{827939.177} + \frac{-154343854.440 + -1085930.028 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525$$

$$= -4.645 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1085930.028}{827939.177} - \frac{-154343854.440 + -1085930.028 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475$$

$$= -4.265 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G3)

$$f_{c2}' = -\frac{-1071430.203}{550841.604} - \frac{-152496396.375 - -1071430.203 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000$$

$$= 3.031 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1071430.203}{550841.604} + \frac{-152496396.375 - -1071430.203 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000$$

$$= 0.859 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1071430.203}{827939.177} + \frac{-152496396.375 + -1071430.203 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525$$

$$= -4.583 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1071430.203}{827939.177} - \frac{-152496396.375 + -1071430.203 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475$$

$$= -4.208 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G4)

$$f_{c2}' = -\frac{-1082269.432}{550841.604} - \frac{-153911219.245 - -1082269.432 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000$$

$$= 3.056 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1082269.432}{550841.604} + \frac{-153911219.245 - -1082269.432 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000$$

$$= 0.874 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1082269.432}{827939.177} + \frac{-153911219.245 + -1082269.432 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525$$

$$= -4.630 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1082269.432}{827939.177} - \frac{-153911219.245 + -1082269.432 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475$$

$$= -4.251 \text{ MPa}$$

▪ 외측 거더 (G5)

$$f_{c2}' = -\frac{-1079281.240}{565820.608} - \frac{-154079400.038 - -1079281.240 \times 120.000}{2715938916.938} \times 120.000$$

$$= 2.993 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1079281.240}{565820.608} + \frac{-154079400.038 - -1079281.240 \times 120.000}{2715938916.938} \times 120.000$$

$$= 0.822 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1079281.240}{827939.177} + \frac{-154079400.038 + -1079281.240 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525$$

$$= -4.618 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1079281.240}{827939.177} - \frac{-154079400.038 + -1079281.240 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475$$

$$= -4.240 \text{ MPa}$$

(2) 건조수축에 의한 응력계산

$$f_{s2}' = -\frac{N_s}{A_{c2}} - \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$f_{s2} = -\frac{N_s}{A_{c2}} + \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$f_{s1}' = \frac{N_s}{A_{c1}} + \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$f_{s1} = \frac{N_s}{A_{c1}} - \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

▪ 외측 거더 (G1)

$$f_{s2}' = -\frac{195559.892}{538994.838} - \frac{22294625.163 - 195559.892 \times 120.000}{2587175220.383} \times 120.000$$

$$= -0.308 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{195559.89}{538994.84} + \frac{22294625.16 - 195559.89 \times 120.00}{2587175220.38} \times 120.000$$

$$= -0.417 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{195559.89}{827939.18} + \frac{22294625.16 + 195559.89 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525$$

$$= 0.824 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{195559.89}{827939.18} - \frac{22294625.16 + 195559.89 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475$$

$$= 0.757 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G2)

$$f_{s2}' = -\frac{196896.244}{550841.604} - \frac{22421150.068 - 196896.244 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000$$

$$= -0.303 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{196896.24}{550841.60} + \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.000$$

$$= -0.412 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{196896.24}{827939.18} + \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525$$

$$= 0.829 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{196896.24}{827939.18} - \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475$$

$$= 0.762 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G3)

$$f_{s2}' = -\frac{196896.244}{550841.604} - \frac{22421150.068 - 196896.244 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000$$

$$= -0.303 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{196896.24}{550841.60} + \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.000$$

$$= -0.412 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{196896.24}{827939.18} + \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525$$

$$= 0.829 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{196896.24}{827939.18} - \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475$$

$$= 0.762 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G4)

$$f_{s2}' = -\frac{196896.244}{550841.604} - \frac{22421150.068 - 196896.244 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000$$

$$= -0.303 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{196896.24}{550841.60} + \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.000$$

$$= -0.412 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{196896.24}{827939.18} + \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525$$

$$= 0.829 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{196896.24}{827939.18} - \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475$$

$$= 0.762 \text{ MPa}$$

* 외측 거더 (G5)

$$f_{s2}' = -\frac{198530.882}{565820.608} - \frac{22574374.935 - 198530.882 \times 120.000}{2715938916.938} \times 120.000$$

$$= -0.296 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{198530.88}{565820.61} + \frac{22574374.93 - 198530.88 \times 120.00}{2715938916.94} \times 120.000$$

$$= -0.406 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{198530.88}{827939.18} + \frac{22574374.93 + 198530.88 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525$$

$$= 0.836 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{198530.88}{827939.18} - \frac{22574374.93 + 198530.88 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475$$

$$= 0.768 \text{ MPa}$$

6.4 휨 극한 안전성 검토

1) 외력에 의한 극한 모멘트 계산

▪ 하 중 조 합

$CASE$ 1 = 1.3x(Σ고정하중) + 2.15(Σ활하중)

$CASE$ 2 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ풍하중)

$CASE$ 3 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 0.65(Σ풍하중)

$CASE$ 4 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 1.3(Σ지점침하)

$CASE$ 5 = 1.25x(Σ고정하중) + 1.25(Σ활하중) + 0.625(Σ풍하중) + 1.25(Σ지점침하)

(1) 외측 거더 (G1) (단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6342.6	2.150	2441.6					13494.878
CASE 2	1.300	6342.6			1.300	156.4			8448.690
CASE 3	1.300	6342.6	1.300	2441.6	0.650	156.4			11521.145
CASE 4	1.300	6342.6	1.300	2441.6			1.300	564.6	12153.477
CASE 5	1.250	6342.6	1.250	2441.6	0.625	156.4	1.250	564.6	11783.760

(2) 내측 거더 (G2) (단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6436.0	2.150	2194.0					13083.903
CASE 2	1.300	6436.0			1.300	135.8			8543.228
CASE 3	1.300	6436.0	1.300	2194.0	0.650	135.8			11307.221
CASE 4	1.300	6436.0	1.300	2194.0			1.300	568.6	11958.144
CASE 5	1.250	6436.0	1.250	2194.0	0.625	135.8	1.250	568.6	11583.063

(3) 내측 거더 (G3) (단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6160.1	2.150	1960.3					12222.836
CASE 2	1.300	6160.1			1.300	14.5			8026.969
CASE 3	1.300	6160.1	1.300	1960.3	0.650	14.5			10565.979
CASE 4	1.300	6160.1	1.300	1960.3			1.300	570.1	11297.653
CASE 5	1.250	6160.1	1.250	1960.3	0.625	14.5	1.250	570.1	10872.198

(4) 내측 거더 (G4)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6821.9	2.150	2174.5					13543.802
CASE 2	1.300	6821.9			1.300	224.7			9160.599
CASE 3	1.300	6821.9	1.300	2174.5	0.650	224.7			11841.473
CASE 4	1.300	6821.9	1.300	2174.5			1.300	571.6	12438.529
CASE 5	1.250	6821.9	1.250	2174.5	0.625	224.7	1.250	571.6	12100.541

(5) 외측 거더 (G5)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6837.6	2.150	2444.9					14145.526
CASE 2	1.300	6837.6			1.300	115.8			9039.421
CASE 3	1.300	6837.6	1.300	2444.9	0.650	115.8			12142.581
CASE 4	1.300	6837.6	1.300	2444.9			1.300	576.6	12816.875
CASE 5	1.250	6837.6	1.250	2444.9	0.625	115.8	1.250	576.6	12396.263

2) 설계단면의 휨 저항강도 계산

▪ 관 련 제 원

f_{pu} = 1900.0 MPa : PSC 강선 극한 강도

E_{pss} = 200000.0

f_{ck} = 27.0

b_1 = 220.0 mm : PSC Beam 복부 두께

d = 2200.0 + 240.0 - 128.0 = 2312.000 mm

A_p = 5.0 x 1184.520 = 5922.600 mm^2

f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.000 (가정치) = 1767.000 MPa

(1) 외측 거더 (G1)

B = 2495.158 mm

f_{pe} = 930.232 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{930.232}{1900.000} = 0.490 < 0.500$

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2495.158} = 0.215$ m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.215 = 0.183$ m

a = 0.183 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{930.232}{200000.000} = 0.005$

$\varepsilon_p = 2.312 - 0.215 / 0.215 \times 0.003 + 0.005 = 0.034$

ε_p = 0.034 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.000 x (2.312 - 0.183 / 2)} = 19753.436 kN.m

ΦM_n = 19753.436 kN.m > M_u = 13494.878 kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더 (G2)

B = 2550.000 mm

f_{pe} = 931.218 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{931.218}{1900.000} =$ 0.490 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2550.000} =$ 0.210 m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.210 =$ 0.179 m

a = 0.179 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{931.218}{200000.000} =$ 0.005

ε_p = 2.312 - 0.210 / 0.210 x 0.003 + 0.005 = 0.035

ε_p = 0.035 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.000 x (2.312 -

0.179 / 2)} = 19770.918 kN.m

ΦM_n = 19770.918 kN.m > M_u = 13083.903 kN.m ∴ O.K

(3) 내측 거더 (G3)

B = 2550.000 mm

f_{pe} = 928.609 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}}$ = $\frac{928.609}{1900.000}$ = 0.489 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

x = $\frac{5922.600}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2550.000}$ = 0.210 m

$a = 0.85 \cdot x$ = 0.85 x 0.210 = 0.179 m

a = 0.179 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{928.609}{200000.000}$ = 0.005

ε_p = 2.312 - 0.210 / 0.210 x 0.003 + 0.005 = 0.035

ε_p = 0.035 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.000 x (2.312 - 0.179 / 2)} = 19770.918 kN.m

ΦM_n = 19770.918 kN.m > M_u = 12222.836 kN.m ∴ O.K

(4) 내측 거더 (G4)

B = 2550.000 mm

f_{pe} = 934.670 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{934.670}{1900.000} = 0.492 < 0.500$

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2550.000} = 0.210$ m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.210 = 0.179$ m

$a = 0.179$ m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{934.670}{200000.000} = 0.005$

$\varepsilon_p = 2.312 - 0.210 / 0.210 \times 0.003 + 0.005 = 0.035$

$\varepsilon_p = 0.035 > 0.015$

∴ $f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0$ MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

$= 0.85 \times \{ 0.0059 \times 1767000.000 \times (2.312 - 0.179 / 2) \} = 19770.918$ kN.m

$\Phi M_n = 19770.918$ kN.m > $M_u = 13543.802$ kN.m ∴ O.K

(5) 외측 거더 (G5)

B = 2619.342 mm

f_{pe} = 934.625 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{934.625}{1900.000} =$ 0.492 < 0.500

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$x = \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2619.342} =$ 0.205 m

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.205 =$ 0.174 m

a = 0.174 m < 0.240 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = (d - x) / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{934.625}{200000.000} =$ 0.005

ε_p = 2.312 - 0.205 / 0.205 x 0.003 + 0.005 = 0.036

ε_p = 0.036 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.0 = 1767.0 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

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

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.000 x (2.312 - 0.174 / 2)} = 19791.973 kN.m

ΦM_n = 19791.973 kN.m > M_u = 14145.526 kN.m ∴ O.K

3) 균열모멘트 계산

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}' = -0.63 \sqrt{(fck)}$

여기서, $f_{외력}$: [고정하중 및 활하중에 의한 응력 계산] 참조

f_{pe} : 유효프리스트레스에 의한 응력

f_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 응력

M_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 모멘트

(1) 외측 거더 (G1)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}' = -18.182 + 19.115 - M_{cr}' / 675153025.332$

$= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984$

$M_{cr}' = (0.933 + 3.984) \times 675153025.332 =$ 3319.970 kN.m

$M_{cr} = 9427.008 + 3319.970 =$ 12746.978 kN.m

ΦM_n = 19,753.44 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 15,296.37 kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더 (G2)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}' = -17.955 + 19.135 - M_{cr}' / 676877224.843$

$= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984$

$M_{cr}' = (1.180 + 3.984) \times 676877224.843 = 3496.040$ kN.m

$M_{cr} = 9266.450 + 3496.040 = 12762.490$ kN.m

$\Phi M_n = 19,770.92$ kN.m > $1.2M_{cr} = 15,314.99$ kN.m ∴ O.K

(3) 내측 거더 (G3)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}' = -17.087 + 19.081 - M_{cr}' / 676877224.843$

$= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984$

$M_{cr}' = (1.995 + 3.984) \times 676877224.843 = 4047.249$ kN.m

$M_{cr} = 8697.758 + 4047.249 = 12745.008$ kN.m

$\Phi M_n = 19,770.92$ kN.m > $1.2M_{cr} = 15,294.01$ kN.m ∴ O.K

(4) 내측 거더 (G4)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}' = -18.560 + 19.206 - M_{cr}' / 676877224.843$

$= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984$

$M_{cr}' = (0.646 + 3.984) \times 676877224.843 = 3134.004$ kN.m

$M_{cr} = 9680.433 + 3134.004 = 12814.437$ kN.m

$\Phi M_n = 19,770.92$ kN.m > $1.2M_{cr} = 15,377.32$ kN.m ∴ O.K

(5) 외측 거더 (G5)

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}' = -18.867 + 19.205 - M_{cr}' / 678995613.183$

$= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984$

$M_{cr}' = (0.339 + 3.984) \times 678995613.183 = 2935.299$ kN.m

$M_{cr} = 9917.011 + 2935.299 = 12852.310$ kN.m

$\Phi M_n = 19,791.97$ kN.m > $1.2M_{cr} = 15,422.77$ kN.m ∴ O.K

6.5 전단설계 및 전단 연결재 산정

1) 외력에 의한 극한 전단력 계산

▪ 하 중 조 합

$CASE$ 1 = 1.3x(Σ고정하중) + 2.15(Σ활하중)

$CASE$ 2 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ풍하중)

$CASE$ 3 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 0.65(Σ풍하중)

$CASE$ 4 = 1.3x(Σ고정하중) + 1.3(Σ활하중) + 1.3(Σ지점침하)

$CASE$ 5 = 1.25x(Σ고정하중) + 1.25(Σ활하중) + + 0.625(Σ풍하중) + 1.25(Σ지점침하)

(1) 외측 거더 (G1)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	890.4	2.150	395.6					2007.982
CASE 2	1.300	890.4			1.300	21.5			1185.526
CASE 3	1.300	890.4	1.300	395.6	0.650	21.5			1685.755
CASE 4	1.300	890.4	1.300	395.6			1.300	71.2	1764.318
CASE 5	1.250	890.4	1.250	395.6	0.625	21.5	1.250	71.2	1709.921

(2) 내측 거더 (G2)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	786.5	2.150	541.2					2185.934
CASE 2	1.300	786.5			1.300	49.4			1086.659
CASE 3	1.300	786.5	1.300	541.2	0.650	49.4			1758.063
CASE 4	1.300	786.5	1.300	541.2			1.300	72.1	1819.614
CASE 5	1.250	786.5	1.250	541.2	0.625	49.4	1.250	72.1	1780.527

(3) 내측 거더 (G3)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	797.6	2.150	474.4					2056.946
CASE 2	1.300	797.6			1.300	11.1			1051.314
CASE 3	1.300	797.6	1.300	474.4	0.650	11.1			1660.874
CASE 4	1.300	797.6	1.300	474.4			1.300	72.3	1747.640
CASE 5	1.250	797.6	1.250	474.4	0.625	11.1	1.250	72.3	1687.332

(4) 내측 거더 (G4)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	849.4	2.150	540.9					2267.109
CASE 2	1.300	849.4			1.300	58.8			1180.597
CASE 3	1.300	849.4	1.300	540.9	0.650	58.8			1845.557
CASE 4	1.300	849.4	1.300	540.9			1.300	72.5	1901.604
CASE 5	1.250	849.4	1.250	540.9	0.625	58.8	1.250	72.5	1865.212

(5) 외측 거더 (G5)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1027.3	2.150	392.6					2179.464
CASE 2	1.300	1027.3			1.300	36.3			1382.624
CASE 3	1.300	1027.3	1.300	392.6	0.650	36.3			1869.371
CASE 4	1.300	1027.3	1.300	392.6			1.300	73.6	1941.425
CASE 5	1.250	1027.3	1.250	392.6	0.625	36.3	1.250	73.6	1889.435

2) 휨 전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

- $V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \dfrac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{\max}}$ $\qquad M_{cr} = Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do})$

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5

d = 1.100 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m $\quad \therefore d$ = 1.760 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.467	-223.079	-82.746	-284.959	-5.401	-33.162	
모 멘 트	1222.937	956.167	416.602	1062.849	14.841	124.578	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	305.8	2.150	285.0					1010.235
CASE 2	1.300	305.8			1.300	5.4			404.595
CASE 3	1.300	305.8	1.300	285.0	0.650	5.4			771.531
CASE 4	1.300	305.8	1.300	285.0			1.300	33.2	811.130
CASE 5	1.250	305.8	1.250	285.0	0.625	5.4	1.250	33.2	783.308

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1372.8	2.150	1062.8					4069.725
CASE 2	1.300	1372.8			1.300	14.8			1803.893
CASE 3	1.300	1372.8	1.300	1062.8	0.650	14.8			3175.950
CASE 4	1.300	1372.8	1.300	1062.8			1.300	124.6	3328.254
CASE 5	1.250	1372.8	1.250	1062.8	0.625	14.8	1.250	124.6	3209.520

f_{ck} = 40.000

b_w = 220.000 mm : 거더 복부 두께

d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5

d = 1.515 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m $\quad \therefore d$ = 1.760 m 적용함.

d = 1.760 m

V_{do} = 275.467 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 1010.235 kN

M_{max} = 4069.725 kN

M_{cr} = 0.481 x (0.5 x √ 40.000 + 10640.21 - 2541.38) = 3898.758 kN.m

$$f_{pc} = \frac{0.834 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5509.390 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.640 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.220 x 1.760 + 275.467
+ (1010.235 x 3898.758) / 4069.725 = 1365.705 kN

V_{ci} = 1365.705 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 342.841 kN

∴ V_{ci} = 1365.705 kN 적용함.

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

V_{ri} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5

d = 1.100 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.472	-219.420	-16.562	-366.788	-18.419	-33.401	
모 멘 트	1222.916	935.339	34.724	1363.080	100.977	125.451	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	236.0	2.150	366.8					1095.371
CASE 2	1.300	236.0			1.300	18.4			330.722
CASE 3	1.300	236.0	1.300	366.8	0.650	18.4			795.574
CASE 4	1.300	236.0	1.300	366.8			1.300	33.4	827.023
CASE 5	1.250	236.0	1.250	366.8	0.625	18.4	1.250	33.4	806.727

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	970.1	2.150	1363.1					4191.706
CASE 2	1.300	970.1			1.300	101.0			1392.353
CASE 3	1.300	970.1	1.300	1363.1	0.650	101.0			3098.723
CASE 4	1.300	970.1	1.300	1363.1			1.300	125.5	3196.174
CASE 5	1.250	970.1	1.250	1363.1	0.625	101.0	1.250	125.5	3136.355

f_{ck} = 40.000

b_w = 220.000 mm : 거더 복부 두께

d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5

d = 1.515 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

d = 1.760 m

V_{do} = 275.472 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 1095.371 kN

M_{max} = 4191.706 kN

M_{cr} = 0.481 x (0.5 x √ 40.000 + 10651.48 - 2541.34) = 3904.204 kN.m

$$f_{pr} = \frac{0.835 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5515.229 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.651 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.220 x 1.760 + 275.472

+ (1095.371 x 3904.204) / 4191.706 = 1418.158 kN

V_{ci} = 1418.158 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w\ d$ = 342.841 kN

∴ V_{ci} = 1418.158 kN 적용함.

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5

d = 1.100 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.469	-222.755	-49.486	-318.648	-1.948	-33.489	
모 멘 트	1222.952	955.533	221.727	1185.223	13.427	125.777	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	272.2	2.150	318.6					1039.006
CASE 2	1.300	272.2			1.300	1.9			356.445
CASE 3	1.300	272.2	1.300	318.6	0.650	1.9			769.421
CASE 4	1.300	272.2	1.300	318.6			1.300	33.5	811.690
CASE 5	1.250	272.2	1.250	318.6	0.625	1.9	1.250	33.5	781.689

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1177.3	2.150	1185.2					4078.668
CASE 2	1.300	1177.3			1.300	13.4			1547.893
CASE 3	1.300	1177.3	1.300	1185.2	0.650	13.4			3079.956
CASE 4	1.300	1177.3	1.300	1185.2			1.300	125.8	3234.738
CASE 5	1.250	1177.3	1.250	1185.2	0.625	13.4	1.250	125.8	3118.717

f_{ck} = 40.000

b_w = 220.000 mm : 거더 복부 두께

d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5

d = 1.515 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

d = 1.760 m

V_{do} = 275.469 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 1039.006 kN

M_{max} = 4078.668 kN

M_{cr} = 0.481 x (0.5 x √ 40.000 + 10621.65 - 2541.41) = 3889.811 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.832 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5499.780 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.622 \text{ MPa}$$

V_{cd} = 0.050 x √ 40.000 x 0.220 x 1.760 + 275.469

+ (1039.006 x 3889.811) / 4078.668 = 1388.809 kN

V_{cd} = 1388.809 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w\ d$ = 342.841 kN

∴ V_{cd} = 1388.809 kN 적용함.

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5

d = 1.100 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.471	-219.155	-23.576	-366.206	2.683	-33.578	
모 멘 트	1222.928	934.768	40.041	1361.092	-21.493	126.103	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	242.7	2.150	366.2					1102.894
CASE 2	1.300	242.7			1.300	-2.7			312.062
CASE 3	1.300	242.7	1.300	366.2	0.650	-2.7			789.874
CASE 4	1.300	242.7	1.300	366.2			1.300	33.6	835.269
CASE 5	1.250	242.7	1.250	366.2	0.625	-2.7	1.250	33.6	801.467

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	974.8	2.150	1361.1					4193.599
CASE 2	1.300	974.8			1.300	-21.5			1239.310
CASE 3	1.300	974.8	1.300	1361.1	0.650	-21.5			3022.700
CASE 4	1.300	974.8	1.300	1361.1			1.300	126.1	3200.604
CASE 5	1.250	974.8	1.250	1361.1	0.625	-21.5	1.250	126.1	3064.071

f_{ck} = 40.000

b_w = 220.000 mm : 거더 복부 두께

d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5

d = 1.515 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

d = 1.760 m

V_{do} = 275.471 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 1102.894 kN

M_{max} = 4193.599 kN

M_{cr} = 0.481 x (0.5 x √ 40.000 + 10690.98 - 2541.36) = 3923.196 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.838 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5535.677 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.691 \text{ MPa}$$

V_{cu} = 0.050 x √ 40.000 x 0.220 x 1.760 + 275.471

+ (1102.894 x 3923.196) / 4193.599 = 1429.694 kN

V_{cu} = 1429.694 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\, b_w d$ = 342.841 kN

∴ V_{cu} = 1429.694 kN 적용함.

