



중부내륙선 김천JCT교(내서) 등 11개교
정밀안전진단 용역

제 5장 시설물의 안전성평가

5.1 개 요

5.2 상부구조 안전성평가

5.3 내하력평가

5.4 하부구조 안전성평가

5.5 안전성평가 결과요약

제 5 장 시설물의 안전성평가

5.1 개 요

장천교(여주)는 경상북도 상주시 낙동면 내곡리 일원에 위치하고 있으며 교량 제원은 총폭 12.145m, 총연장 512.075m(2@30m+2@30m+3@30m+3@30m+3@30m+2@30m+2@30m)의 총 17경간(2경간 또는 3경간 연속)으로 구성된 PSC 거더 형식이며 교대는 역T형, 교각은 T형이고 기초는 강관말뚝기초로 설계·시공되어 있다.

5.1.1 안전성검토

구조물의 안전성평가는 그 기능과 역할을 유지할 수 있는 구조적 및 사용상의 안전성에 대한 확보 여부를 평가하는 것이므로 설계자료 검토, 시공방법과 사용재료에 대한 검토, 보수·보강이력 분석, 부재별 상태평가 결과 및 각종 계측·측정·조사·시험 등을 통한 기초자료를 확보하여 이를 바탕으로 구조검토를 실시하고 안전성 여부를 판단하여야 한다.

가. 검토단면 선정 및 사유

본 교량의 상부구조(PSC거더)는 총 17경간으로 2~3경간씩 동일한 연속구조로 총 7개 구간으로 준공 되었으며 안전성 검토단면은 경간 구성(경간장 및 연속 경간수) 및 구조형식, 단면제원, 하중조건, 구조적 손상 및 결함 발생 여부 등을 고려하여 검토하였다.

【표 5.1】 구조검토 구간 선정

구분	형식	경간	지간구성	연장	경간	주형	비고
여주방향	PSCI	S1~S2	2@30.0m	L=60.0m	2	5EA	
여주방향	PSCI	S3~S4	2@30.0m	L=60.0m	2	5EA	
여주방향	PSCI	S5~S7	3@30.0m	L=90.0m	3	5EA	
여주방향	PSCI	S8~S10	3@30.0m	L=90.0m	3	5EA	
여주방향	PSCI	S11~S13	3@30.0m	L=90.0m	3	5EA	검토구간
여주방향	PSCI	S14~S15	2@30.0m	L=60.0m	3	5EA	검토구간
여주방향	PSCI	S16~S17	2@30.0m	L=60.0m	3	5EA	
- 구간 선정: 장천교(여주) 방향의 상·하부구조는 2경간 및 3경간 형식으로 구성되어 있어 전차 진단보고서의 안전성평가 결과를 활용하였음.							

나. 검토조건

본 교량은 설계 당시와 현재의 설계기준이 일부 상이하므로 현 설계기준에 의하여 안전성검토 및 내하력평가를 실시하였으며, 외관 및 내구성조사를 실시한 결과, 단면제원, 압축강도, 철근배근 등이 준공도면과 거의 일치하므로 준공도면상의 설계값을 적용하였다.

【표 5.2】 설계 당시와 전회차 정밀안전진단시 구조검토 조건비교

구 분	설 계 당 시	전회차 정밀안전진단시
설계기준	- 도로교 표준시방서(1996) - 콘크리트 표준시방서(1996)	- 도로교 설계기준(2010) - 콘크리트 구조설계기준(2007)
적용 하중	PSC거더	고정하중, 활하중
	바닥판	고정하중, 활하중, 충돌하중 중양분리대 높이(준공도면 및 구조계산서 상) : 890mm 중양분리대 높이(현 시공상태) : 1350mm ⇒ 준공 전에 시공된 것으로 추정
바닥판 유효폭	유효폭 고려	유효폭 고려
활하중 재하	상부구조 전폭을 기준으로 3.6m간격으로 하중재하	

【표 5.3】 구조검토시 적용 물성치 및 하중조건

구 분		설 계 도 서	현 장 측 정	적 용
적용단면		• 콘크리트 바닥판 : S11~S13, S14~S15 • PSC거더 : S11~S13, S14~S15 • 교대 : A1, 교각 : P11, P14		• 현장조사이시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용
사용 재료	설계 강도	• 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm ² (바닥판) 400kgf/cm ² (PSC거더) - 하부 : 240kgf/cm ²	• 비파괴강도(여주) - 바닥판:27.0MPa이상 - 거더 : 