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

V_{ci} = ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5

d = 1.100 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.473	-221.709	-144.784	-282.394	-15.119	-33.874	
모 멘 트	1222.938	950.155	705.130	1053.685	73.686	127.190	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	366.5	2.150	282.4					1083.588
CASE 2	1.300	366.5			1.300	15.1			496.096
CASE 3	1.300	366.5	1.300	282.4	0.650	15.1			853.380
CASE 4	1.300	366.5	1.300	282.4			1.300	33.9	887.589
CASE 5	1.250	366.5	1.250	282.4	0.625	15.1	1.250	33.9	862.900

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1655.3	2.150	1053.7					4417.294
CASE 2	1.300	1655.3			1.300	73.7			2247.662
CASE 3	1.300	1655.3	1.300	1053.7	0.650	73.7			3569.557
CASE 4	1.300	1655.3	1.300	1053.7			1.300	127.2	3687.009
CASE 5	1.250	1655.3	1.250	1053.7	0.625	73.7	1.250	127.2	3591.254

f_{ck} = 40.000

b_w = 220.000 mm : 거더 복부 두께

d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5

d = 1.515 m < $0.8 \cdot h$ = 1.760 m ∴ d = 1.760 m 적용함.

d = 1.760 m

V_{do} = 275.473 kN : Beam 자중에 의한 전단력

V_i = 1083.588 kN

M_{max} = 4417.294 kN

M_{cr} = 0.481 x (0.5 x √ 40.000 + 10690.46 - 2541.38) = 3922.937 kN.m

$$f_{pe} = \frac{0.838 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5535.409 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.690 \text{ MPa}$$

V_{ci} = 0.050 x √ 40.000 x 0.220 x 1.760 + 275.473

+ (1083.588 x 3922.937) / 4417.294 = 1360.236 kN

V_{ci} = 1360.236 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w\ d$ = 342.841 kN

∴ V_{ci} = 1360.236 kN 적용함.

3) 복부전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

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

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 720.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1760.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.834 x 1115.577 x 5922.600 = 5509.390 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5509390.309 / 827939.177 = 6.654 MPa

V_p = P_e x sinα = 5509390.309 x sin 0.1115 = 613.124 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.654) x 720.000 x 1760.000 + 613.124 = 5467.036 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) b_w = 220.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.834 x 1115.577 x 5922.600 = 5509.390 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5509390.309 / 827939.177 = 6.654 MPa

V_p = P_e x sinα = 5509390.309 x sin 0.0857 = 471.457 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.654) x 220.000 x 1760.000 + 471.457 = 1954.597 kN

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 720.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1760.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.835 x 1115.577 x 5922.600 = 5515.229 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5515228.867 / 827939.177 = 6.661 MPa

V_p = P_e x sinα = 5515228.867 x sin 0.1115 = 613.773 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.661) x 720.000 x

1760.000 + 613.773 = 5470.367 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) b_w = 220.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.835 x 1115.577 x 5922.600 = 5515.229 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5515228.867 / 827939.177 = 6.661 MPa

V_p = P_e x sinα = 5515228.867 x sin 0.0857 = 471.957 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.661) x 220.000 x

1760.000 + 471.957 = 1955.916 kN

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 720.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1760.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.832 x 1115.577 x 5922.600 = 5499.780 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5499780.402 / 827939.177 = 6.643 MPa

V_p = P_e x sinα = 5499780.402 x sin 0.1115 = 612.054 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.643) x 720.000 x
1760.000 + 612.054 = 5461.554 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) b_w = 220.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.832 x 1115.577 x 5922.600 = 5499.780 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5499780.402 / 827939.177 = 6.643 MPa

V_p = P_e x sinα = 5499780.402 x sin 0.0857 = 470.635 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.643) x 220.000 x
1760.000 + 470.635 = 1952.426 kN

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 720.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1760.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.838 x 1115.577 x 5922.600 = 5535.677 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5535677.279 / 827939.177 = 6.686 MPa

V_p = P_e x sinα = 5535677.279 x sin 0.1115 = 616.049 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.686) x 720.000 x
1760.000 + 616.049 = 5482.032 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) b_w = 220.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.838 x 1115.577 x 5922.600 = 5535.677 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5535677.279 / 827939.177 = 6.686 MPa

V_p = P_e x sinα = 5535677.279 x sin 0.0857 = 473.706 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.686) x 220.000 x
1760.000 + 473.706 = 1960.534 kN

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

f_{ck} = 40.000

b_w = 720.000 mm : 거더 단부 복부 두께

d = 1760.000 mm

P_e = f_{pe} x A_p = 0.838 x 1115.577 x 5922.600 = 5535.409 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5535409.000 / 827939.177 = 6.686 MPa

V_p = P_e x sinα = 5535409.000 x sin 0.1115 = 616.019 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.686) x 720.000 x
1760.000 + 616.019 = 5481.879 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) b_w = 220.000 mm : 거더 중앙부 복부 두께

NO	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

P_e = f_{pe} x A_p = 0.838 x 1115.577 x 5922.600 = 5535.409 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5535409.000 / 827939.177 = 6.686 MPa

V_p = P_e x sinα = 5535409.000 x sin 0.0857 = 473.683 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.000 + 0.30 x 6.686) x 220.000 x
1760.000 + 473.683 = 1960.474 kN

4) 콘크리트의 공칭전단강도 결정

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c$ = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 5,467.0] = 5467.036 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$\therefore \quad V_c$ = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,365.7, Vcw = 1,954.6] = 1365.705 kN

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c$ = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 5,470.4] = 5470.367 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$\therefore \quad V_c$ = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,418.2, Vcw = 1,955.9] = 1418.158 kN

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c$ = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 5,461.6] = 5461.554 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$\therefore \quad V_c$ = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,388.8, Vcw = 1,952.4] = 1388.809 kN

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c$ = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 5,482.0] = 5482.032 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$\therefore \quad V_c$ = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,429.7, Vcw = 1,960.5] = 1429.694 kN

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

$\therefore \quad V_c$ = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 5,481.9] = 5481.879 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$\therefore \quad V_c$ = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,360.2, Vcw = 1,960.5] = 1360.236 kN

5) 전단철근이 부담하여야 할 전단강도 (도.설 P332)

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 5467.036 = 4373.629 kN > V_u = 2007.982 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 4373.629 = 2186.815 kN > V_u = 2007.982 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1365.705 = 1092.564 kN < V_u = 1368.341 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1368.341 - 1092.564 = 275.777 kN

V_s = 344.721 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1632.579 kN

= 344.721 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 816.289 kN

∴ V_s = 344.721 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 5470.367 = 4376.294 kN > V_u = 2185.934 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 4376.294 = 2188.147 kN > V_u = 2185.934 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1418.158 = 1134.526 kN < V_u = 1453.485 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1453.485 - 1134.526 = 318.959 kN

V_s = 398.699 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1632.579 kN

= 398.699 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 816.289 kN

∴ V_s = 398.699 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 5461.554 = 4369.244 kN > V_u = 2056.946 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 4369.244 = 2184.622 kN > V_u = 2056.946 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1388.809 = 1111.047 kN < V_u = 1397.116 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1397.116 - 1111.047 = 286.069 kN

V_s = 357.586 kN < 2/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 1632.579 kN

= 357.586 kN < 1/3 x $\sqrt{f_{ck}}$ x b_w x d = 816.289 kN

∴ V_s = 357.586 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 5482.032 = 4385.626 kN > V_u = 2267.109 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 4385.626 = 2192.813 kN < V_u = 2267.109 kN

∴ $1/2\Phi V_c < V_u$ 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1429.694 = 1143.755 kN < V_u = 1461.006 kN

ΦV_s = $V_u - \Phi V_c$ = 1461.006 - 1143.755 = 317.251 kN

V_s = 396.564 kN < $2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 1632.579 kN

= 396.564 kN < $1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 816.289 kN

∴ V_s = 396.564 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

ΦV_c = 0.80 x 5481.879 = 4385.503 kN > V_u = 2179.464 kN

$1/2\Phi V_c$ = 1/2 x 4385.503 = 2192.752 kN > V_u = 2179.464 kN

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1360.236 = 1088.189 kN < V_u = 1441.703 kN

ΦV_s = $V_u - \Phi V_c$ = 1441.703 - 1088.189 = 353.514 kN

V_s = 441.893 kN < $2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 1632.579 kN

= 441.893 kN < $1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 816.289 kN

∴ V_s = 441.893 kN 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)

6) 스터럽의 배치간격 결정

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.2 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$ or $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_w}$

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

$$0.8 = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 825.00 mm

∴ s = 472.86 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{344721.37} = 608.38 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 608.38 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 825.00 mm

∴ s = 472.86 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{398699.16} = 526.01 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 526.01 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 825.00 mm

∴ s = 472.86 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{357585.94} = 586.49 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 586.49 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 825.00 mm

∴ s = 472.86 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{396563.99} = 528.85 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 528.85 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 825.00 mm

∴ s = 472.86 mm > 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{441893.04} = 474.60 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 474.60 mm > 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

7) 전단연결재의 설계

(1) 외측 거더 (G1)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{dl} = \frac{196094.796}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.193 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{l} = \frac{406329.578}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.399 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1067.493 - 195.560) \times 10^3}{760.000 \times 2495.158} = 0.460 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2495.2 = 832.504 \text{ kN}$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{832504.48}{760.00 \times 2495.16} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.193 + 2.15 \times 0.399$

$= 1.108 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.193 + 1.30 \times 0.399 + 1.30 \times (0.460 + 0.439)$

$= 1.937 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970$ mm

(2) 내측 거더 (G2)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{100199.958}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.098 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{124918.479}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.123 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1085.930 - 196.896) \times 10^3}{760.000 \times 2550.000} = 0.459 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2550.0 = 850.802 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{850802.40}{760.00 \times 2550.00} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.098 + 2.15 \times 0.123$

$= 0.392 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.098 + 1.30 \times 0.123 + 1.30 \times$

$(0.459 + 0.439)$

$= 1.454 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970$ mm

(3) 내측 거더 (G3)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{dl} = \frac{102836.064}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.101 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{l} = \frac{108363.202}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.106 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1071.430 - 196.896) \times 10^3}{760.000 \times 2550.000} = 0.451 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2550.0 = 850.802 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{850802.40}{760.00 \times 2550.00} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.101 + 2.15 \times 0.106$

$= 0.360 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.101 + 1.30 \times 0.106 + 1.30 \times (0.451 + 0.439)$

$= 1.427 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970$ mm

(4) 내측 거더 (G4)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{163075.751}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.160 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{192473.205}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.189 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1082.269 - 196.896) \times 10^3}{760.000 \times 2550.000} = 0.457 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

V_t = α x ΔT x E x A

= 1.00E-05 x 5 x 27804.000 x 240.0 x 2550.0 = 850.802 kN

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{850802.40}{760.00 \times 2550.00} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = 1.3 x τ_d + 2.15 x τ_l

= 1.30 x 0.160 + 2.15 x 0.189

= 0.615 MPa < 3.500 MPa

case2 = 1.30 x τ_d + 1.30 x τ_l + 1.3 x (τ_{c+s} + τ_t)

= 1.30 x 0.160 + 1.30 x 0.189 + 1.30 x

(0.457 + 0.439)

= 1.618 MPa < 3.500 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_w}$ = $\frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00}$ = 447.970 mm

(5) 외측 거더 (G5)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{334983.318}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.329 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{353127.763}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.347 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1079.281 - 198.531) \times 10^3}{760.000 \times 2619.342} = 0.442 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

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

$= 1.00E\text{-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2619.3 = 873.938 \text{ kN}$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{873938.22}{760.00 \times 2619.34} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

case1 $= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

$= 1.30 \times 0.329 + 2.15 \times 0.347$

$= 1.173 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

case2 $= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

$= 1.30 \times 0.329 + 1.30 \times 0.347 + 1.30 \times (0.442 + 0.439)$

$= 2.024 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}$

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.200 mm²

전단철근 간격 (s) $= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970$ mm

6.6 처짐 계산

1) 고정하중 및 활하중에 의한 처짐 계산

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E_{pc} \times I}$$

여기서, L : 전체 지간 = 34000.000 mm

E_{pc} : 거더의 탄성계수 = 30891.000 MPa

I : 단면 2차 모멘트 (순단면, PS강연선 환산단면 및 바닥판 환산단면)

[처짐 (δ)] (단위 :mm)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍 하 중	지점침하	
G1	24.707	19.500	1.696	8.245	0.366	11.928	66.259
G2	24.708	19.455	1.362	7.170	0.218	11.935	64.739
G3	24.708	19.427	1.471	6.135	0.000	11.943	63.684
G4	24.708	19.406	2.094	7.087	0.123	11.952	65.309
G5	24.708	19.400	3.260	8.097	0.351	11.960	67.601

2) 프리스트레스에 의한 처짐 계산

P_i = 1115.577 x 5922.600 = 6607.116 kN

$$\delta_p = -\frac{P_i \cdot e_1 \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{5 \cdot P_i \cdot e_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$= -\frac{6607116.067 \times (1077.448 - 1100.000) \times 34000.000^2}{8 \times 30891.000 \times 464353043161.343} -$$

$$\frac{5 \times 6607116.067 \times (1100.000 - 128.000) \times 34000.000^2}{48 \times 30891.000 \times 464353043161.343}$$

= -52.411 mm

3) 활하중 처짐 검토

▪ 허용처짐

δ_{α} = L / 800 = 34000.000 / 800.000 = 42.500 mm

(1) 외측 거더 (G1)

δ = 8.245 mm < 42.500 mm ∴ O.K

(2) 내측 거더 (G2)

δ = 7.170 mm < 42.500 mm ∴ O.K

(3) 내측 거더 (G3)

δ = 6.135 mm < 42.500 mm ∴ O.K

(4) 내측 거더 (G4)

δ = 7.087 mm < 42.500 mm ∴ O.K

(5) 외측 거더 (G5)

δ = 8.097 mm < 42.500 mm ∴ O.K

4) 프리스트레스 도입시

(1) 외측 거더 (G1)

δ_{s1} = 24.707 − 52.411 = -27.70 mm (상 향)

(2) 내측 거더 (G2)

δ_{s1} = 24.708 − 52.411 = -27.70 mm (상 향)

(3) 내측 거더 (G3)

δ_{s1} = 24.708 − 52.411 = -27.70 mm (상 향)

(4) 내측 거더 (G4)

δ_{s1} = 24.708 − 52.411 = -27.70 mm (상 향)

(5) 외측 거더 (G5)

δ_{s1} = 24.708 − 52.411 = -27.70 mm (상 향)

5) 바닥판 타설 후 (크리프, 건조수축의 영향 포함)

(1) 외측 거더 (G1)

δ_{s2} = 24.707 − 52.411 + 19.500 + (3.800 − 2.400) x
(24.707 − 52.411) = -46.99 mm (상 향)

(2) 내측 거더 (G2)

δ_{s2} = 24.708 − 52.411 + 19.455 + (3.800 − 2.400) x
(24.708 − 52.411) = -47.03 mm (상 향)

(3) 내측 거더 (G3)

δ_{s2} = 24.708 − 52.411 + 19.427 + (3.800 − 2.400) x
(24.708 − 52.411) = -47.06 mm (상 향)

(4) 내측 거더 (G4)

δ_{s2} = 24.708 − 52.411 + 19.406 + (3.800 − 2.400) x
(24.708 − 52.411) = -47.08 mm (상 향)

(5) 외측 거더 (G5)

δ_{s2} = 24.708 − 52.411 + 19.400 + (3.800 − 2.400) x
(24.708 − 52.411) = -47.09 mm (상 향)

6) 사용하중 작용시 (최종)

(1) 외측 거더 (G1)

δ_{s3} = 24.707 - 0.834 x 52.411 + 19.500 + 1.696 +
(3.800 - 2.400) x (24.707 - 52.411)
+ 2.400 x (24.707 - 0.834 x 52.411 + 19.500
+ 1.696) + 8.245 + 0.183 + 11.928 = -10.95 mm (상 향)

(2) 내측 거더 (G2)

δ_{s3} = 24.708 - 0.835 x 52.411 + 19.455 + 1.362 +
(3.800 - 2.400) x (24.708 - 52.411)
+ 2.400 x (24.708 - 0.835 x 52.411 + 19.455
+ 1.362) + 7.170 + 0.218 + 11.935 = -13.42 mm (상 향)

(3) 내측 거더 (G3)

δ_{s3} = 24.708 - 0.832 x 52.411 + 19.427 + 1.471 +
(3.800 - 2.400) x (24.708 - 52.411)
+ 2.400 x (24.708 - 0.832 x 52.411 + 19.427
+ 1.471) + 6.135 + 0.000 + 11.943 = -13.98 mm (상 향)

(4) 내측 거더 (G4)

δ_{s3} = 24.708 - 0.838 x 52.411 + 19.406 + 2.094 +
(3.800 - 2.400) x (24.708 - 52.411)
+ 2.400 x (24.708 - 0.838 x 52.411 + 19.406
+ 2.094) + 7.087 + 0.123 + 11.952 = -11.81 mm (상 향)

(5) 외측 거더 (G5)

δ_{s3} = 24.708 - 0.838 x 52.411 + 19.400 + 3.260 +
(3.800 - 2.400) x (24.708 - 52.411)
+ 2.400 x (24.708 - 0.838 x 52.411 + 19.400
+ 3.260) + 8.097 + 0.351 + 11.960 = -6.62 mm (상 향)

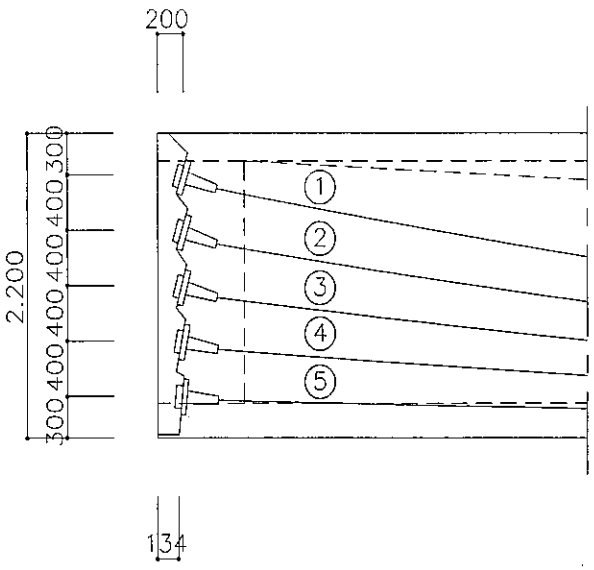
7. 정착부 검토

1) 설계조건

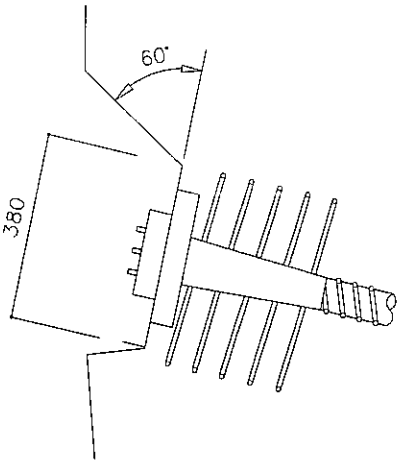
(1) 정착판 규격

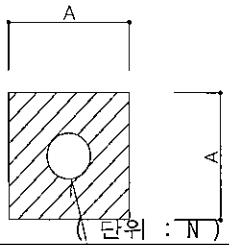
280.000 ㎜ × 280.00 ㎜ = 78400.00 ㎟ (☞ 도로공사 표준도)

(단부상세)



(앵커상세)





(2) 긴장력 (4. BEAM검토의 프리스트레스 계산 참조)

(단위 : N)

강선 번호	긴 장 력 (P_t)	초기 Prestress (P_i)	유효 Prestress (P_e) Ae(사장부분)
1	1611000.000	1387029.448	1162102.697
2	1572000.000	1353451.454	1133969.857
3	1537000.000	1323317.357	1108722.436
4	1497000.000	1288878.388	1079868.242
5	1457000.000	1254439.420	1051014.047
계	7674000.000	6607116.067	5535677.279
평 균	1534800.000	1321423.213	1107135.456

① 초기 Prestress(P_i) = 긴장력(P_t) × 즉시 손실률

즉시 손실률 = 1321423.21 / 1534800.00 = 86.10%

② 유효 Prestress(P_e) = 초기 Prestress(P_i) × 유효계수

유효계수 : η = 0.838 (내·외측 거더 중 큰 값 적용)

2) 지압응력 검토

(1) 강선 ①번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32.000 MPa)

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재 단부에 가장 크게 그렸을 때 그 도형의 면적

(= 400 mm × 400 mm = 160000 mm^2)

A_b : 정착판의 면적 (= 78400 mm^2)

f_{api} = 0.70 x 32.00 x √(160000.00 / 78400.00 - 0.20) = 30.392 MPa

∴ 30.392 MPa < 35.200 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_t (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.541 mm^2

f_{b1} = 1611000.000 / 60728.541 = 26.528 MPa

∴ 26.53 MPa < 30.39 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b})} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40.000 MPa)

f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(160000.00 / 78400.00) = 28.571 MPa

∴ 28.571 MPa < 36.000 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ² / 4 = 60728.541 mm^2

f_{b1} = 1162102.70 / 60728.54 = 19.136 MPa

∴ 19.136 MPa < 28.571 MPa ∴ O.K

(2) 강선 ②번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32.000 MPa)

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재 단부에 가장 크게 그렸을 때 그 도형의 면적

(= 400 mm × 400 mm = 160000 mm^2)

A_b : 정착판의 면적 (= 78400 mm^2)

f_{api} = 0.70 x 32.00 x √(160000.00 / 78400.00 - 0.20) = 30.392 MPa

∴ 30.392 MPa < 35.200 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bi} = P_i (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.541 mm^2

f_{bi} = 1572000.000 / 60728.541 = 25.886 MPa

∴ 25.89 MPa < 30.39 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b})} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40.000 MPa)

f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(160000.00 / 78400.00) = 28.571 MPa

∴ 28.571 MPa < 36.000 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bi} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.541 mm^2

f_{bi} = 1133969.86 / 60728.54 = 18.673 MPa

∴ 18.673 MPa < 28.571 MPa ∴ O.K

(3) 정착부의 파열력에 대한 보강 철근량 산정 (도.설 4.6.3.9)

$$T_{burst} = 0.25\Sigma P_u(1-a/h)+0.5P_u \sin\alpha$$

$$d_{burst} = 0.5(h-2e)+5e \sin\alpha$$

$$T_{spall} = 0.02\times P_u$$

여기서, T_{burst} : 정착부에서의 파열력

d_{burst} : 정착장치와 파열력의 도심 사이의 거리

T_{spall} : 할렬력 (할렬력은 전체 계수 긴장력의 2% 이상 취해야 한다)

a : 정착판의 일변길이 (㎜) (280 × 280)

P_u : 긴장재의 긴장력

h : 정착단면의 치수 (㎜)

α : 부재의 도심선에 대한 긴장력의 경사각

e : PS 강재의 도심의 편심량, 단면의 도심에 대한 정착장치 또는 정착장치 군의 편심 (항상 양의 값, ㎜)

※ 위 식을 적용하는 데 있어 만일 긴장재가 한 개 이상이라면 규정된 긴장 순서를 고려해야 한다.

① 정착부의 파열응력 검토 (높이 방향)

T_{burst} = 0.25 x 7674.00 x (1 - 1120.00 / 2200.00) +
0.50 x 1534.80 x sin 0.1115 = 1027.211 kN

d_{burst} = 0.50 x (2200.00 - 2 x 0.00) + 5 x 0.00
x sin 0.1115 = 1100.000 ㎜

$$e = \frac{2200.00}{2} - \frac{1\times 400.00 + 2\times 400.00 + 3\times 400.00 + 4\times 400.00 + 5\times 300.00}{5} = 0.000 \text{ ㎜}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.000 MPa

$A_{s(req)} = T_{burst} / f_s$ = 1027210.76 / 180.00 = 5706.726 ㎟

∴ 보강철근은 단부로부터 1.100m 만큼 떨어진 구간내에 100㎜ 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 5706.73 / 198.60 = 28.735 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 21 ea - 12 layer = 50047.000 ㎟

$A_{s(req)}$ = 5706.7 ㎟ < USE. A_s = 50047.0 ㎟ ∴ O.K.

② 정착부의 파열응력 검토 (폭 방향)

T_{burst} = 0.25 x 1611.00 x (1 - 280.00 / 720.00) +

0.50 x 1534.80 x sin 0.1941 = 394.113 kN

d_{burst} = 0.50 x (720.00 - 2 x 0.00) + 5 x 0.00

x sin 0.1941 = 360.000 mm

e = 0.00 = 0.000 mm

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.000 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{burst} / f_s = 394112.58 / 180.00 = 2189.514 mm^2

∴ 보강철근은 단부로부터 0.400m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 2189.51 / 198.60 = 11.000 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 4 ea - 5 layer = 3972.000 mm^2

$A_{s(req)}$ = 2189.5 mm^2 < USE. A_s = 3972.0 mm^2 ∴ O.K.

(4) 도로교설계기준을 기초로한 정착부의 단부 할렬력에 대한 검토 (도.설 4.6.3.9 (6) ④ (아))

" 중심 간격이 단면 깊이의 0.4배 미만인 다중 정착구에서 할렬력은 어떠한 경우에도 할렬력을 전체 계수긴장력의 2%보다 작게 취해서는 안된다."

" 긴장재 전체의 도심이 단면의 핵 외부에 위치한다면 할렬력과 종방향 단부 인장력 둘 다 발생하게 된다."

① 단부 인장력에 대한 검토

e = 0.00 mm

y_c = h / 6 = 2200.00 / 6 = 366.667 mm

∴ e = 0.00 mm < y_c = 366.667 mm (단부 인장력이 발생하지 않는다)

② 할렬력에 대한 검토

T_{spall} = 0.02 x 7674.00 = 153.480 kN

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.000 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{spall} / f_s = 153480.00 / 180.00 = 852.667 mm^2

D 16 사용시 필요갯수 n = 852.667 / 198.600 = 4.293 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 5 ea - 1 layer = 993.000 mm^2

$A_{s(req)}$ = 852.7 mm^2 < USE. A_s = 993.0 mm^2 ∴ O.K.

8. 연속부 검토

8.1 합성에 의한 2차 응력

- 합성후 PSC Beam의 소성 변형이 바닥판에 의하여 구속되고 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축 및 크리프가 달라지므로 내부 응력이 발생된다.
- 본 검토에서는 공사 진행 시기를 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.
  - -. 바닥판 콘크리트의 타설은 PSC Beam 프리스트레스 도입 시점에서 90일 이내
  - -. 바닥판 콘크리트 타설후 동바리의 제거는 15일 이후

1) 크리프 및 건조수축 계수의 산정 (도.설 4.2.3.3, 도.설 4.2.3.4)

(1) 바닥판의 크리프 계수 ; $\Phi_s(t,t')$

$$\phi(t,t') = \phi_0 \beta_c(t-t')$$

여기서,

$$\phi_0 = \phi_{RH}\beta(f_{cu})\beta(t')$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1-0.01RH}{0.10\sqrt[3]{h}}$$

$$h = \frac{2A_c}{u}$$

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

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1+(t')^{0.2}}$$

$$\beta_c(t-t') = \left(\frac{(t-t')}{\beta_H + (t-t')}\right)^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5[1+(0.012RH)^{18}]h + 250 \quad \leq \quad 1{,}500 \text{ (일)}$$

A_c = 12625.0 x 240.0
= 3030000.0 mm^2

u = 12625.0 x 2 + 240.0 x 2
= 25730.0 mm

RH = 70.0 %

t = ∞

t' = 15 일

f_{cu} = 27.0 + 8
= 35.0 MPa

$\Phi_s(t,t')$ = 2.320 x 1.000 = 2.320

Φ_0 = 1.486 x 2.840 x 0.550 = 2.320

Φ_{RH} = 1 + (1 - 0.01 x 70.00) / (0.10 x $\sqrt[3]{}$ 235.523) = 1.486

h = 2 x 3030000.00 / 25730.00 = 235.523 mm

$\beta(f_{cu})$ = 16.8 / $\sqrt{}$ 35.000 = 2.840

$\beta(t')$ = 1 / (0.10 + 15 $^{0.2}$) = 0.550

$\beta_c(t-t')$ = ((∞ - 15) / (619.000 + (∞ - 15))) $^{0.3}$ = 1.000

β_H = 1.50 x [1 + (0.012 x 70.00) ^{18}] x 235.523
+ 250.000 = 619 일 < 1500 일

(2) PSC Beam 크리프 계수 : $\Phi_p(t,t')$

$$\phi(t,t') = \phi_0 \beta_c(t-t')$$

여기서,

$$\phi_0 = \phi_{RH}\beta(f_{cu})\beta(t')$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1-0.01RH}{0.10\sqrt[3]{h}}$$

$$h = \frac{2A_c}{u}$$

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

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1+(t')^{0.2}}$$

$$\beta_c(t-t') = \left(\frac{(t-t')}{\beta_H+(t-t')}\right)^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5[1+(0.012RH)^{18}]h + 250 \quad \leq \quad 1{,}500 \text{ (일)}$$

A_c = 806700.0 mm^2

u = 760.0 + 720.0 + (200.0 + 291.5 + 1400.0 + 346.6 + 250.0) x 2

= 6456.2 mm

RH = 70.0 %

t = ∞

t' = 90 일

f_{cu} = 40.0 + 8

= 48.0 MPa

$\Phi_p(t,t')$ = 1.399 x 1.000 = 1.399

Φ_0 = 1.476 x 2.425 x 0.391 = 1.399

Φ_{RH} = 1 + (1 - 0.01 x 70.00) / (0.10 x $\sqrt[3]{}$ 249.899) = 1.476

h = 2 x 806700.00 / 6456.20 = 249.899 mm

$\beta(f_{cu})$ = 16.8 / $\sqrt{}$ 48.000 = 2.425

$\beta(t')$ = 1 / (0.10 + 90 $^{0.2}$) = 0.391

$\beta_c(t-t')$ = ((∞ - 90) / (641.000 + (∞ - 90))) $^{0.3}$ = 1.000

β_H = 1.50 x [1 + (0.012 x 70.00) ^{18}] x 249.899

+ 250.000 = 641 일 < 1500 일

(3) 바닥판의 건조수축 계수 ; $\varepsilon_{shp}(t,t_s)$

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t-t_s)$$

여기서,

$$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu})\beta_{RH}$$

$$\varepsilon_s(f_{cu}) = \left[160+10\beta_{sc}\left(9-\frac{f_{cu}}{10}\right)\right]\times 10^{-6}$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55\left[1-\left(\frac{RH}{100}\right)^3\right] & 40\% \le RH < 99\% \\ 0.25 & RH \ge 99\% \end{cases}$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2+(t-t_s)}}$$

$$\beta_{sc} = \begin{cases} 4 : 2\text{종 시멘트} \\ 5 : 1, 5\text{종 시멘트} \\ 6 : 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

A_c = 12625.0 x 240.0
= 3030000.0 mm^2

u = 12625.0 x 2 + 240.0 x 2
= 25730.0 mm

β_{sc} = 5 (1, 5종 시멘트)

RH = 70.0 %

t = ∞

t_s = 1 일

f_{cu} = 27.0 + 8
= 35.0 MPa

$\varepsilon_{shs}(t-t_s)$ = -0.000443 x 1.000 = -0.000443

ε_{sho} = 0.000435 x -1.018 = -0.000443

$\varepsilon_s(f_{cu})$ = [160.0 + 10 x 5 x (9 - 35.000 / 10)] x 10^{-6} = 0.000435

β_{RH} = -1.55 x [1 - (70 / 100)^3] = -1.018

$\beta_s(t-t_s)$ = √((∞ - 1) / (0.035 x 235.523 ^{2} + (∞ - 1))) = 1.000

h = 2 x 3030000.00 / 25730.00 = 235.523 mm

(4) PSC Beam의 건조수축 계수 ; $\varepsilon_{shp}(t,t_s)$

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t-t_s)$$

여기서,

$$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu})\beta_{RH}$$

$$\varepsilon_s(f_{cu}) = \left[160+10\beta_{sc}\left(9-\frac{f_{cu}}{10}\right)\right]\times 10^{-6}$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55\left[1-\left(\frac{RH}{100}\right)^3\right] & 40\% \le RH < 99\% \\ 0.25 & RH \ge 99\% \end{cases}$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035h^2+(t-t_s)}}$$

$$\beta_{sc} = \begin{cases} 4 : 2\text{종 시멘트} \\ 5 : 1, 5\text{종 시멘트} \\ 6 : 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

A_c = 806700.0 mm^2

u = 760.0 + 720.0 + (200.0 + 291.5 + 1400.0 + 346.6 + 250.0) x 2
= 6456.2 mm

β_{sc} = 5 (1, 5종 시멘트)

RH = 70.0 %

t = ∞

t_s = 1 일

f_{cu} = 40.0 + 8
= 48.0 MPa

$\varepsilon_{shs}(t-t_s)$ = -0.000377 x 1.000 = -0.000377

ε_{sho} = 0.000370 x -1.018 = -0.000377

$\varepsilon_s(f_{cm})$ = [160.0 + 10 x 5 x (9 - 48.000 / 10)] x 10^{-6} = 0.000370

β_{RH} = -1.55 x [1 - (70 / 100)^3] = -1.018

$\beta_s(t-t_s)$ = √ ((∞ - 1) / (0.035 x 249.899 ^{2} + (∞ - 1))) = 1.000

h = 2 x 806700.00 / 6456.20 = 249.899 mm

※ 크리프 및 건조수축계수의 정리

구 분	크리프 계수	건조수축 변형률
바 닥 판	2.320	-0.000443
PSC Beam	1.399	-0.000377

2) 2차 응력(크리프, 건조수축)에 의한 부재력 산정

(1) 크리프에 의한 부재력

▪ 3D 격자 해석에 의한 최대 부재력

구 분	단 위	고정하중 (M_D)			활 하 중 (M_L)	지 점 침 하 (M_{ST})	풍하중 (M_W)
		합 성 전	합 성 후	합 계			
G1	kN.m	4,784.323	918.973	5,703.296	2,278.191	1,357.070	104.105
G2	kN.m	4,790.211	335.565	5,125.776	2,268.515	1,371.990	193.359
G3	kN.m	4,801.975	572.410	5,374.385	2,024.237	1,375.021	47.332
G4	kN.m	4,753.886	519.737	5,273.623	2,255.192	1,377.685	158.503
G5	kN.m	4,802.636	1,668.604	6,471.240	2,294.874	1,394.308	187.702

▪ 프리스트레스의 계산

$M_{PS} = \frac{1.07}{10.00} \cdot w \cdot l^2$

$w = \frac{8 \times P \times a}{l^2}$

$P = 0.9 \cdot f_{py} \cdot A_p$

P : 유효 인장력

$0.9 \cdot f_{py}$: 유효 인장 응력

A_p : 강선 단면적 (= 5,922.600 mm^2)

a : 지점~중간지점 강선의 y값 편차

l : Beam 길이 (= 34.000 m)

구 분	P (kN)	l (m)	a (m)	w (kN/m)	M_{ps} (kN.m)	비 고
G1	5,509.390	34.000	0.972	37.060	4,583.989	
G2	5,515.229	34.000	0.972	37.099	4,588.847	
G3	5,499.780	34.000	0.972	36.995	4,575.993	
G4	5,535.677	34.000	0.972	37.237	4,605.861	
G5	5,535.409	34.000	0.972	37.235	4,605.637	

▪ 크리프에 의한 연속부에서의 부재력

$\Phi = \Phi_S - \Phi_P = 2.320 - 1.399 = 0.921$

$M_{C2} = (M_{ps} - M_d) \times (1 - e^{-\Phi})$

구 분	M_{ps}	M_d	Φ	M_{C2}	비 고
G1	4,583.989	5,703.296	0.921	-673.770	
G2	4,588.847	5,125.776	0.921	-323.206	
G3	4,575.993	5,374.385	0.921	-480.594	
G4	4,605.861	5,273.623	0.921	-401.961	
G5	4,605.637	6,471.240	0.921	-1,123.005	

(2) 건조수축에 의한 부재력

구 분	B_{SLAB} (mm)	H_{SLAB} (mm)	y_{st} (mm)	y_s (mm)	E_{C1} (MPa)	P_S (kN)	M_S (kN.m)
G1	2,495.158	240.000	899.236	779.236	27,804.064	-1,102.118	-858.810
G2	2,550.000	240.000	892.541	772.541	27,804.064	-1,126.342	-870.145
G3	2,550.000	240.000	892.541	772.541	27,804.064	-1,126.342	-870.145
G4	2,550.000	240.000	892.541	772.541	27,804.064	-1,126.342	-870.145
G5	2,619.342	240.000	884.238	764.238	27,804.064	-1,156.970	-884.201
계						-5,638.113	-4,353.445

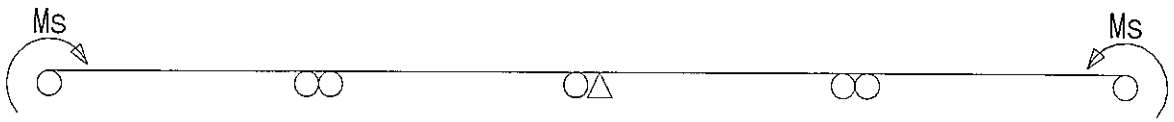
※ y_{st} : 바닥판 환산단면의 도심에서 바닥판 상면까지의 거리

y_s : 전체 단면의 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$E_{C1} = 8{,}500 \times \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$

$P_S = E_{c1} \times (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) \times A$

$M_S = P_S \times y_S$



▪ 프로그램의 해석결과 연속부에서의 건조수축에 의한 모멘트

- G1 건조수축에 의한 모멘트

M_{S2} = -237.791 kN · m (절점 8)

- G2 건조수축에 의한 모멘트

M_{S2} = -241.547 kN · m (절점 16)

- G3 건조수축에 의한 모멘트

M_{S2} = -239.668 kN · m (절점 24)

- G4 건조수축에 의한 모멘트

M_{S2} = -237.721 kN · m (절점 32)

- G5 건조수축에 의한 모멘트

M_{S2} = -241.848 kN · m (절점 40)

9. 연속부 설계

- 연속부는 적어도 PSC거더의 저면폭(660mm) 만큼은 연속부에서 완전히 강결된 것으로 가정
- 연속부 설계시 고정하중은 합성후 고정하중을 거더에 재하하여 연속부 모멘트를 산정함

9.1 하중조합

- CASE 1 : 1.3D + 2.15L
- CASE 2 : 1.3D + 1.3L + 1.3CR + 1.3SH + 1.3ST + 0.65W
- CASE 3 : 1.0D + 1.0L + 1.0CR + 1.0SH + 1.0ST + 1.0W

1) 외측거더 G1에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	918.973	2,278.191	673.770	-237.791	1,357.070	104.105	6,092.776
CASE 2	918.973	2,278.191	673.770	-237.791	1,357.070	104.105	6,554.945
CASE 3	918.973	2,278.191	673.770	-237.791	1,357.070	104.105	5,094.318

2) 내측거더 G2에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	335.565	2,268.515	323.206	-241.547	1,371.990	193.359	5,313.542
CASE 2	335.565	2,268.515	323.206	-241.547	1,371.990	193.359	5,400.732
CASE 3	335.565	2,268.515	323.206	-241.547	1,371.990	193.359	4,251.089

3) 내측거더 G3에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	572.410	2,024.237	480.594	-239.668	1,375.021	47.332	5,096.242
CASE 2	572.410	2,024.237	480.594	-239.668	1,375.021	47.332	5,507.138
CASE 3	572.410	2,024.237	480.594	-239.668	1,375.021	47.332	4,259.926

4) 내측거더 G4에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	519.737	2,255.192	401.961	-237.721	1,377.685	158.503	5,524.321
CASE 2	519.737	2,255.192	401.961	-237.721	1,377.685	158.503	5,714.938
CASE 3	519.737	2,255.192	401.961	-237.721	1,377.685	158.503	4,475.358

5) 외측거더 G5에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	1,668.604	2,294.874	1,123.005	-241.848	1,394.308	187.702	7,103.164
CASE 2	1,668.604	2,294.874	1,123.005	-241.848	1,394.308	187.702	8,232.632
CASE 3	1,668.604	2,294.874	1,123.005	-241.848	1,394.308	187.702	6,426.645

9.2 연속부 검토

1) G1 연속부 철근량 산정

f_{ck} =	27.00 MPa	M_u =	6,554.9 kN·m	Ø =	0.85 (Bending)
f_y =	400.00 MPa	V_u =	- kN	k_1 =	0.85
b =	2,495 mm	H =	2,440 mm	d' =	130 mm
b' =	720 mm(저면폭)	d =	2,310 mm	d_{cu} =	60 mm , d_{cl} = 40 mm

[필요 철근량 산정]

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242\ A_s$

$M_u = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152\ A_s^2 + 785,400\ A_s = 6,554,945,097$

A_s = 8,746.9 mm²

[최소 철근량 산정] (☞ 콘.설.해 6.3.2)

$A_{smin1} = (0.25\sqrt{(f_{ck})} \times b' \times d) / f_y$ = 5,401.4 mm²

$A_{smin2} = (1.4 \times b' \times d) / f_y$ = 5,821.2 mm²

Max = 5,821.2 mm²

$A_{s2} = A_s \times 4/3$ = 11,662.5 mm²

[사용 철근량 검토]

$Req'd\ A_s$ = 8,746.9 mm² < $USE\ A_s$ = 15,454.0 mm² O.K.

H 22 @ 125 = 7,727.0 mm² (n = 20.0 EA)

H 22 @ 125 = 7,727.0 mm² (n = 20.0 EA)

합계 = 15,454.0 mm²

[설계모멘트 검토]

$\Phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = 0.85 x 13,123.241 = 11,154.8 kN.m

$M_n = C\left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$

= 6,181,604 x (2,310.00 - 374.10 / 2) = 13,123.2 kN.m

$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b'$ = 0.85 x 27.00 x 374.10 x 720.00 = 6,181,604 N

$a' = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \times 15,454.0}{0.85 \times 27.00 \times 720.00}$ = 374.10 mm

ΦM_n = 11,154.8 kN.m > M_u = 6,554.9 kN.m O.K.

[사용 철근비 검토]

$\rho_{min1} = A_{smin1} / (b' \cdot d)$ = 5,401.400 / (2,495.16 x 2,310.00) = 0.00094

$\rho_{min1} = A_{smin2} / (b' \cdot d)$ = 5,821.200 / (2,495.16 x 2,310.00) = 0.00101

Max = 0.00101

$\rho_{min2} = A_{s2} / (b' \cdot d)$ = 11,662.493 / (2,495.16 x 2,310.00) = 0.00202

$$\rho_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926$$

$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho$ = 0.75 x 0.02926 = 0.02195

$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d)$ = 15,454.011 / (2,495.16 x 2,310.00) = 0.00268

ρ_{min} = 0.00101 ≤ ρ_{use} = 0.00268 ≤ ρ_{max} = 0.02195 O.K.

[휨 균열에 대한 검토] (☞ 도.설.해 4.11.6)

M_{ser} = 5,094.3 kN.m (Service Load)

ρ_{use} = 0.00268 , $n = E_s / E_c$ = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2

$$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho} = 0.178$$

$x = k \times d$ = 0.178 x 2,310.000 = 411.315 mm

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{5,094,317,761.467}{15,454.01 \times (2,310.00 - 411.31 / 3)} = 151.707 \text{ MPa}$$

f_s = 151.707 MPa ≤ f_a = 160.000 MPa O.K.

A = 2 x d' x b / 철근수 = 2 x 130.00 x 2,495.16 / 40.0 = 16,218.527 mm^2

$\beta_c = d_1 / d_2$ = 207.95 / 147.95 = 1.406

(여기서, βc = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$$w = 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$$

$$= 1.08 \times 1.406 \times 151.707 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,218.527} \times 10^{-5} = 0.228 \text{ mm}$$

w = 0.228 mm < $w_a = 0.005 \times l_c$ = 0.245 mm O.K.

(4) 주장률 검토 (☞ 도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 40.0 / 2.495 = 16.03 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 mm/mm2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.03}{1{,}000.00 \times 240.00} = 0.0047 \ mm/mm^2$$

μ = 0.0047 mm/mm^2 > μ_a = 0.0035 mm/mm^2 O.K.

2) G2 연속부 철근량 산정

f_{ck} =	27.00 MPa	M_u =	5,400.7 kN·m	Ø =	0.85 (Bending)
f_y =	400.00 MPa	V_u =	- kN	k_1 =	0.85
b =	2,550 mm	H =	2,440 mm	d' =	130 mm
b' =	720 mm(저면폭)	d =	2,310 mm	d_{cu} =	60 mm , d_{cl} = 40 mm

[필요 철근량 산정]

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 \ A_s$

$M_u = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 \ A_s^2 + 785{,}400 \ A_s = 5{,}400{,}731{,}692$

A_s = 7,143.8 mm^2

[최소 철근량 산정] (☞ 콘.설.해 6.3.2)

$A_{smin1} = (0.25\sqrt{(f_{ck})} \times b' \times d) / f_y$ = 5,401.4 mm^2

$A_{smin2} = (1.4 \times b' \times d) / f_y$ = 5,821.2 mm^2

Max = 5,821.2 mm^2

$A_{s2} = A_s \times 4/3$ = 9,525.1 mm^2

[사용 철근량 검토]

$Req'd \ A_s$ = 7,143.8 mm^2 < $USE \ A_s$ = 15,793.7 mm^2 O.K.

H 22 @ 125 = 7,896.8 mm^2 (n = 20.4 EA)

H 22 @ 125 = 7,896.8 mm^2 (n = 20.4 EA)

합계 = 15,793.7 mm^2

[설계모멘트 검토]

ΦM_n = $\phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = 0.85 x 13,385.709 = 11,377.9 kN.m

M_n = $C\left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$

= 6,317,472 x (2,310.00 - 382.32 / 2) = 13,385.7 kN.m

C = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b'$ = 0.85 x 27.00 x 382.32 x 720.00 = 6,317,472 N

a' = $\frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'}$ = $\frac{400.00 \times 15,793.7}{0.85 \times 27.00 \times 720.00}$ = 382.32 mm

ΦM_n = 11,377.9 kN.m > M_u = 5,400.7 kN.m O.K.

[사용 철근비 검토]

ρ_{min1} = A_{smin1} / ($b' \cdot d$) = 5,401.400 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00092

ρ_{min1} = A_{smin2} / ($b' \cdot d$) = 5,821.200 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00099

Max = 0.00099

ρ_{min2} = A_{s2} / ($b' \cdot d$) = 9,525.080 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00162

ρ_b = $0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$

= 0.85 x 0.85 x $\frac{27.00}{400.00}$ x $\frac{600.00}{600.00 + 400.00}$ = 0.02926

ρ_{max} = 0.75 · ρ_b = 0.75 x 0.02926 = 0.02195

ρ_{use} = A_{req} / ($b' \cdot d$) = 15,793.680 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00268

ρ_{min} = 0.00099 ≤ ρ_{use} = 0.00268 ≤ ρ_{max} = 0.02195 O.K.

[휨 균열에 대한 검토] (☞ 도.설.해 4.11.6)

M_{ser} = 4,251.1 kN.m (Service Load)

ρ_{use} = 0.00268 , n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2

k = $-n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho}$ = 0.178

x = k x d = 0.178 x 2,310.000 = 411.315 mm

f_s = $\frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})}$ = $\frac{4,251,088,631.057}{15,793.68 \times (2,310.00 - 411.31 / 3)}$ = 123.873 MPa

f_s = 123.873 MPa ≤ f_a = 160.000 MPa O.K.

A = 2 x d' x b / 철근수 = 2 x 130.00 x 2,550.00 / 40.8 = 16,250.000 mm²

β_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406

(여기서, βc = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

w = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$

= 1.08 x 1.406 x 123.873 x $\sqrt[3]{60.00 \times 16,250.000}$ x 10^{-5} = 0.186 mm

w = 0.186 mm < w_a = 0.005 x t_c = 0.245 mm O.K.

(4) 주장률 검토 (☞ 도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 40.8 / 2.550 = 16.00 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 mm/mm2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.00}{1{,}000.00 \times 240.00} = 0.0046 \ mm/mm^2$$

μ = 0.0046 mm/mm^2 > μ_a = 0.0035 mm/mm^2 O.K.

3) G3 연속부 철근량 산정

f_{ck} =	27.00 MPa	M_u =	5,507.1 kN·m	Ø =	0.85 (Bending)
f_y =	400.00 MPa	V_u =	- kN	k_1 =	0.85
b =	2,550 mm	H =	2,440 mm	d' =	130 mm
b' =	720 mm(저면폭)	d =	2,310 mm	d_{cu} =	60 mm , d_{cl} = 40 mm

[필요 철근량 산정]

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 \ A_s$

$M_u = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 \ A_s^2 + 785{,}400 \ A_s = 5{,}507{,}137{,}774$

A_s = 7,290.4 mm^2

[최소 철근량 산정] (☞ 콘.설.해 6.3.2)

$A_{smin1} = (0.25\sqrt{(f_{ck})} \times b' \times d) / f_y$ = 5,401.4 mm^2

$A_{smin2} = (1.4 \times b' \times d) / f_y$ = 5,821.2 mm^2

Max = 5,821.2 mm^2

$A_{s2} = A_s \times 4/3$ = 9,720.5 mm^2

[사용 철근량 검토]

$Req'd \ A_s$ = 7,290.4 mm^2 < $USE \ A_s$ = 15,793.7 mm^2 O.K.

H 22 @ 125 = 7,896.8 mm^2 (n = 20.4 EA)

H 22 @ 125 = 7,896.8 mm^2 (n = 20.4 EA)

합계 = 15,793.7 mm^2

[설계모멘트 검토]

$\Phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = 0.85 x 13,385.709 = 11,377.9 kN.m

$M_n = C\left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$

= 6,317,472 x (2,310.00 - 382.32 / 2) = 13,385.7 kN.m

$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b'$ = 0.85 x 27.00 x 382.32 x 720.00 = 6,317,472 N

$a' = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \times 15,793.7}{0.85 \times 27.00 \times 720.00}$ = 382.32 mm

ΦM_n = 11,377.9 kN.m > M_u = 5,507.1 kN.m O.K.

[사용 철근비 검토]

$\rho_{min1} = A_{smin1} / (b' \cdot d)$ = 5,401.400 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00092

$\rho_{min1} = A_{smin2} / (b' \cdot d)$ = 5,821.200 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00099

Max = 0.00099

$\rho_{min2} = A_{s2} / (b' \cdot d)$ = 9,720.500 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00165

$\rho_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$

= 0.85 x 0.85 x $\frac{27.00}{400.00}$ x $\frac{600.00}{600.00 + 400.00}$ = 0.02926

$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho$ = 0.75 x 0.02926 = 0.02195

$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d)$ = 15,793.680 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00268

ρ_{min} = 0.00099 ≤ ρ_{use} = 0.00268 ≤ ρ_{max} = 0.02195 O.K.

[휨 균열에 대한 검토] (☞ 도.설.해 4.11.6)

M_{ser} = 4,259.9 kN.m (Service Load)

ρ_{use} = 0.00268 , $n = E_s / E_c$ = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2

$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho}$ = 0.178

$x = k \times d$ = 0.178 x 2,310.000 = 411.315 mm

$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{4,259,925,912.909}{15,793.68 \times (2,310.00 - 411.31 / 3)}$ = 124.131 MPa

f_s = 124.131 MPa ≤ f_a = 160.000 MPa O.K.

A = 2 x d' x b / 철근수 = 2 x 130.00 x 2,550.00 / 40.8 = 16,250.000 mm^2

$\beta_c = d_1 / d_2$ = 207.95 / 147.95 = 1.406

(여기서, βc = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$w = 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$

= 1.08 x 1.406 x 124.131 x $\sqrt[3]{60.00 \times 16,250.000}$ x 10^{-5} = 0.187 mm

w = 0.187 mm < $w_a = 0.005 \times t_c$ = 0.245 mm O.K.

(4) 주장률 검토 (☞ 도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 40.8 / 2.550 = 16.00 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 mm/mm2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.00}{1{,}000.00 \times 240.00} = 0.0046 \ \text{mm/mm}^2$$

μ = 0.0046 mm/mm^2 > μ_a = 0.0035 mm/mm^2 O.K.

4) G4 연속부 철근량 산정

f_{ck} =	27.00 MPa	M_u =	5,714.9 kN·m	Ø =	0.85 (Bending)
f_y =	400.00 MPa	V_u =	- kN	k_1 =	0.85
b =	2,550 mm	H =	2,440 mm	d' =	130 mm
b' =	720 mm(저면폭)	d =	2,310 mm	d_{cu} =	60 mm , d_{cl} = 40 mm

[필요 철근량 산정]

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 \ A_s$

$M_u = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 \ A_s^2 + 785{,}400 \ A_s = 5{,}714{,}938{,}154$

A_s = 7,577.3 mm^2

[최소 철근량 산정] (☞ 콘.설.해 6.3.2)

A_{smin1} = ($0.25\sqrt{(f_{ck})} \times b' \times d$) / f_y = 5,401.4 mm^2

A_{smin2} = ($1.4 \times b' \times d$) / f_y = 5,821.2 mm^2

Max = 5,821.2 mm^2

$A_{s2} = A_s \times 4/3$ = 10,103.1 mm^2

[사용 철근량 검토]

$Req'd \ A_s$ = 7,577.3 mm^2 < $USE \ A_s$ = 15,793.7 mm^2 O.K.

H 22 @ 125 = 7,896.8 mm^2 (n = 20.4 EA)

H 22 @ 125 = 7,896.8 mm^2 (n = 20.4 EA)

합계 = 15,793.7 mm^2

[설계모멘트 검토]

$\Phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = 0.85 x 13,385.709 = 11,377.9 kN.m

$M_n = C\left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$

= 6,317,472 x (2,310.00 - 382.32 / 2) = 13,385.7 kN.m

$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b'$ = 0.85 x 27.00 x 382.32 x 720.00 = 6,317,472 N

$a' = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \text{ x } 15,793.7}{0.85 \text{ x } 27.00 \text{ x } 720.00}$ = 382.32 mm

ΦM_n = 11,377.9 kN.m > M_u = 5,714.9 kN.m O.K.

[사용 철근비 검토]

$\rho_{min1} = A_{smin1} / (b' \cdot d)$ = 5,401.400 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00092

$\rho_{min1} = A_{smin2} / (b' \cdot d)$ = 5,821.200 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00099

Max = 0.00099

$\rho_{min2} = A_{s2} / (b' \cdot d)$ = 10,103.075 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00172

$\rho_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$

= 0.85 x 0.85 x $\frac{27.00}{400.00}$ x $\frac{600.00}{600.00 + 400.00}$ = 0.02926

ρ_{max} = 0.75 · ρ = 0.75 x 0.02926 = 0.02195

$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d)$ = 15,793.680 / (2,550.00 x 2,310.00) = 0.00268

ρ_{min} = 0.00099 ≤ ρ_{use} = 0.00268 ≤ ρ_{max} = 0.02195 O.K.

[휨 균열에 대한 검토] (☞ 도.설.해 4.11.6)

M_{ser} = 4,475.4 kN.m (Service Load)

ρ_{use} = 0.00268 , $n = E_s / E_c$ = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2

$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho}$ = 0.178

$x = k \text{ x } d$ = 0.178 x 2,310.000 = 411.315 mm

$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{4,475,357,722.547}{15,793.68 \text{ x } (2,310.00 - 411.31 / 3)}$ = 130.408 MPa

f_s = 130.408 MPa ≤ f_a = 160.000 MPa O.K.

A = 2 x d' x b / 철근수 = 2 x 130.00 x 2,550.00 / 40.8 = 16,250.000 mm^2

$\beta_c = d_1 / d_2$ = 207.95 / 147.95 = 1.406

(여기서, βc = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$w = 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$

= 1.08 x 1.406 x 130.408 x $\sqrt[3]{60.00 \text{ x } 16,250.000}$ x 10^{-5} = 0.196 mm

w = 0.196 mm < $w_a = 0.005 \text{ x } t_c$ = 0.245 mm O.K.

(4) 주장률 검토 (☞ 도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 40.8 / 2.550 = 16.00 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 mm/mm2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.00}{1{,}000.00 \times 240.00} = 0.0046 \ \text{mm/mm}^2$$

μ = 0.0046 mm/mm^2 > μ_a = 0.0035 mm/mm^2 O.K.

5) G5 연속부 철근량 산정

f_{ck} =	27.00 MPa	M_u =	8,232.6 kN·m	Ø =	0.85 (Bending)
f_y =	400.00 MPa	V_u =	- kN	k_1 =	0.85
b =	2,619 mm	H =	2,440 mm	d' =	130 mm
b' =	720 mm(저면폭)	d =	2,310 mm	d_{cu} =	60 mm , d_{cl} = 40 mm

[필요 철근량 산정]

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 \ A_s$

$M_u = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 \ A_s^2 + 785{,}400 \ A_s = 8{,}232{,}632{,}385$

A_s = 11,131.3 mm^2

[최소 철근량 산정] (☞ 콘.설.해 6.3.2)

A_{smin1} = ($0.25\sqrt{(f_{ck})} \times b' \times d$) / f_y = 5,401.4 mm^2

A_{smin2} = ($1.4 \times b' \times d$) / f_y = 5,821.2 mm^2

Max = 5,821.2 mm^2

$A_{s2} = A_s \times 4/3$ = 14,841.8 mm^2

[사용 철근량 검토]

$Req'd \ A_s$ = 11,131.3 mm^2 < $USE \ A_s$ = 18,729.3 mm^2 O.K.

H 22 @ 125 = 8,111.6 mm^2 (n = 21.0 EA)

H 25 @ 125 = 10,617.8 mm^2 (n = 21.0 EA)

합계 = 18,729.3 mm^2

[설계모멘트 검토]

ΦM_n = $\phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = 0.85 x 15,607.592 = 13,266.5 kN.m

M_n = $C\left(d - \frac{a'}{2} \right)$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$

= 7,491,737 x (2,310.00 - 453.39 / 2) = 15,607.6 kN.m

C = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b'$ = 0.85 x 27.00 x 453.39 x 720.00 = 7,491,737 N

a' = $\frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'}$ = $\frac{400.00 \text{ x } 18,729.3}{0.85 \text{ x } 27.00 \text{ x } 720.00}$ = 453.39 mm

ΦM_n = 13,266.5 kN.m > M_u = 8,232.6 kN.m O.K.

[사용 철근비 검토]

ρ_{min1} = A_{smin1} / ($b' \cdot d$) = 5,401.400 / (2,619.34 x 2,310.00) = 0.00089

ρ_{min1} = A_{smin2} / ($b' \cdot d$) = 5,821.200 / (2,619.34 x 2,310.00) = 0.00096

Max = 0.00096

ρ_{min2} = A_{s2} / ($b' \cdot d$) = 14,841.752 / (2,619.34 x 2,310.00) = 0.00245

ρ_b = $0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$

= 0.85 x 0.85 x $\frac{27.00}{400.00}$ x $\frac{600.00}{600.00 + 400.00}$ = 0.02926

ρ_{max} = 0.75 · ρ_b = 0.75 x 0.02926 = 0.02195

ρ_{use} = A_{req} / ($b' \cdot d$) = 18,729.343 / (2,619.34 x 2,310.00) = 0.00310

ρ_{min} = 0.00096 ≤ ρ_{use} = 0.00310 ≤ ρ_{max} = 0.02195 O.K.

[휨 균열에 대한 검토] (☞ 도.설.해 4.11.6)

M_{ser} = 6,426.6 kN.m (Service Load)

ρ_{use} = 0.00310 , n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2

k = $-n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho}$ = 0.190

x = k x d = 0.190 x 2,310.000 = 438.741 mm

f_s = $\frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})}$ = $\frac{6,426,644,940.556}{18,729.34 \text{ x } (2,310.00 - 438.74 / 3)}$ = 158.582 MPa

f_s = 158.582 MPa ≤ f_a = 160.000 MPa O.K.

A = 2 x d' x b / 철근수 = 2 x 130.00 x 2,619.34 / 42.0 = 16,214.974 mm^2

β_c = d_1 / d_2 = 205.81 / 145.81 = 1.411

(여기서, βc = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

w = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$

= 1.08 x 1.411 x 158.582 x $\sqrt[3]{60.00 \text{ x } 16,214.974}$ x 10^{-5} = 0.240 mm

w = 0.240 mm < w_a = 0.005 x l_c = 0.245 mm O.K.

(4) 주장률 검토 (☞ 도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 ㎜/㎜2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 42.0 / 2.619 = 16.03 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 ㎜/㎜2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (㎜)

t_m : 중간 슬래브 두께 (㎜)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.03}{1{,}000.00 \times 240.00} = 0.0047 \quad mm/mm^2$$

μ = 0.0047 mm/mm^2 > μ_a = 0.0035 mm/mm^2 O.K.

관용 해석(오창방향)

목 차

1. 설계조건
   1.1. 상부형식
   1.2. 하중조건
   1.3. 사용재료 및 설계강도
   1.4. 참고문헌
2. Beam 검토
   2.1. 단면의 제원
   2.2. 고정하중
   2.3. 고정하중에 의한 모멘트 및 전단력
   2.4. 활하중에 의한 모멘트 및 전단력
   2.5. 단면력 집계표
   2.6. 고정하중 및 활하중에 의한 응력계산
   2.7. 프리스트레스에 의한 응력 계산
   2.8. 2차 응력 계산
   2.9. 휨 극한 안정성 검토
   2.10. 전단설계 및 전단연결재 산정
   2.11. 처짐 계산
3. 정착부 검토

1. 설계조건

1.1 상부형식

교 량 형 식	PSC BEAM 교
교 량 연 장	35.093 + 34.986 + 34.986 + 35.198 = 140.263 m
교 량 폭 원	12.625 m
사 각	90

1.2 하중조건

1) 고정하중

철근 콘크리트 단위중량	W_{sc} = 25.00 kN/m^3
무근 콘크리트 단위중량	W_c = 23.50 kN/m^3
포 장 단위중량	W_a = 23.50 kN/m^3

2) 활하중

1 등 교	DB - 24, DL - 24
충 격 계 수	$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.30$

1.3 사용재료 및 설계강도

1) PSC BEAM (POST - TENSION)

(☞ 도.설 4.6.3.3)

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck})	40.00 MPa	(☞ 도.설 4.6.1.3)
철근 항복강도 (f_y)	300.00 MPa	(☞ 도.설 4.6.1.4)
프리스트레스 도입시 압축강도(f_{ci})	32.00 MPa	
프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci})	27032.90 MPa	
허 용 응 력	① 프리스트레스 도입 직후의 응력 (크리프,건조수축 손실전) - 허용휨 압축응력 : 0.60 (fci) = 19.200 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.25 √(fci) = 1.414 MPa	
	② 설계 하중 작용시 (손실후) - 허용휨 압축응력 : 0.45 (fck) = 18.000 MPa - 허용휨 인장응력 : 0.5 √(fck) = 3.162 MPa	
균 열 응 력	0.63 √(fck) = 3.984 MPa	
CREEP 계수 (ψ)	3.0 (28일 기준)	(☞ 도.설 4.2.3.3)
콘크리트 탄성계수 (E_{pc})	30891.00 MPa	(☞ 도.설 4.2.3.1)
철근 탄성계수 (E_{ps})	200000.00 MPa	(☞ 도.설 4.2.3.2)

2) P.S 강선(12.7mm 7연선) (☞ 도.설 4.6.3.3)

극 한 강 도 (f_{pu})			1900.0 MPa	
항 복 응 력 (f_{py})			1600.0 MPa	
JACK에 의한 최대긴장응력	$0.90 \cdot f_{py}$ =	0.90 × 1600 =	1440.0 MPa	
PRESTRESS 도입직후	$0.83 \cdot f_{py}$ =	0.83 × 1600 =	1328.0 MPa	
설계하중 작용시(손실후 사용하중)	$0.80 \cdot f_{py}$ =	0.80 × 1600 =	1280.0 MPa	
탄 성 계 수 (E_{pss})		200000.0 MPa		(☞ 도.설 4.2.3.2)
파상마찰계수 (k)		0.005 1/m		(☞ 도.설 4.6.3.4)
곡률마찰계수 (μ)		0.250 1/rad		(☞ 도.설 4.6.3.4)
건조수축률		0.0002 (28일 기준)		(☞ 도.설 2.1.7)
릴랙세이션 (γ)		5.0 %		(☞ 도.설 2.3.3)
정착장치의 활동량 (시점부)		6.0 mm		
정착장치의 활동량 (종점부)		6.0 mm		

3) SLAB 및 가로보 콘크리트 (☞ 도.설 4.5.2.1)

설계기준 강도 (f_{ck})	SLAB		27.00 MPa	
	가로보		27.00 MPa	
허용 휨 압축강도 (f_{ca})	SLAB	$0.4 \cdot f_{ck}$ = 0.40 × 27 =	10.80 MPa	
	가로보	$0.4 \cdot f_{ck}$ = 0.40 × 27 =	10.80 MPa	
바닥판 콘크리트 허용 휨 인장강도(f_{ta})		$0.13\sqrt{(f_{ck})}$ = 0.13 × √(27) =	0.68 MPa	
탄 성 계 수	SLAB (E_{sc})		27804.00 MPa	
	가로보 (E_{cc})		27804.00 MPa	

4) SLAB 및 가로보 철근

항 복 강 도 (f_y)	SLAB	400.00 MPa
	가로보	300.00 MPa
탄 성 계 수	SLAB (E_{ss})	200000.00 MPa
	가로보 (E_{cs})	200000.00 MPa

1.4 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (☞ 도.설.기)

2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (☞ 도.설.해)

3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (☞ 콘.설)

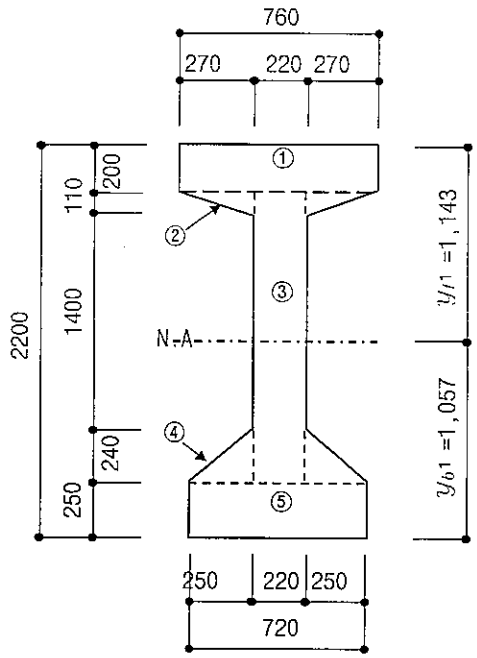
4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (☞ 도.요)

5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (☞ 도.편)

2. BEAM 검토

2.1 단면의 제원

1) 총 단 면



(단위:mm)

번 호	b	h	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
① (□)	760	200	152000	100	15200000	1043	165253189528	506666667
② (△)	270	110	29700	237	7029000	906	24379816544	19965000
③ (□)	220	1750	385000	1075	413875000	68	1763785480	98255208333
④ (△)	250	240	60000	1870	112200000	727	31739225417	192000000
⑤ (□)	720	250	180000	2075	373500000	932	156458022292	937500000
계			806700		921804000		379594039262	99911340000

$$y_{t1} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{921804000.00}{806700.00} = 1142.685 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 1142.69 - 2200.00 = -1057.315 \text{ mm}$$

$$I_{x1} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

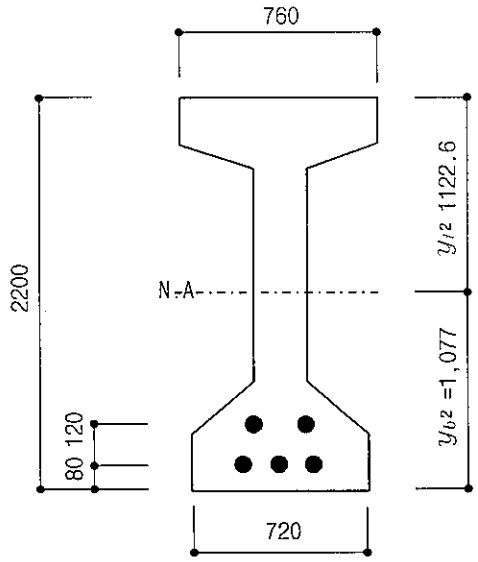
$$= 99911340000.00 + 379594039261.81 = 479505379261.807 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{x1}}{y_{t1}} = \frac{479505379261.81}{1142.69} = 419630408.905 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{x1}}{y_{b1}} = \frac{479505379261.81}{1057.31} = 453512326.189 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{x1}}{A} = \frac{479505379261.81}{806700.00} = 594403.594 \text{ mm}^2$$

2) 순단면



강선번호	X좌표	Y좌표
1	-55.00	200.00
2	55.00	200.00
3	0.00	80.00
4	-185.00	80.00
5	185.00	80.00

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3421 mm^2)

(단위:mm)

구 분	수 량	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
총 단 면		806700	1143	921804000	-20	326983428	479505379262
1번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
2번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
3번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
4번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
5번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
계	5	789594		886360426		-15152336100	479505379262

$$y_{t2} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{886360426.02}{789594.03} = 1122.552 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 1122.55 - 2200.00 = -1077.448 \text{ mm}$$

$$I_{x2} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 479505379261.81 + -15152336100.46 = 464353043161.343 \text{ mm}^4$$

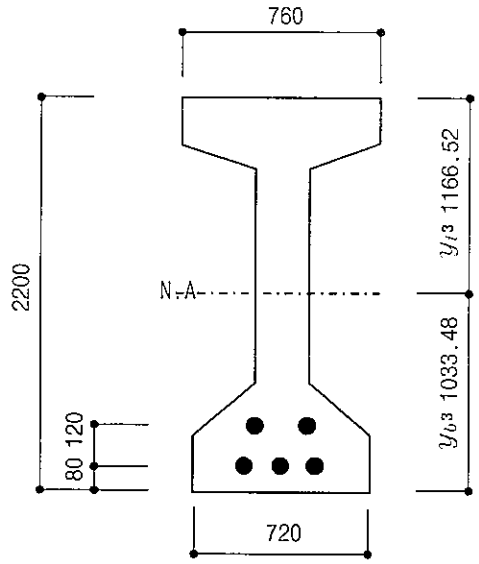
$$Z_{t2} = \frac{I_{x2}}{y_{t2}} = \frac{464353043161.34}{1122.55} = 413658348.231 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{x2}}{y_{b2}} = \frac{464353043161.34}{1077.45} = 430974934.985 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 1077.45 - 128.00 = 949.448 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{x2}}{e_{p2}} = \frac{464353043161.34}{949.45} = 489076902.528 \text{ mm}^3$$

3) P.S 강연선 환산단면



※ 강연선 ϕ 12.7 × 12 ea = 98.71 × 12.00 = 1184.52 ㎟

n_p = E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

강연선 환산단면적 = 1184.52 × 6.47 = 7669.03 ㎟

(단위:㎜)

구 분	수 량	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
순 단 면		789594	1123	886360426	44	1526757767	464353043161
강 연 선	5	38345	2072	79451149	-905	31438626166	
계		827939		965811575		32965383933	464353043161

$$y_{t3} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{965811575.02}{827939.18} = 1166.525 \text{ ㎜}$$

$$y_{b3} = 1166.52 - 2200.00 = -1033.475 \text{ ㎜}$$

$$I_{x3} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$$

$$= 464353043161.34 + 32965383933.49 = 497318427094.829 \text{ ㎜}^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{x3}}{y_{t3}} = \frac{497318427094.83}{1166.52} = 426324782.103 \text{ ㎜}^3$$

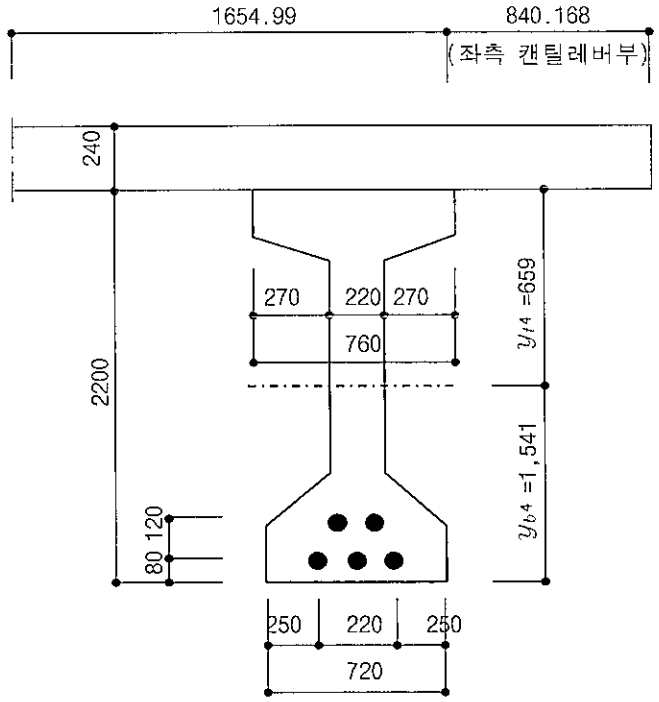
$$Z_{b3} = \frac{I_{x3}}{y_{b3}} = \frac{497318427094.83}{1033.48} = 481209827.276 \text{ ㎜}^3$$

$$e_{p3} = 1033.48 - 128.00 = 905.475 \text{ ㎜}$$

$$Z_{p3} = \frac{I_{x3}}{e_{p3}} = \frac{497318427094.83}{905.48} = 549234724.302 \text{ ㎜}^3$$

4) 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m
- 캔틸레버 길이 : 1.22 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (☞ 도.설 4.2.2.6)

복부+돌출길이 b_1 = 1220 + 110 = 1330.17 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$6t + b_1$	=	6 ×	240	+	1330	=	2770.17 mm	중 작은값 사용
②	$l/12 + b_1$	=	34000 /	12	+	1330	=	4163.50 mm	
③	$l/2 + b_1$	=	2330 /	2	+	1330	=	2495.16 mm	

환산 유효폭 B = 2495 × 0.90 = 2245.81 mm

A_{slab} = 2246 × 240 = 538994.84 mm^2

(단위:mm)

구 분	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516978	-507	213063404243	497318427095
슬 래 브	538995	120	64679381	779	327282428837	2587175220
계	1366934		1229196358		540345833081	499905602315

$$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1229196358.03}{1366934.01} = 899.236 \text{ mm}$$: 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t4} = 899.24 - 240.00 = 659.236 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b4} = 899.24 - 2440.00 = -1540.764 mm : 도심에서 거더하단까지

$$I_{x4} = \Sigma (I_n + A \times y'^2)$$

$$= 499905602314.83 + 540345833080.56 = 1040251435395.390 \ mm^4$$

$$Z_{s4} = \frac{I_{x4}}{y_{s4}} = \frac{1040251435395.39}{899.24} = 1156816859.690 \ mm^3$$

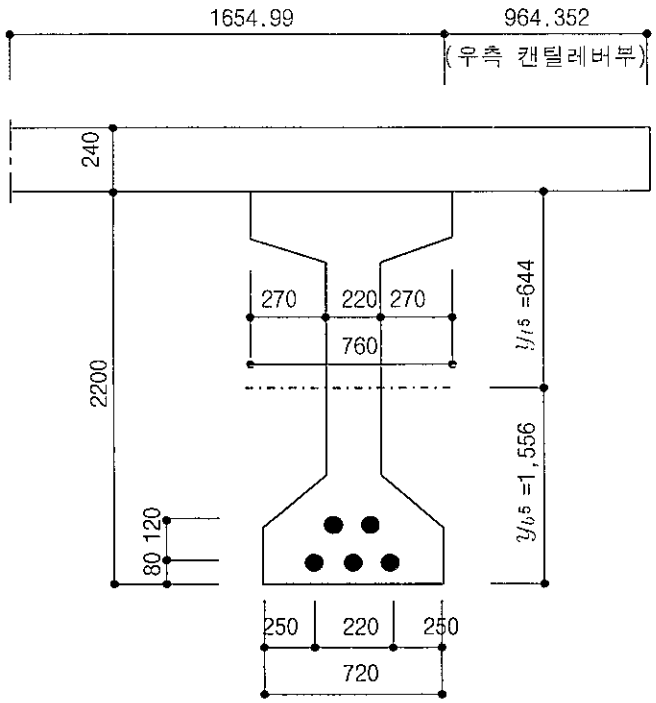
$$Z_{t4} = \frac{I_{x4}}{y_{t4}} = \frac{1040251435395.39}{659.24} = 1577965008.352 \ mm^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{x4}}{y_{b4}} = \frac{1040251435395.39}{1540.76} = 675153025.451 \ mm^3$$

$$e_{p4} = 1540.76 - 128.00 = 1412.764 \ mm$$

$$Z_{p4} = \frac{I_{x4}}{e_{p4}} = \frac{1040251435395.39}{1412.76} = 736323603.797 \ mm^3$$

(2) 외측 BEAM (G5 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m
- 캔틸레버 길이 : 1.34 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭)

복부+돌출길이 b_f = 1344 + 110 = 1454.35 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

① $6t + b_f$ = 6 × 240 + 1454 = 2894.35 mm

② $l/12 + b_f$ = 34000 / 12 + 1454 = 4287.69 mm

③ $l/2 + b_f$ = 2330 / 2 + 1454 = 2619.34 mm

} 중 작은값 사용

환산 유효폭 B = 2619 × 0.90 = 2357.59 mm

A_{slab} = 2358 × 240 = 565820.61 mm^2

(단위:mm)

구 분	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516978	-522	225848086144	497318427095
슬 래 브	565821	120	67898473	764	330473079352	2715938917
계	1393760		1232415450		556321165495	500034366012

$y_{st} = \dfrac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \dfrac{1232415450.44}{1393759.78}$ = 884.238 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t5} = 884.24 - 240.00 = 644.238 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b5} = 884.24 - 2440.00 = -1555.762 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{x5} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$$= 500034366011.83 + 556321165495.46 = 1056355531507.290 \ mm^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{x5}}{y_{st}} = \frac{1056355531507.29}{884.24} = 1194650600.744 \ mm^3$$

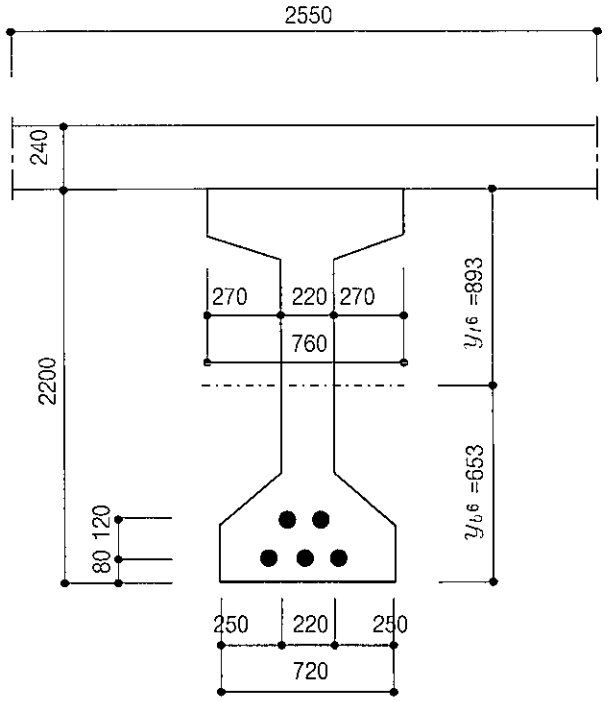
$$Z_{t5} = \frac{I_{x5}}{y_{t5}} = \frac{1056355531507.29}{644.24} = 1639697488.318 \ mm^3$$

$$Z_{b5} = \frac{I_{x5}}{y_{b5}} = \frac{1056355531507.29}{1555.76} = 678995613.303 \ mm^3$$

$$e_{p5} = 1555.76 - 128.00 = 1427.762 \ mm$$

$$Z_{p5} = \frac{I_{x5}}{e_{p5}} = \frac{1056355531507.29}{1427.76} = 739868113.238 \ mm^3$$

(3) 내측 BEAM (G2~G4 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (대칭)

복부+돌출길이 b_f = 2550 + 110 = 2660.00 mm

환산계수 n_c = 27804 / 30891 = 0.90

- 유효폭 산정

①	$12t + b_w$	=	12 ×	240 +	220	=	3100.00 mm	} 중 작은값 사용
②	l_n	=	2550			=	2550.00 mm	
③	거더경간/4	=	34000 /	4		=	8500.00 mm	

환산 유효폭 B = 2550 × 0.90 = 2295.17 mm

A_{slab} = 2295 × 240 = 550841.60 mm^2

(단위:mm)

구 분	A	y	$A \cdot y$	y	$A \cdot y'^2$	I_o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516978	-514	218724674201	497318427095
슬 래 브	550842	120	66100993	773	328752812666	2644039701
계	1378781		1230617970		547477486868	499962466796

$y_{st} = \frac{\Sigma(A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1230617970.04}{1378780.78}$ = 892.541 mm : 바닥판 상단에서 도심축까지의 거리

y_{t6} = 892.54 - 240.00 = 652.541 mm : 거더상단에서 도심까지

y_{b6} = 892.54 - 2440.00 = -1547.459 mm : 도심에서 거더하단까지

$I_{x6} = \Sigma(I_o + A \times y'^2)$

$$= 499962466795.71 + 547477486867.81 = 1047439953663.520 \ mm^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{x6}}{y_{st}} = \frac{1047439953663.52}{892.54} = 1173548666.580 \ mm^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{x6}}{y_{t6}} = \frac{1047439953663.52}{652.54} = 1605171825.144 \ mm^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{x6}}{y_{b6}} = \frac{1047439953663.52}{1547.46} = 676877224.963 \ mm^3$$

$$e_{p6} = 1547.46 - 128.00 = 1419.459 \ mm$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{x6}}{e_{p6}} = \frac{1047439953663.52}{1419.46} = 737914751.767 \ mm^3$$

5) 단면제원 정리

(단위:mm)

구 분	순 단 면	P.S 강연선 환산 단면적	바닥판 환산		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G2 ~ G4)
A	789594.03	827939.18	1366934.01	1393759.78	1378780.78
y_{st}			899.24	884.24	892.54
y_t	1122.55	1166.52	659.24	644.24	652.54
y_b	-1077.45	-1033.48	-1540.76	-1555.76	-1547.46
I_x	464353043161.34	497318427094.83	1040251435395.39	1056355531507.29	1047439953663.52
Z_{st}			1156816859.69	1194650600.74	1173548666.58
Z_t	413658348.23	426324782.10	1577965008.35	1639697488.32	1605171825.14
Z_b	430974934.98	481209827.28	675153025.45	678995613.30	676877224.96
e_p	949.45	905.48	1412.76	1427.76	1419.46
Z_p	489076902.53	549234724.30	736323603.80	739868113.24	737914751.77

A : 단 면 적 (mm^2)

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (mm)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (mm)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (mm)

I_x : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (mm^3)

Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (mm^3)

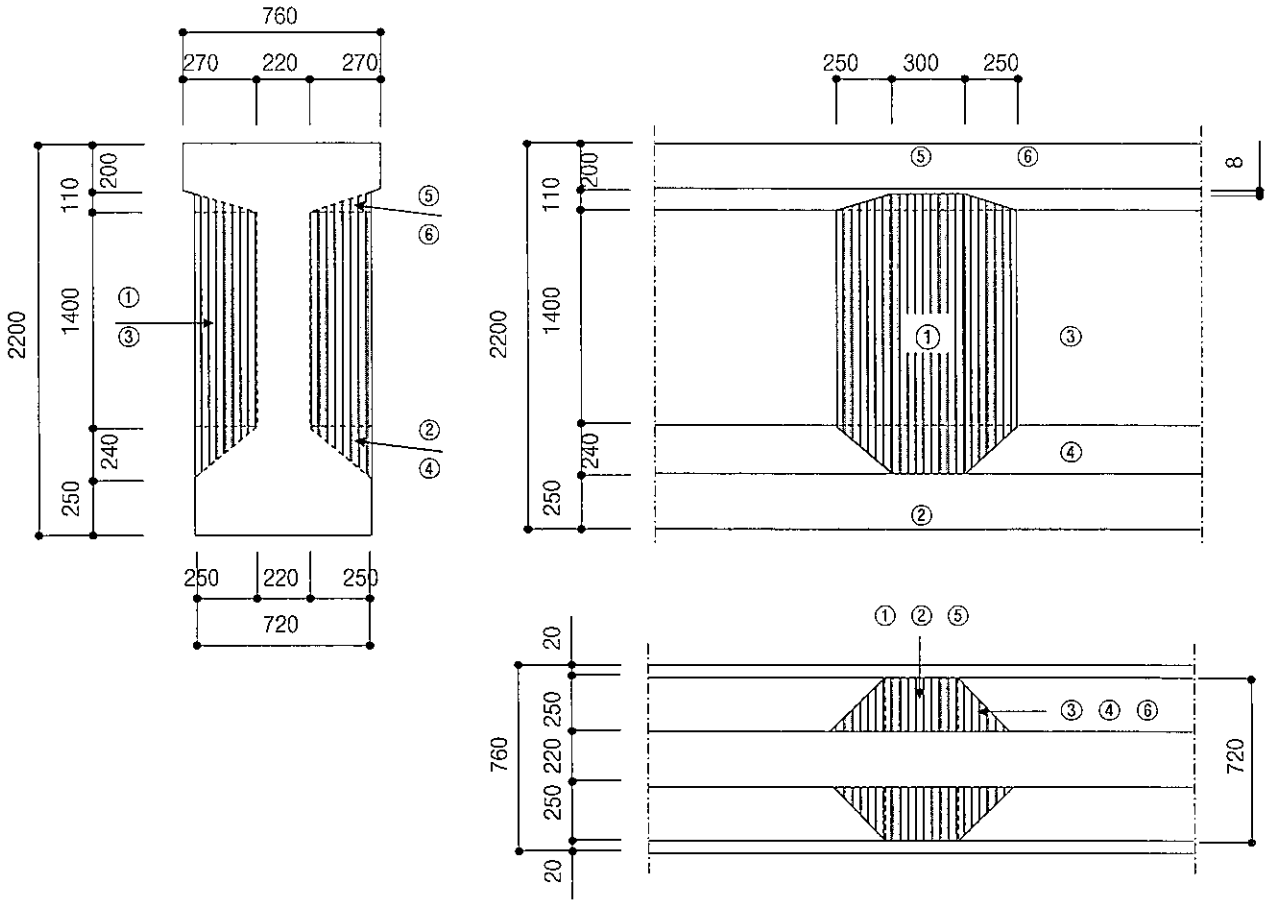
e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (mm)

Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (mm^3)

2.2 고정하중

1) PSC BEAM 중량

(1) 가로보 부근 PSC BEAM 콘크리트 BLOCK 중량



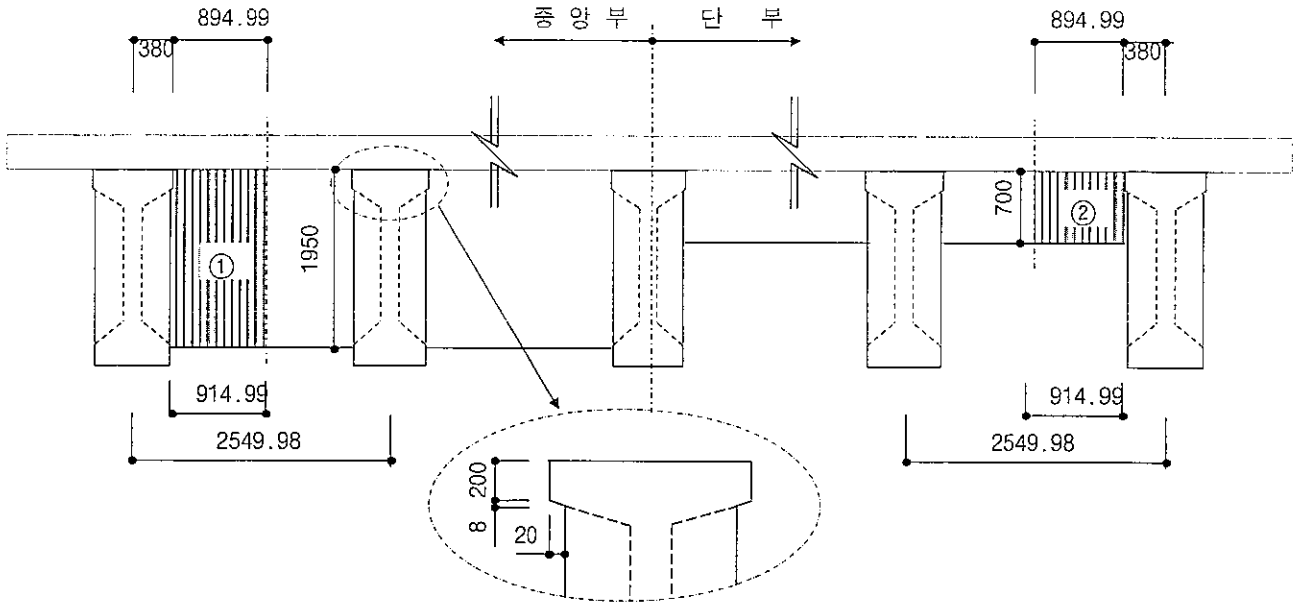
①	0.300	×	1.400	×	0.250	×	2	ea				=	0.210	
②	0.250	×	0.240	/	2	×	0.300	×	2	ea		=	0.018	
③	0.250	×	0.250	/	2	×	1.400	×	4	ea		=	0.175	
④	0.250	×	0.250	/	2	×	0.240	/	3	×	4 ea	=	0.010	
⑤	0.250	×	0.300	×	0.102	/	2	×	2	ea		=	0.008	
⑥	0.250	×	0.250	/	2	×	0.102	/	3	×	4 ea	=	0.004	
											Σ	=	0.425	m^3

* 가로보 본체 연결 헌치부

0.425 × 25.000 = 10.623 kN

2) 횡 BEAM 중량

(1) 외측 BEAM



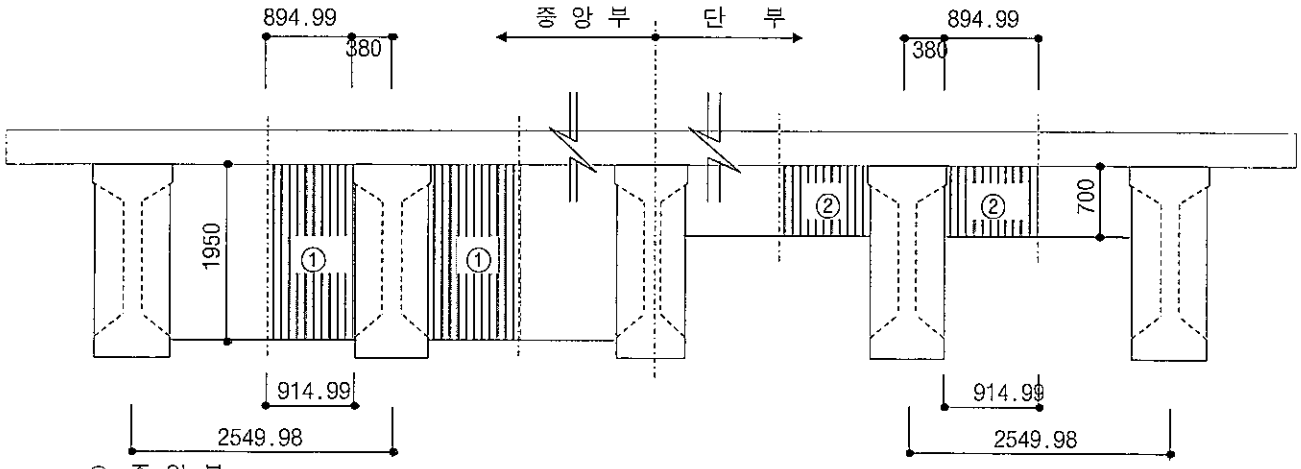
① 중 앙 부

Pc = { 1.950 × 0.915 - (0.020 × 0.200 + 0.020 × 0.008 / 2) } × 0.300 × 25.000 = 13.351 kN

② 단 부

Pe = { 0.700 × 0.915 - (0.020 × 0.200 + 0.020 × 0.008 / 2) } × 0.400 × 25.000 = 6.364 kN

(2) 내측 BEAM



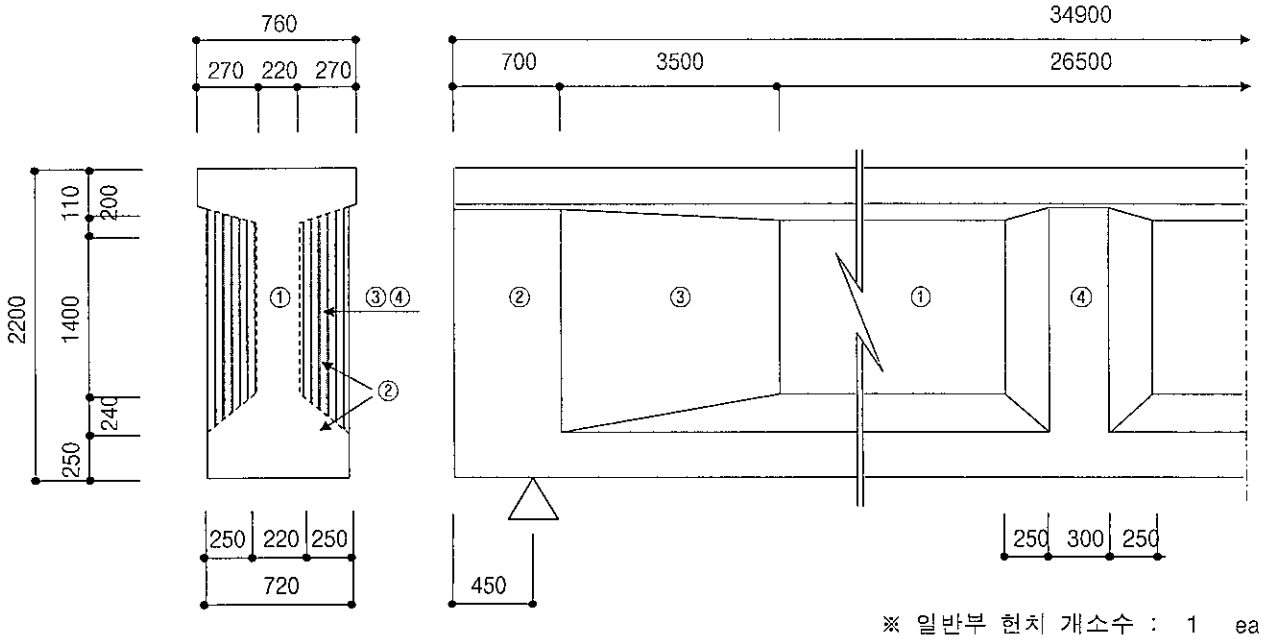
① 중 앙 부

Pc = 13.351 × 2 ea = 26.702 kN

② 단 부

Pe = 6.364 × 2 ea = 12.728 kN

(3) BEAM 중량



※ 일반부 헌치 개소수 : 1 ea

① 표준구간

w = 0.790 × 23.500 = 18.555 kN/m

② 단부구간

w = (1.592 - 0.017) × 23.500 = 37.014 kN/m

③ 단부헌치구간

w = (37.014 + 18.555) / 2 = 27.785 kN/m

④ 가로보 본체 연결 헌치부

w = 10.623 kN/ea

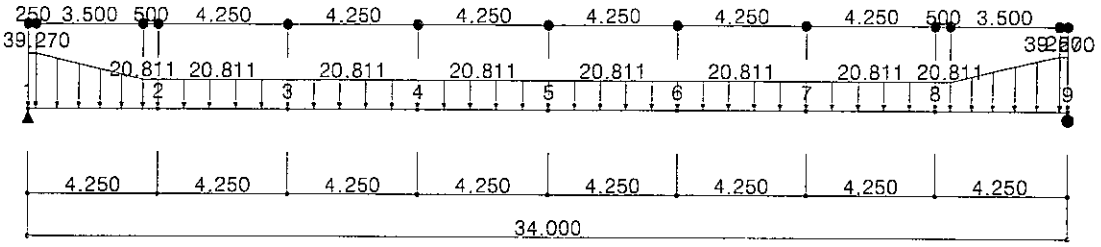
⑤ BEAM 총중량

w = (37.014 × 0.250 + 27.785 × 3.500) × 2 ea
+ 18.555 × 26.500 + 10.623 × 1 ea
+ (17.507 + 59.195) = 792.043 kN

2.3 고정하중에 의한 모멘트및 전단력

1) PSC BEAM 해석

(1) 해석 모델링 및 작용하중



(2) 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	396.022	6	2933.351	93.760
2	1384.581	270.657	7	2346.919	182.208
3	2346.919	182.208	8	1384.581	270.657
4	2933.351	93.760	9	0.000	396.022
5	3143.876	5.311			

2) 슬래브 및 횡 BEAM (합성전)

(1) 외측 BEAM

① 슬래브 중량 (거푸집 중량은 바닥판 중량의 10%로 추정하여 포함)

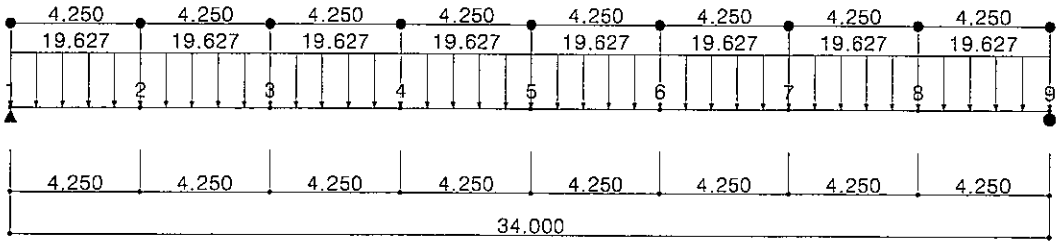
Ws = 19.627 kN/m

② 횡 Beam 중량

Pc = 13.351 kN/m

Pe = 6.364 kN/m

③ 해석 모델링 및 작용하중



④ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	346.690	6	2743.892	90.088
2	1269.134	256.914	7	2183.765	173.501
3	2183.765	173.501	8	1269.134	256.914
4	2743.892	90.088	9	0.000	346.690
5	2949.515	6.676			

(2) 내측 BEAM

① 슬래브 중량 (거푸집 중량은 바닥판 중량의 10%로 추정하여 포함)

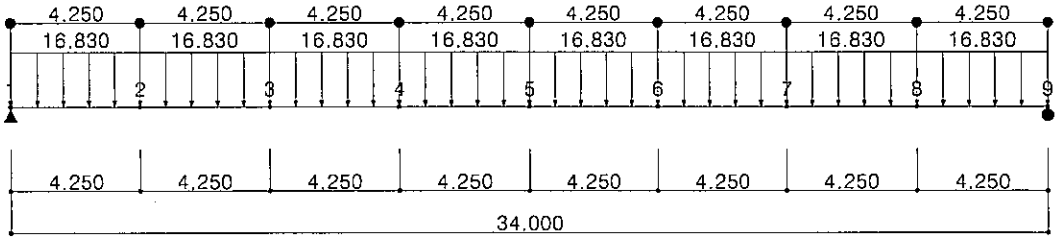
Ws = 16.830 kN/m

② 횡 Beam 중량

Pc = 26.702 kN/m

Pe = 12.728 kN/m

③ 해석 모델링 및 작용하중



④ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	312.187	6	2450.148	84.878
2	1120.706	227.932	7	1937.422	156.405
3	1937.422	156.405	8	1120.706	227.932
4	2450.148	84.878	9	0.000	312.187
5	2658.885	13.351			

3) 포장 및 방호벽 (합성후)

(1) 외측 BEAM

① 방호벽 중량

W_1 = 22.898 kN/m

② 포장 중량

W_2 = 2.470 kN/m

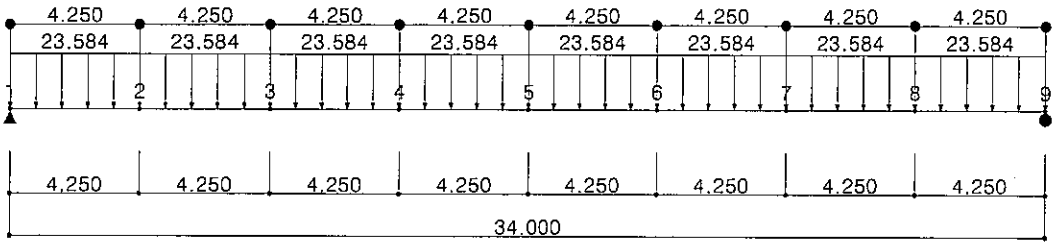
③ 슬래브 거푸집 중량

W_3 = -1.784 kN/m

④ 적용 등분포 하중

W = 22.898 + 2.470 + -1.784 = 23.584 kN/m

⑤ 해석 모델링 및 작용하중



⑥ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	400.930	6	3194.908	100.232
2	1490.957	300.697	7	2555.927	200.465
3	2555.927	200.465	8	1490.957	300.697
4	3194.908	100.232	9	0.000	400.930
5	3407.902	0.000			

(2) 내측 BEAM

① 포장 중량

W_1 = 2.996 kN/m

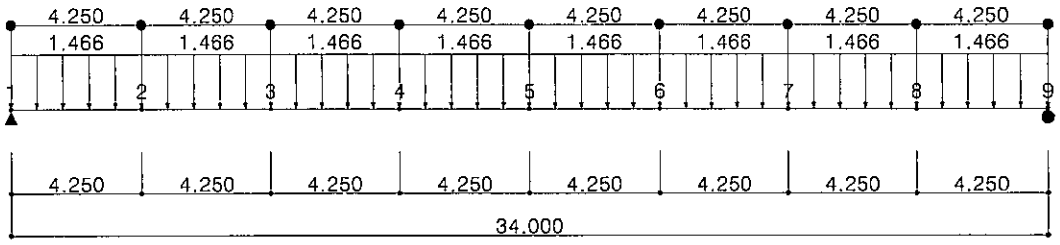
② 슬래브 거푸집 중량

W_3 = -1.530 kN/m

③ 적용 등분포 하중

W = 2.996 + -1.530 = 1.466 kN/m

④ 해석 모델링 및 작용하중



⑤ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	24.926	6	198.630	6.232
2	92.694	18.695	7	158.904	12.463
3	158.904	12.463	8	92.694	18.695
4	198.630	6.232	9	0.000	24.926
5	211.872	0.000			

2.4 활하중에 의한 모멘트및 전단력

1) 충격계수 (도.설 2.1.4)

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.300$$

$\therefore \quad i = 0.203$

2) 횡분배계수 (도.설 3.7.2)

(1) 외측 BEAM

① 4개 이상의 세로보인 경우 : (L / 1.65) x P L < 1.80

② 4개 이상의 세로보인 경우 : [L / (1.20 + 0.25L)] x P 1.80 ≤ L < 4.20

③ 세로보 사이의 바닥판을 단순거더로 가정하여 산출한 세로보 위의 반력 L > 4.20

(2) 내측 BEAM

① 1차선의 경우 : (L / 2.10) x P L ≤ 3.00

② 2차선 이상인 경우 : (L / 1.65) x P L ≤ 4.20

③ 바닥판을 단순거더로 가정하여 산출한 세로보 위의 반력 L > 4.20

3) 외측 BEAM

(1) 작용 활하중

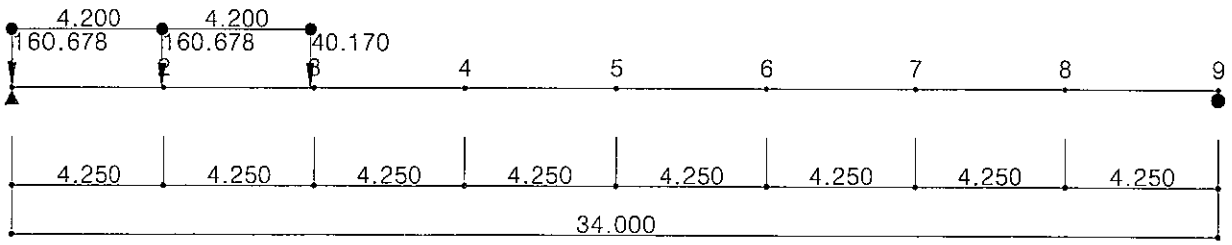
① 전륜하중

Pf = 24.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) × 1.392 = 40.170 kN

② 후륜하중

Pr = 96.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) × 1.392 = 160.678 kN

(2) 해석 모델링 및 작용하중



(3) 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	331.836	6	2523.024	105.826
2	1218.193	286.634	7	2052.170	60.624
3	2052.170	241.432	8	1218.193	20.326
4	2523.024	196.230	9	0.000	0.000
5	2651.849	151.028			

4) 내측 BEAM

(1) 작용 활하중

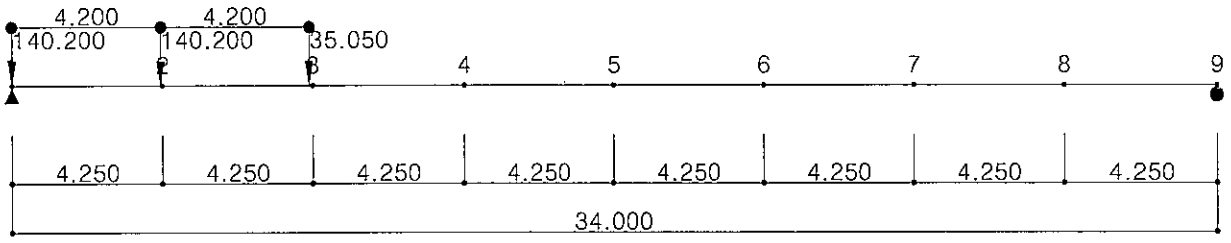
① 전륜하중

Pf = 24.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) × 2.550 / 2.10 = 35.050 kN

② 후륜하중

Pr = 96.000 × (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) × 2.550 / 2.10 = 140.200 kN

(2) 해석 모델링 및 작용하중



(3) 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	311.197	6	2459.141	113.992
2	1154.961	271.756	7	1974.675	74.551
3	1974.675	232.315	8	1154.961	35.110
4	2459.141	192.874	9	0.000	0.000
5	2608.359	153.433			

2.5 단면력 집계표

1) 관용적 해석 결과

구 분		절 점	1	2	3	4	5
		거 리	0.0000	4.2500	8.5000	12.7500	17.0000
외측거더	전단력 (kN)	거 더 자 중	396.022	270.657	182.208	93.760	5.311
		합성전 고정하중	346.690	256.914	173.501	90.088	6.676
		합성후 고정하중	400.930	300.697	200.465	100.232	0.000
		활 하 중	331.836	286.634	241.432	196.230	151.028
		계	1475.477	1114.901	797.606	480.310	163.015
	모멘트 (kN.m)	거 더 자 중	0.000	1384.581	2346.919	2933.351	3143.876
		합성전 고정하중	0.000	1269.134	2183.765	2743.892	2949.515
		합성후 고정하중	0.000	1490.957	2555.927	3194.908	3407.902
		활 하 중	0.000	1218.193	2052.170	2523.024	2651.849
		계	0.000	5362.866	9138.780	11395.174	12153.143
내측거더	전단력 (kN)	거 더 자 중	396.022	270.657	182.208	93.760	5.311
		합성전 고정하중	312.187	227.932	156.405	84.878	13.351
		합성후 고정하중	24.926	18.695	12.463	6.232	0.000
		활 하 중	311.197	271.756	232.315	192.874	153.433
		계	1044.331	789.039	583.391	377.743	172.095
	모멘트 (kN.m)	거 더 자 중	0.000	1384.581	2346.919	2933.351	3143.876
		합성전 고정하중	0.000	1120.706	1937.422	2450.148	2658.885
		합성후 고정하중	0.000	92.694	158.904	198.630	211.872
		활 하 중	0.000	1154.961	1974.675	2459.141	2608.359
		계	0.000	3752.942	6417.919	8041.269	8622.992

2.6 고정하중 및 활하중에 의한 응력 계산

- 바닥판 및 PSC BEAM $f = \frac{M}{Z}$
- PS 강연선 $f = \frac{n \cdot M}{Z}$, $n = \frac{E_{pss}}{E_{pc}}$ = 200000.00 / 30891.00 = 6.47

1) 외측 BEAM

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM 상 연	PSC BEAM 하 연	PSC 강선 도심위치	
Beam 자 중	3143.88	0.4137		7.600			
		0.4310			-7.295		
		0.4891				-6.428	
합성전 고정하중	2949.52	0.4263		6.918			
		0.4812			-6.129		
		0.5492				-5.370	-34.769
합성후 고정하중	3407.90	1.1947	2.853				
		1.6397		2.078			
		0.6790			-5.019		
		0.7399				-4.606	-29.822
활하중	2651.85	1.1947	2.220				
		1.6397		1.617			
		0.6790			-3.906		
		0.7399				-3.584	-23.206
계	12153.14		5.072	18.214	-22.349	-19.989	-87.796

2) 내측 BEAM

구 분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (m^3)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3143.88	0.4137		7.600			
		0.4310			-7.295		
		0.4891				-6.428	
합성전 고정하중	2658.89	0.4263		6.237			
		0.4812			-5.525		
		0.5492				-4.841	-31.343
합성후 고정하중	211.87	1.1735	0.181				
		1.6052		0.132			
		0.6769			-0.313		
		0.7379				-0.287	-1.859
활하중	2608.36	1.1735	2.223				
		1.6052		1.625			
		0.6769			-3.854		
		0.7379				-3.535	-22.885
계	8622.99		2.403	15.594	-16.987	-15.091	-56.087

2.7 프리스트레스에 의한 응력 계산

1) 단면내에서의 긴장재 위치 결정

(1) 소요 PS 강연선 개수의 약산

① 유효계수 $\eta = P_e / P_t = 0.8$로 가정 $\therefore P_t = P_e / 0.8$

② PS 강연선의 소요 인장력 (P_t)

$$P_e = \frac{\Sigma f_t - f_{ct}}{1 + \frac{y_{b2}}{\gamma^2} e_{p2}} A_c$$

여기서, Σf_t : 외측 거더의 하연 휨 인장응력 (MPa)

f_{ct} : 허용 휨인장응력 (MPa)

A_c : 거더의 순단면적 (mm^2)

y_{b2} : 거더 순단면의 도심에서 하연까지의 거리 (mm)

Y_c : 거더 순단면의 단면2차반경 (mm^2)

e_{p2} : 거더 순단면의 도심과 쉬스관 도심과의 거리 (mm)

P_e = ((22.35 - 1.41) x 789594.03) / (1 + 1077.45 / 588090.88 x 949.45) = 6033.945 kN

Y_c = 464353043161.34 / 789594.03 = 588090.875 mm^2

P_t = 6033.95 / 0.80 = 7542.432 kN

③ 강연선 1set의 인장력 (P_t')

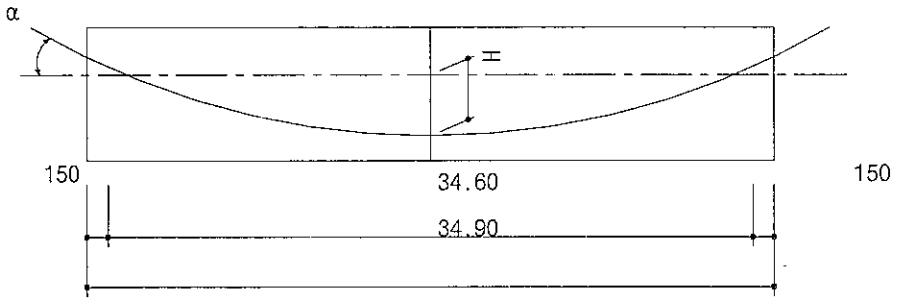
$P_t' = 0.8 \times f_{py} \times A_p$ = 0.8 x 1600.00 x 1184.52 = 1516.186 kN

④ 소요 PS 강연선 set 개수 (n)

$n = P_t / P_t'$ = 7542.43 / 1516.19 = 4.975 ea

$\therefore$ PS 강연선 5set 필요

(2) PS 강연선의 배치



(3) PS 강연선을 포물선 형상으로 배치

(단위 : m)

NO	H_{end}	H_{middle}	H	l	a	α (rad)	L
1	1.900	0.200	1.700	34.600	0.0057	0.1941	34.821
2	1.500	0.200	1.300	34.600	0.0043	0.1492	34.730
3	1.100	0.080	1.020	34.600	0.0034	0.1174	34.680
4	0.700	0.080	0.620	34.600	0.0021	0.0716	34.630
5	0.300	0.080	0.220	34.600	0.0007	0.0254	34.604
계				173.000		0.5576	173.465
평 균				34.600		0.1115	34.693

(4) 거더 중심으로부터 거리에 따른 거더 하단에서 강연선까지의 높이 산출

y = a · x2 + 0.20 (강연선 ①②)

y = a · x2 + 0.08 (강연선 ③④⑤)

(단위 : m)

NO	0.0000	3.0000	6.0000	9.0000	12.0000	15.0000	17.3000
1	0.200	0.251	0.404	0.660	1.018	1.478	1.900
2	0.200	0.239	0.356	0.552	0.825	1.177	1.500
3	0.080	0.111	0.203	0.356	0.571	0.847	1.100
4	0.080	0.099	0.155	0.248	0.378	0.546	0.700
5	0.080	0.087	0.106	0.140	0.186	0.245	0.300

(5) 긴장재의 긴장(Jacking)응력 가정

강연선 번 호	긴장 순서	강연선 단면적 (mm^2)	강연선 가닥수 (Strand)	긴장력 (N)	긴장응력 (MPa)
1	1	98.71	12	1611000.0	1360.0
2	2	98.71	12	1572000.0	1327.1
3	3	98.71	12	1537000.0	1297.6
4	4	98.71	12	1497000.0	1263.8
5	5	98.71	12	1457000.0	1230.0
평 균				1534800.0	1295.7

f_{pt1} = (0.90 x f_{pu}) x 0.90 = 1440.00 x 0.90 = 1295.71 MPa : 가정치

(6) 프리스트레스의 즉시 손실 및 긴장재의 초기응력 결정

① PS 강연선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

χ = L / 2 = 34.693 / 2 = 17.346 m : 정착단에서 거더 중심까지의 강연선 평균길이

곡률 마찰계수 μ = 0.250 (1/rad)

파상 마찰계수 κ = 0.005 (1/m)

$\kappa \times \chi + \mu \times \alpha$ = 0.005 x 17.346 + 0.250 x 0.112 = 0.1146

$\therefore \quad \Delta f_{pf} = f_{pi} (1 - e^{-(k\cdot r+\mu\alpha)}) =$ 1295.715 x (1 $- e^{-0.1146}$) = 140.310 MPa

② 정착장치 활동량에 의한 손실량

▪ PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

$$\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_P \times E_{pss}}$$

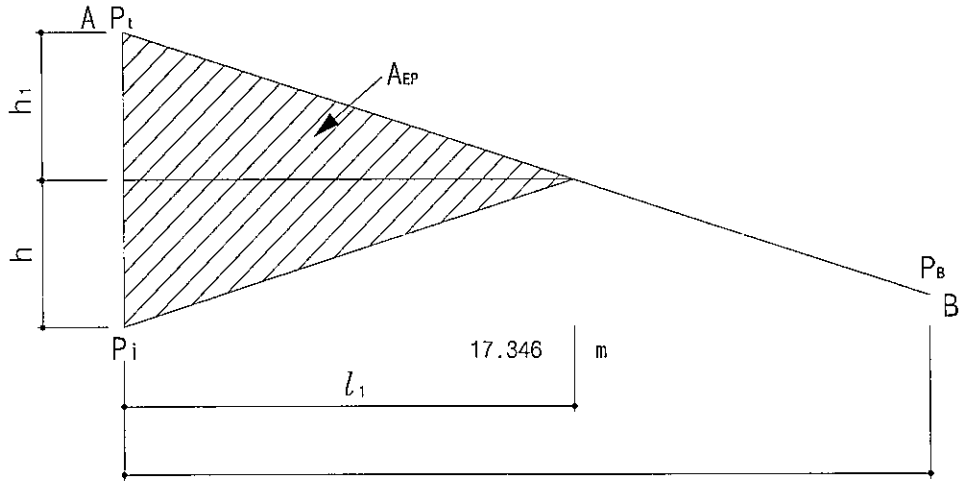
여기서, Δl : PS 강재의 활동량 (mm) [6.000 mm]

A_{EP} : 빗금친 부분의 면적

A_P : PS 강재의 단면적 (mm^2) [5,922.600 mm^2]

E_P : PS 강재의 탄성계수 (MPa) [200,000 MPa]

$\therefore \quad A_{EP} = \Delta l \times A_P \times E_P =$ 6.0 x 5922.6 x 200000.0 = 7107.120 kN.m



▪ 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

P_t = 1295.71 x 5922.60 / 10^3 = 7674.000 kN

P_B = (1295.71 - 140.31) x 5922.60 / 10^3 = 6843.000 kN

$\Delta P_B = P_t - P_B$ = 7674.00 - 6843.00 = 831.000 kN

$l_1 : h_1$ = 17.35 : 831.00 $\Rightarrow$ $h_1 = l_1$ x 831.00 / 17.35

$A_{EP} = l_1 \times h_1 \times 2ea / 2$

7107.12 = 831.00 / 17.35 x l_1^2

$\therefore \quad l_1 = \sqrt{}$ (7107.12 x 17.35 / 831.00) = 12.18 m < 17.35 m

∴ 정착 장치의 활동에 의한 손실이 중안단면에는 영향을 미치지 않음

③ 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \left(\frac{N-1}{N} f_{cfg'} + f_{dog} \right)$$

여기서, E_{pss} : PS 강연선의 탄성계수 (200000 MPa)

E_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도 (27033 MPa)

f_{cir} : 프리스트레스 도입 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력

$f_{ctg'}$: 순단면에서 프리스트레스에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 응력

f_{dog} : 거더 자중에 의한 PS 강연선 도심 위치에서의 응력

f_{pt} = f_{pti} − f_{pf} − f_{ps} = 1295.71 − 140.31 − 0 = 1155.405 MPa

P_t' = f_{pt} x A_p x N = 1155.40 x 5922.60 = 6843.000 kN

$$f_{ctg'} = \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \times e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{6843}{789594} + \frac{6843 \times 949}{489076902.53} = 21.951 \text{ MPa(압축)}$$

f_{dog} = M_d / Z_{p2} = 3143.88 / 489076902.53 = -6.428 MPa(인장)

(M_d : 거더 자중에 의한 절점 5의 모멘트)

$$f_{cir} = \frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} = \frac{4}{5} \times 21.95 - 6.43 = 11.132 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{200000.00}{27032.90} \times 11.13 = 41.181 \text{ MPa}$$

④ PS 강연선의 초기 긴장응력

f_{pt} = f_{pti} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pel}

= 1295.71 - 140.31 - 0 - 41.18 = 1114.223 MPa

(7) 프리스트레스의 시간적 손실 및 긴장재의 유효응력 결정

① 콘크리트 크리프에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x f_{cir1} - 7 x f_{cds}

(f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS 강연전 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력)

▪ 외측 거더

P_t = 1114.22 x 5922.60 = 6599.100 kN

$$f_{cir1} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}}$$

$$= \frac{6599.10}{789594} + \frac{6599.10 \times 949.45}{489076902.53} - \frac{3143.88}{489076902.53} = 14.740 \text{ MPa}$$

f_{cds} = 5.37 + 4.61 (2.6 휨 응력 참조) = 9.976 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.74 - 7 x 9.98 = 107.049 MPa

▪ 내측 거더

f_{cds} = 4.84 + 0.29 (2.6 휨 응력 참조) = 5.128 MPa

$\therefore \Delta f_{pcr}$ = 12 x 14.74 - 7 x 5.13 = 140.986 MPa

② 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$\therefore \Delta f_{psh}$ = 0.8 x (119 - 1.05 x H_r)

(Hr : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70.00)

= 0.80 x (119.00 - 1.05 x 70.00) = 36.400 MPa

③ PS 강연선의 릴렉세이션에 의한 손실량

▪ 저릴렉세이션 강연선 사용

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35 - 0.07 x Δf_{pf} - 0.1 x Δf_{pel} - 0.05 x (Δf_{pcr} + Δf_{psh})

여기서, Δf_{pf} : 고려되는 시점인 $0.7 f_{pu}$ 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량

Δf_{pel} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{pcr} : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

Δf_{psh} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

▪ 외측 거더

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35.00 - 0.07 x 140.31 - 0.10 x 41.18 - 0.05 x (107.05 + 36.40) = 13.888 MPa

▪ 내측 거더

$\therefore \Delta f_{pr}$ = 35.00 - 0.07 x 140.31 - 0.10 x 41.18 - 0.05 x (140.99 + 36.40) = 12.191 MPa

④ PS 강연선의 유효응력

▪ 외측 거더

- PS 강연선의 유효 인장응력

$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= 1114.22 - 107.05 - 36.40 - 13.89 = 956.887$ MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{956.89}{1114.22} = 0.859$$

▪ 내측 거더

- PS 강연선의 유효 인장응력

$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= 1114.22 - 140.99 - 36.40 - 12.19 = 924.647$ MPa

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{924.65}{1114.22} = 0.830$$

(8) 긴장재의 신축량 계산

$$\Delta l = \frac{P_t + P_{t1}}{A_p \cdot E_{pss}} \times \text{강연선 길이} \qquad P_{t1} = P_t \cdot e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}$$

강연선 번 호	긴장 순서	P_t (kN)	P_{t1} (kN)	강연선 길이 (L/2, m)	Δl (m)
1	1	1611.000	1406.757	17.411	0.22178
2	2	1572.000	1388.510	17.365	0.21700
3	3	1537.000	1368.600	17.340	0.21267
4	4	1497.000	1348.510	17.315	0.20797
5	5	1457.000	1327.786	17.302	0.20338

(9) 프리스트레스의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

① 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

▪ 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

P_t = f_{pt} x A_p x N = 1114.22 x 5922.60 / 10^3 = 6599.100 kN

f_{ct} (상연응력) = $\frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}}$ = $\frac{6599.10}{789594} - \frac{6599.10 \times 949.45}{413658348.23}$ = -6.789 MPa

f_{cb} (하연응력) = $\frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{b2}}$ = $\frac{6599.10}{789594} + \frac{6599.10 \times 949.45}{430974934.98}$ = 22.896 MPa

▪ 거더 자중에 의한 콘크리트 응력

f_{ct} (상연응력) = $\frac{M_d}{Z_{t2}}$ = $\frac{3143.88}{413658348.23}$ = 7.600 MPa

f_{cb} (하연응력) = $\frac{M_d}{Z_{b2}}$ = $\frac{3143.88}{430974934.98}$ = -7.295 MPa

∴ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

f_{ct} (상연응력) = -6.789 + 7.600 = 0.811 MPa

f_{cb} (하연응력) = 22.896 + -7.295 = 15.601 MPa

② 유효 프리스트레스

▪ 외측 거더

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.859 x -6.789 = -5.830 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.859 x 22.896 = 19.663 MPa

(프리스트레스에 의한 콘크리트 응력)

▪ 내측 거더

f_{ct} (상연응력) = η x f_{ct} = 0.830 x -6.789 = -5.634 MPa

f_{cb} (하연응력) = η x f_{cb} = 0.830 x 22.896 = 19.000 MPa

③ 설계하중 작용시의 휨응력

▪ 외측 거더 (단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.789	7.600	0.811	-5.830	18.214	12.384
	하연	22.896	-7.295	15.601	19.663	-22.349	-2.686
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						5.072	5.072
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	거더 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정하중 ,활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.789	7.600	0.811	-5.634	15.594	9.960
	하연	22.896	-7.295	15.601	19.000	-16.987	2.013
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.403	2.403
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

2.8 2차 응력 계산

1) 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

① 외측 거더

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.00 \times 497318427094.83}{27804.00 \times 2715938917.00} = 203.441$

$B = 1+m = 1 + 203.44 = 204.441$

$C = y_1' - my_2 = 1.17 - 203.44 \times 0.12 = -23.246$

$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$

$= 1.17^2 + 0.60 + 203.44 \times 0.12^2$

$+ 203.44 \times 0.00 = 5.868$

$P = \frac{(1114.22 + 956.89)}{2} \times 5922.60 = 6133.178$ kN

$K = \frac{\phi^\infty}{1+\phi^\infty} = \frac{3.80}{1+3.80} = 0.792$

$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^\infty} = \frac{2.40}{1+3.80} = 0.500$

$N_c = -\frac{0.50}{-23.25^2 - 204.44 \times 5.87} \times [6133.18 \times \{204.44$

$\times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + -23.25 \times 0.91$

$\} + 3143.88 \times (-23.25 - 204.44 \times 1.17)]$

$-\frac{0.79}{-23.25^2 - 204.44 \times 5.87} \times 2949.52$

$\times (-23.25 - 204.44 \times 1.17) = -1215.933$ kN

$M_c = -\frac{0.50}{204.44 \times 5.87 - (-23.25)^2} \times [6133.18 \times \{-23.25$

$\times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + 5.87 \times 0.91$

$\} + 3143.88 \times (5.87 - -23.25 \times 1.17)]$

$-\frac{0.79}{204.44 \times 5.87 - (-23.25)^2} \times 2949.51502$

$\times (5.87 - -23.25 \times 1.17) = -170.953$ kN.m

② 내측 거더

$$m = \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.00 \times 497318427094.83}{27804.00 \times 2644039700.88} = 208.974$$

$$B = 1 + m = 1 + 208.97 = 209.974$$

$$C = y_1' - my_2 = 1.17 - 208.97 \times 0.12 = -23.910$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2$$

$$= 1.17^2 + 0.60 + 208.97 \times 0.12^2 + 208.97 \times 0.00 = 5.974$$

$$P = \frac{(1114.22 + 924.65)}{2} \times 5922.60 = 6037.706 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^{\infty}}{1+\phi^{\infty}} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1+\phi^{\infty}} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.50}{-23.91^2 - 209.97 \times 5.97} \times [6037.71 \times \{209.97 \times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + -23.91 \times 0.91\} + 3143.88 \times (-23.91 - 209.97 \times 1.17)]$$

$$-\frac{0.79}{-23.91^2 - 209.97 \times 5.97} \times 2658.89 \times (-23.91 - 209.97 \times 1.17) = -1120.821 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.50}{209.97 \times 5.97 - -23.91^2} \times [6037.71 \times \{-23.91 \times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + 5.97 \times 0.91\} + 3143.88 \times (5.97 - -23.91 \times 1.17)]$$

$$-\frac{0.79}{209.97 \times 5.97 - -23.91^2} \times 2658.89 \times (5.97 - -23.91 \times 1.17) = -158.161 \text{ kN.m}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

① 외측 거더

$$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1+\phi^\infty}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1+\phi^\infty}$$

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times 204.44}{204.44 \times 5.87 - (-23.25)^2} \times \frac{1}{1+3.8} = 198.531 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times (-23.25)}{(-23.25)^2 - 204.44 \times 5.87} \times \frac{1}{1+3.8} = 22.574 \text{ kN.m}$$

② 내측 거더

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times 209.97}{209.97 \times 5.97 - (-23.91)^2} \times \frac{1}{1+3.8} = 196.896 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times (-23.91)}{(-23.91)^2 - 209.97 \times 5.97} \times \frac{1}{1+3.80} = 22.421 \text{ kN.m}$$

2) PSC 거더 및 바닥판의 상·하연 응력계산

(1) 크리프에 의한 응력계산

① 외측 거더

$$f_{c2}' = -\frac{N_c}{A_{c2}} - \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$= -\frac{-1215932.65}{565820.61} - \frac{-170952663.25 - -1215932.65 \times 120.00}{2715938917.00} \times 120.00 = 3.255 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{N_c}{A_{c2}} + \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$= -\frac{-1215932.65}{565820.61} + \frac{-170952663.25 - -1215932.65 \times 120.00}{2715938917.00} \times 120.00 = 1.043 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{N_c}{A_{c1}} + \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$= \frac{-1215932.65}{827939.18} + \frac{-170952663.25 + -1215932.65 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.52 = -5.197 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{N_c}{A_{c1}} - \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

$$= \frac{-1215932.65}{827939.18} - \frac{-170952663.25 + -1215932.65 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1033.48 = 1.834 \text{ MPa}$$

② 내측 거더

$$f_{c2}' = -\frac{-1120820.67}{550841.60} - \frac{-158160615.85 - -1120820.67 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.00 = 3.109 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1120820.67}{550841.60} + \frac{-158160615.85 - -1120820.67 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.00 = 0.961 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1120820.67}{827939.18} + \frac{-158160615.85 + -1120820.67 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.52 = -4.792 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1120820.67}{827939.18} - \frac{-158160615.85 + -1120820.67 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1033.48 = 1.692 \text{ MPa}$$

(2) 건조수축에 의한 응력계산

① 외측 거더

$$f_{S2}' = -\frac{N_s}{A_{c2}} - \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$= -\frac{198530.88}{565820.61} - \frac{22574374.93 - 198530.88 \times 120.00}{2715938917.00} \times 120.00 = -0.296 \text{ MPa}$$

$$f_{S2} = -\frac{N_s}{A_{c2}} + \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$= -\frac{198530.88}{565820.61} + \frac{22574374.93 - 198530.88 \times 120.00}{2715938917.00} \times 120.00 = -0.406 \text{ MPa}$$

$$f_{S1}' = \frac{N_s}{A_{c1}} + \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$= \frac{198530.88}{827939.18} + \frac{22574374.93 + 198530.88 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.52 = 0.836 \text{ MPa}$$

$$f_{S1} = \frac{N_s}{A_{c1}} - \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

$$= \frac{198530.88}{827939.18} - \frac{22574374.93 + 198530.88 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1033.48 = -0.288 \text{ MPa}$$

② 내측 거더

$$f_{S2}' = -\frac{196896.24}{550841.60} - \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.00 = -0.303 \text{ MPa}$$

$$f_{S2} = -\frac{196896.24}{550841.60} + \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.00 = -0.412 \text{ MPa}$$

$$f_{S1}' = \frac{196896.24}{827939.18} + \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.52 = 0.829 \text{ MPa}$$

$$f_{S1} = \frac{196896.24}{827939.18} - \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1033.48 = -0.286 \text{ MPa}$$

2.9 휨 극한 안전성 검토

1) 외력에 의한 극한 모멘트 계산

(1) 외측 거더

M_u = 1.300 x (Σ고정하중) + 2.150 x (Σ활하중)

= 1.300 x 9501.293 + 2.150 x 2651.849 = 18053.157 kN.m

(2) 내측 거더

M_u = 1.300 x (Σ고정하중) + 2.150 x (Σ활하중)

= 1.300 x 6014.633 + 2.150 x 2608.359 = 13426.995 kN.m

2) 설계단면의 휨 저항강도 계산

(1) 외측 거더

B = 2619.34 mm

b_1 = 220.00 mm : 복부 두께

d = 2200.00 + 240.00 - 128.00 = 2312.000 mm

A_p = 5 x 1184.52 = 5922.600 mm^2

f_{pe} = 956.89 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{956.89}{1900.00} = 0.50 > 0.50$

f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900.00 (가정치) = 1767.000 MPa

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$$x = \frac{5922.60 \times 1767.00}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2619.34} = 0.205 \text{ m}$$

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.20 = 0.174$ m

$a = 0.17$ m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = d - x / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{956.89}{200000.00} = 0.005$$

ε_p = 2.31 - 0.205 / 0.205 x 0.003 + 0.005 = 0.036

$\varepsilon_p = 0.036 > 0.015$

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900 = 1767 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - $a/2$)}

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.00 x (2.31 -

0.17 / 2)} = 19791.973 kN.m

ΦM_n = 19791.97 kN.m > M_u = 18053.16 kN.m ∴ O.K

※ f_{pe} / f_{pu}가 0.5보다 크거나 같다면 도로교설계기준에 따라 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu} \times \{1-(\gamma_p / \beta_1) \times \rho_p \times (f_{pu} / f_{ck})\}$$

여기서, γ_p = 0.28 ; PS 강재 종류에 따른 계수 (저 릴랙세이션 강재)

β_1 = 0.85

ρ_p = 0.0059 / (2.62 x 2.31) = 0.0010

f_{ps} = 1,856.93 MPa

$A_p \cdot f_{ps}$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot a \cdot B$ 에서

$$a = \frac{0.0059 \times 1856.93}{0.85 \times 27.00 \times 2.62} = 0.183 \text{ m}$$

a = 0.18 m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

▪ 연성한계 검토

q_p = ρ_p x f_{ps} / f_{ck} : 사각형 단면에서의 강재지수 (도.설 4.6.3.6)

= 0.0010 x 1856.93 / 27.00 = 0.067

q_p = 0.07 < $0.36 \cdot \beta_1$ = 0.31 (연성파괴로 되는 저보강임)

따라서, 극한저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - $a/2$)}

= 0.85 x { 0.0059 x 1856926.03 x (2.31 -

0.17 / 2)} = 20799.225 kN.m

ΦM_n = 20799.23 kN.m > M_u = 18053.16 kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더

B = 2550.00 mm

b_1 = 220.00 mm : 복부 두께

d = 2200.00 + 240.00 - 128.00 = 2312.000 mm

A_p = 5 x 1184.52 = 5922.600 mm^2

f_{pe} = 924.65 MPa : PS 강연선의 유효 인장응력

$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{924.65}{1900.00} = 0.49 < 0.50$

f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.93 x 1900 (가정치) = 1767.000 MPa

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$$x = \frac{5922.60 \times 1767.00}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2550.00} = 0.210 \text{ m}$$

$a = 0.85 \cdot x$ = 0.85 x 0.21 = 0.179 m

a = 0.18 m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

$\varepsilon_p = d - x / x \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$

여기서, ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{924.646634}{200000} = 0.004623233$$

ε_p = 2.31 - 0.21 / 0.21 x 0.003 + 0.00 = 0.035

ε_p = 0.035 > 0.015

∴ f_{ps} = 0.93 x f_{pu} = 0.930 x 1900 = 1767 MPa 로 사용함.

▪ 극한 저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - a/2)}

= 0.85 x { 0.0059 x 1767000.00 x (2.31 - 0.18 / 2)} = 19770.918 kN.m

ΦM_n = 19770.92 kN.m > M_u = 13426.99 kN.m ∴ O.K

※ f_{pe} / f_{pu}가 0.5보다 크거나 같다면 도로교설계기준에 따라 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu} \times \{1 - (\gamma_p / \beta_1) \times \rho_p \times (f_{pu} / f_{ck})\}$$

여기서, γ_p = 0.28 ; PS 강재 종류에 따른 계수 (저 릴랙세이션 강재)

β_1 = 0.85

ρ_p = 0.0059 / (2.55 x 2.31) = 0.0010

f_{ps} = 1,855.75 MPa

$A_p \cdot f_{ps}$ = $0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot a \cdot B$ 에서

a = $\dfrac{0.0059 \times 1855.75}{0.85 \times 27.00 \times 2.55}$ = 0.188 m

a = 0.19 m < 0.24 m ∴ 직사각형 부재로 취급

▪ 연성한계 검토

q_p = ρ_p x f_{ps} / f_{ck} : 사각형 단면에서의 강재지수 (도.설 4.6.3.6)

= 0.0010 x 1855.75 / 27.00 = 0.069

q_p = 0.07 < $0.36 \cdot \beta_1$ = 0.31 (연성파괴로 되는 저보강임)

따라서, 극한저항모멘트

ΦM_n = Φ { A_p x f_{ps} x (d - $a/2$)}

= 0.85 x { 0.0059 x 1855754.72 x (2.31 -

0.18 / 2)} = 20763.992 kN.m

ΦM_n = 20763.99 kN.m > M_u = 13426.99 kN.m ∴ O.K

3) 균열모멘트 계산

(1) 외측 거더

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}' = -0.63\sqrt{(f_{ck})}$

여기서, $f_{외력}$: [2.6 고정하중 및 활하중에 의한 응력 계산] 참조

f_{pe} : 유효프리스트레스에 의한 응력

f_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 응력

M_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 모멘트

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -22.35 + 19.66 - M_{cr}' / 678995613.30

= -0.63 √ 40.00 = -3.98

M_{cr}' = (-2.69 + 3.98) x 678995613.30 = 881.503 kN.m

M_{cr} = 12153.143 + 881.503 = 13034.646 kN.m

ΦM_n = 19,791.97 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 15,641.58 kN.m ∴ O.K

(2) 내측 거더

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}'$ = -16.99 + 19.00 - M_{cr}' / 676877224.96

= -0.63 √ 40.00 = -3.98

M_{cr}' = (2.01 + 3.98) x 676877224.96 = 4059.753 kN.m

M_{cr} = 8622.992 + 4059.753 = 12682.745 kN.m

ΦM_n = 19770.92 kN.m > $1.2M_{cr}$ = 15219.29 kN.m ∴ O.K

2.12 전단설계 및 전단연결재 산정

1) 극한 전단력의 계산

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 1143.64 + 2.15 x 331.84 = 2200.181 kN

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 828.27 + 2.15 x 286.63 = 1693.010 kN

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 733.13 + 2.15 x 311.20 = 1622.148 kN

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

V_u = 1.30 x (Σ고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

= 1.30 x 517.28 + 2.15 x 271.76 = 1256.743 kN

2) 휨 전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

= ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.20 - (1.90 + 1.50 + 1.10 + 0.70 + 0.30) / 5 = 1.100 m

d = 1.10 m < $0.8 \cdot h$ = 1.76 m

$\therefore$ d = 1.76 m 적용함.

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

v

여기서, $M_{cr} = Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do})$

$$f_{pe} = \frac{0.86 \times 6599.10}{827939.18} + \frac{5667.26 \times (1033.48 - 655.95)}{481209827.28} = 11.291 \text{ MPa}$$

M_{cr} = 0.48 x (0.5 x 6324.56 + 11291.15 - 2877.29) = 5570.548 kN.m

V_{do} = 270.66 kN : 거더자중에 의한 전단력

b_w = 220.00 mm : 거더 복부 두께

d = 2.2 - (1.12 + 0.91 + 0.63 + 0.42 + 0.20) / 5 = 1.544 m

d = 1.54 m < $0.8 \cdot h$ = 1.76 m

$\therefore$ d = 1.76 m 적용함.

V_i = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 557.61 + 2.15 x 286.63 = 1341.156 kN

M_{max} = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 2760.09 + 2.15 x 1218.19 = 6207.235 kN.m

V_{ci} = 0.05 x 6324.56 x 0.22 x 1.76 + 270.66 + + (1341.16 x 5570.55) / 6207.23 = 1596.692 kN

V_{ci} = 1,596.69 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w d$ = 342.841 kN

$\therefore$ V_{ci} = 1,596.69 kN 적용함.

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{\max}}$$

= ∞ : 단 지점부에서의 M_{max} = 0 이므로

d = 2.20 - (1.90 + 1.50 + 1.10 + 0.70 + 0.30) / 5 = 1.100 m

d = 1.10 m < $0.8 \cdot h$ = 1.76 m

$\therefore$ d = 1.76 m 적용함.

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{\max}}$$

여기서, $M_{cr} = Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do})$

$$f_{pe} = \frac{0.83 \times 6599.10}{827939.18} + \frac{5476.31 \times (1033.48 - 655.95)}{481209827.28} = 10.911 \text{ MPa}$$

M_{cr} = 0.48 x (0.5 x 6324.56 + 10910.72 - 2877.29) = 5387.482 kN.m

V_{do} = 270.66 kN : 거더자중에 의한 전단력

b_w = 220.00 mm : 거더 복부 두께

d = 2.2 - (1.12 + 0.91 + 0.63 + 0.42 + 0.20) / 5 = 1.544 m

d = 1.54 m < $0.8 \cdot h$ = 1.76 m

$\therefore$ d = 1.76 m 적용함.

V_i = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 246.63 + 2.15 x 271.76 = 904.889 kN

M_{max} = 1.30 x (Σ거더자중을 제외한 고정하중) + 2.15 x (Σ활하중)

1.30 x 1213.40 + 2.15 x 1154.96 = 4060.586 kN.m

V_{ci} = 0.50 x 6324.56 x 0.22 x 1.76 + 270.66 +

+ (904.89 x 5387.48) / 4060.59 = 2695.674 kN

V_{ci} = 2695.67 kN > $0.14\sqrt{(f_{ck})}\ b_w\ d$ = 342.841 kN

$\therefore\ V_{ci}$ = 2695.67 kN 적용함.

3) 복부전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.86 x 1114.22 x 5922.60 = 5667.257 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5667256.99 / 827939.18 = 6.845 MPa

V_p = P_e x sinα = 5667256.99 x sin 0.1115 = 630.692 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 6845.02) x 0.22 x

1.76 + 630.69 = 2135.981 kN

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.86 x 1114.22 x 5922.60 = 5667.257 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5667256.99 / 827939.18 = 6.845 MPa

V_p = P_e x sinα = 5667256.99 x sin 0.0825 = 466.861 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 6845.02) x 0.22 x

1.76 + 466.86 = 1972.150 kN

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.83 x 1114.22 x 5922.60 = 5476.312 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5476312.15 / 827939.18 = 6.614 MPa

V_p = P_e x sinα = 5476312.15 x sin 0.1115 = 609.442 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 6614.39) x 0.22 x

1.76 + 609.44 = 2087.942 kN

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

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

P_e = f_{pe} x A_p = 0.83 x 1114.22 x 5922.60 = 5476.312 kN

f_{pc} = P_e x A_c = 5476312.15 / 827939.18 = 6.614 MPa

V_p = P_e x sinα = 5476312.15 x sin 0.0825 = 451.132 kN

V_{cw} = (0.29 √ 40.00 + 0.30 x 6614.39) x 0.22 x
1.76 + 451.13 = 1929.631 kN

4) 콘크리트의 공칭전단강도 결정

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 2,136.0] = 2135.981 kN

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 1,596.7, Vcw = 1,972.2] = 1596.692 kN

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = ∞, Vcw = 2,087.9] = 2087.942 kN

② 절점 2 (지점에서 1,384.5814m 이격부)

∴ V_c = min[V_{ci}, V_{cw}] = min[Vci = 2,695.7, Vcw = 1,929.6] = 1929.631 kN

5) 전단철근이 부담하여야 할 전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

ΦV_c = 0.80 x 2135.98 = 1708.785 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 2200.18 - 1708.78 = 491.396 kN

V_s = 614.25 kN < $2/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 1632.58 kN

< $1/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 816.29 kN

∴ V_s = 614.25 kN 적용함. (전단철근 간격은 최대간격 사용)

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1596.69 = 1277.353 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1693.01 - 1277.35 = 415.657 kN

V_s = 519.57 kN < $2/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 1632.58 kN

< $1/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 816.29 kN

∴ V_s = 519.57 kN 적용함. (전단철근 간격은 최대간격 사용)

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

ΦV_c = 0.80 x 2087.94 = 1670.353 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1622.15 - 1670.35 = -48.205 kN

V_s = -60.26 kN < $2/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 1632.58 kN

< $1/3\times\sqrt{f_{ck}}\times b_w\times d$ = 816.29 kN

∴ V_s = 0.00 kN 적용함. (전단철근 필요없음)

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

ΦV_c = 0.80 x 1929.63 = 1543.705 kN

ΦV_s = V_u - ΦV_c = 1256.74 - 1543.70 = -286.962 kN

V_s = -358.70 kN < $2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 1632.58 kN

< $1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ = 816.29 kN

∴ V_s = 0.00 kN 적용함. (전단철근 필요없음)

6) 스터럽의 배치간격 결정

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.2 mm^2

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{614245.09} = 341.43 \text{ mm}$$

200.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 341.43 mm < 200.00 mm ∴ O.K, s = 200mm 적용

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{519570.81} = 403.64 \text{ mm}$$

300.00 mm < 0.75 h = 1650.00 mm

∴ s = 403.64 mm < 300.00 mm ∴ O.K, s = 300mm 적용

7) 전단연결재의 설계

(1) 외측 거더

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{400929.65}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)} = 0.394 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{331835.68}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)} = 0.326 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1215.93 - 198.53) \times 10^3}{760.00 \times 2619.34} = 0.511 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

V_t = α x ΔT x E x A

= 0.00001 x 5 x 27804.00 x 240.00 x 2619.34 = 873.938 kN

$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{873938.22}{760.00 \times 2619.34}$ = 0.439 MPa

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = 1.3 x τ_d + 2.15 x τ_l

= 1.30 x 0.39 + 2.15 x 0.33

= 1.21 MPa < 3.50 MPa

case2 = 1.30 x τ_d + 1.30 x τ_l + 1.3 x (τ_{c+s} + τ_t)

= 1.30 x 0.39 + 1.30 x 0.33 + 1.30 x

(0.51 + 0.44)

= 2.17 MPa < 3.50 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.2 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v}$ = $\frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00}$ = 447.97 mm

(2) 내측 거더

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$\tau_d = \frac{24926.06}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)}$ = 0.024 MPa

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$\tau_l = \frac{311196.52}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)}$ = 0.306 MPa

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1120.82 - 196.90) \times 10^3}{760.00 \times 2550.00}$ = 0.477 MPa

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

V_t = α x ΔT x E x A

= 0.00001 x 5 x 27804.00 x 240.00 x 2550.00 = 850.802 kN

$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{850802.40}{760.00 \times 2550.00}$ = 0.439 MPa

⑤ 극한 응력의 산정

case1 = $1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l$

= 1.30 x 0.02 + 2.15 x 0.31

= 0.69 MPa < 3.50 MPa

case2 = $1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t)$

= 1.30 x 0.02 + 1.30 x 0.31 + 1.30 x (0.48 + 0.44)

= 1.62 MPa < 3.50 MPa

사용 전단 철근량 : D 16 x 2 = 198.6 x 2 = 397.2 mm^2

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v}$ = $\frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00}$ = 447.97 mm

2.13 처짐 계산

1) 고정하중 및 활하중에 의한 처짐 계산

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E_{pc} \times I}$$

여기서, L : 전체 지간 = 34000 mm

E_{pc} : 거더의 탄성계수 = 30891 MPa

I : 단면 2차 모멘트 (순단면, PS강연선 환산단면 및 바닥판 환산단면)

구 분		절 점	1	2	3	4	5
		거 리	0.0000	4.2500	8.5000	12.7500	17.0000
외측거더	처짐 (δ) (mm)	거 더 자 중	0.000	-10.609	-19.453	-25.272	-27.300
		합성전 고정하중	0.000	-9.880	-18.141	-23.587	-25.488
		합성후 고정하중	0.000	-5.509	-10.109	-13.135	-14.188
		활 하 중	0.000	-3.720	-6.921	-9.084	-9.757
		계	0.000	-29.718	-54.624	-71.078	-76.733
내측거더	처짐 (δ) (mm)	거 더 자 중	0.000	-10.609	-19.453	-25.272	-27.300
		합성전 고정하중	0.000	-8.804	-16.177	-21.052	-22.760
		합성후 고정하중	0.000	-0.340	-0.624	-0.811	-0.876
		활 하 중	0.000	-3.224	-5.998	-7.872	-8.455
		계	0.000	-22.977	-42.252	-55.006	-59.391

2) 프리스트레스에 의한 처짐 계산

P_i = 1114.223422 x 5922.6 = 6,599.10 kN

$$\delta_p = -\frac{P_i \cdot e_1 \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{5 \cdot P_i \cdot e_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$= -\frac{6599099.64 \times (1077.45 - 1100.00) \times 34000.00^2}{8 \times 30891.00 \times 464353043161.34} -$$

$$= \frac{5 \times 6599099.64 \times (1100.00 - 128.00) \times 34000.00^2}{48 \times 30891.00 \times 464353043161.34}$$

= -52.35 mm

3) 활하중 처짐 검토

(1) 허용처짐

δ_a = L / 800 = 34000.00 / 800.00 = 42.500 mm

(2) 외측 거더

δ = 9.76 mm < 42.50 mm ∴ O.K

(3) 내측 거더

δ = 8.46 mm < 42.50 mm ∴ O.K

(4) 프리스트레스 도입시

① 외측 거더

δ_{s1} = 27.30 − 52.35 = -25.05 mm (상 향)

② 내측 거더

δ_{s1} = 27.30 − 52.35 = -25.05 mm (상 향)

(5) 바닥판 타설 후 (크리프, 건조수축의 영향 포함)

① 외측 거더

δ_{s2} = 27.30 − 52.35 + 25.49 + (3.80 − 2.40) x (27.30 − 52.35) = -34.63 mm (상 향)

② 내측 거더

δ_{s2} = 27.30 − 52.35 + 22.76 + (3.80 − 2.40) x (27.30 − 52.35) = -37.35 mm (상 향)

(6) 사용하중 작용시 (최종)

① 외측 거더

δ_{s3} = 27.30 − 0.86 x 52.35 + 25.49 + 14.19 + (3.80 − 2.40) x (27.30 − 52.35) + 2.40 x (27.30 − 0.86 x 52.35 + 25.49 + 14.19) + 9.76 = 49.56 mm (하 향)

② 내측 거더

δ_{s3} = 27.30 − 0.83 x 52.35 + 22.76 + 0.88 + (3.80 − 2.40) x (27.30 − 52.35) + 2.40 x (27.30 − 0.83 x 52.35 + 22.76 + 0.88) + 8.46 = -1.13 mm (상 향)

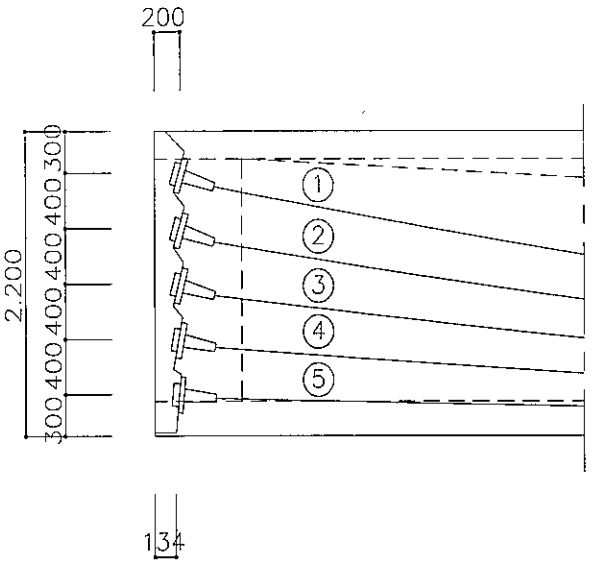
3. 정착부 검토

1) 설계조건

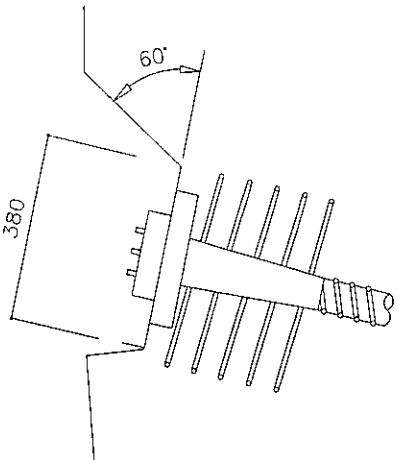
(1) 정착판 규격

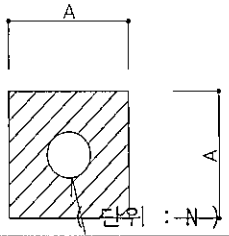
280.000 ㎜ × 280.00 ㎜ = 78400.00 ㎟ (☞ 도로공사 표준도)

(단부상세)



(앵커상세)





(2) 긴장력 (4. BEAM검토의 프리스트레스 계산 참조)

단위 : N

강선 번호	긴 장 력 (P_t)	초기 Prestress (P_i)	유효 Prestress (P_e) (사각부분)
1	1611000.000	1385346.563	1189725.177
2	1572000.000	1351809.309	1160923.637
3	1537000.000	1321711.773	1135076.100
4	1497000.000	1287314.590	1105536.058
5	1457000.000	1252917.406	1075996.017
계	7674000.000	6599099.640	5667256.989
평 균	1534800.000	1319819.928	1133451.398

① 초기 Prestress(P_i) = 긴장력(P_t) × 즉시 손실률

즉시 손실률 = 1319819.93 / 1534800.00 = 85.99%

② 유효 Prestress(P_e) = 초기 Prestress(P_i) × 유효계수

유효계수 : η = 0.859 (내·외측 거더 중 큰 값 적용)

2) 지압응력 검토

(1) 강선 ①번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32 MPa)

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재 단부에 가장 크게 그렸을 때 그 도형의 면적

(= 400 mm × 400 mm = 160000 mm^2)

A_b : 정착판의 면적 (= 78400 mm^2)

f_{api} = 0.7 x 32 x √(160000 / 78400 - 0.20 = 30.392 MPa

∴ 30.39 MPa < 35.20 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_f (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.541 mm^2

f_{bf} = 1611000.00 / 60728.54 = 26.528 MPa

∴ 26.53 MPa < 30.39 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b})} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40 MPa)

f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(160000 / 78400) = 28.571 MPa

∴ 28.57 MPa < 36.00 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.541 mm^2

f_{bf} = 1189725.18 / 60728.54 = 19.591 MPa

∴ 19.59 MPa < 28.57 MPa ∴ O.K

(2) 강선 ②번 검토

① 긴장재 정착 직후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32 MPa)

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재 단부에 가장 크게 그렸을 때 그 도형의 면적

(= 400 mm × 400 mm = 160000 mm^2)

A_b : 정착판의 면적 (= 78400 mm^2)

f_{api} = 0.70 x 32.00 x √(160000 / 78400 - 0.20 = 30.392 MPa

∴ 30.39 MPa < 35.20 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_t (긴장력) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.541 mm^2

f_{bf} = 1572000.00 / 60728.54 = 25.886 MPa

∴ 25.89 MPa < 30.39 MPa ∴ O.K

② Prestress 손실 발생 후

ⓐ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(\frac{A_b'}{A_b})} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40 MPa)

f_{api} = 0.50 x 40.00 x √(160000 / 78400.00) = 28.57 MPa

∴ 28.57 MPa < 36.00 MPa

ⓑ 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_e (유효 Prestress) / A_e (정착판의 유효면적)

A_e = A_b - π x D^2 / 4 = 78400.00 - π × 150.00 ^{2} / 4 = 60728.54 mm^2

f_{bf} = 1160923.64 / 60728.54 = 19.12 MPa

∴ 19.12 MPa < 28.57 MPa ∴ O.K

(3) 정착부의 파열력에 대한 보강 철근량 산정 (도.설 4.6.3.9)

$$T_{burst} = 0.25\Sigma P_u(1-a/h)+0.5P_u \sin\alpha$$

$$d_{burst} = 0.5(h-2e)+5e\sin\alpha$$

$$T_{spall} = 0.02\times P_u$$

여기서, T_{burst} : 정착부에서의 파열력

d_{burst} : 정착장치와 파열력의 도심 사이의 거리

T_{spall} : 할렬력 (할렬력은 전체 계수 긴장력의 2% 이상 취해야 한다)

a : 정착판의 일변길이 (㎜) (280 × 280)

P_u : 긴장재의 긴장력

h : 정착단면의 치수 (㎜)

α : 부재의 도심선에 대한 긴장력의 경사각

e : PS 강재의 도심의 편심량, 단면의 도심에 대한 정착장치 또는 정착장치 군의 편심 (항상 양의 값, ㎜)

※ 위 식을 적용하는 데 있어 만일 긴장재가 한 개 이상이라면 규정된 긴장 순서를 고려해야 한다.

① 정착부의 파열응력 검토 (높이 방향)

T_{burst} = 0.25 x 7674.00 x (1 - 1120.00 / 2200.00) + 0.50 x 1534.80 x sin 0.1115 = 1027.21 kN

d_{burst} = 0.50 x (2200.00 - 2 x 0.00) + 5 x 0.00 x sin 0.1115 = 1100.00 ㎜

$$e = \frac{2200}{2} - \frac{1\times 400.00 + 2\times 400.00 + 3\times 400.00 + 4\times 400.00 + 5\times 300.00}{5} = 0.00 \text{ ㎜}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.00 MPa

$A_{s(req)} = T_{burst} / f_s$ = 1027210.76 / 180.00 = 5706.73 ㎟

∴ 보강철근은 단부로부터 1.100m 만큼 떨어진 구간내에 100㎜ 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 5706.73 / 198.60 = 28.70 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 21 ea - 12 layer = 50047.00 ㎟

$A_{s(req)}$ = 5707 ㎟ < USE. A_s = 50047 ㎟ O.K.

② 정착부의 파열응력 검토 (폭 방향)

T_{burst} = 0.25 x 1611.00 x (1 - 280.00 / 720.00) +

0.50 x 1534.80 x sin 0.1941 = 394.11 kN

d_{burst} = 0.50 x (720.00 - 2 x 0.00) + 5 x 0.00

x sin 0.1941 = 360.00 mm

e = 0.00 = 0.00 mm

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.00 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{burst} / f_s = 394112.58 / 180.00 = 2189.51 mm^2

∴ 보강철근은 단부로부터 0.400m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

D 16 사용시 필요갯수 n = 2189.51 / 198.60 = 11.00 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 4 ea - 5 layer = 3972.00 mm^2

$A_{s(req)}$ = 2190 mm^2 < USE. A_s = 3972 mm^2 O.K.

(4) 도로교설계기준을 기초로한 정착부의 단부 할렬력에 대한 검토 (도.설 4.6.3.9 (6) ④ (아))

" 중심 간격이 단면 깊이의 0.4배 미만인 다중 정착구에서 할렬력은 어떠한 경우에도 할렬력을 전체 계수긴장력의 2%보다 작게 취해서는 안된다."

" 긴장재 전체의 도심이 단면의 핵 외부에 위치한다면 할렬력과 종방향 단부 인장력 둘 다 발생하게 된다."

① 단부 인장력에 대한 검토

e = 0.00 mm

y_c = h / 6 = 2200.00 / 6 = 366.67 mm

∴ e = 0.00 mm < y_c = 366.67 mm (단부 인장력이 발생하지 않는다)

② 할렬력에 대한 검토

T_{spall} = 0.02 x 7674.00 = 153.48 kN

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

f_s = 0.60 x 300.00 = 180.00 MPa

$A_{s(req)}$ = T_{spall} / f_s = 153480.00 / 180.00 = 852.67 mm^2

D 16 사용시 필요갯수 n = 852.67 / 198.60 = 4.30 ea

$USE.\ A_s$ = 16 - 5 ea - 1 layer = 993.00 mm^2

$A_{s(req)}$ = 853 mm^2 < USE. A_s = 993 mm^2 O.K.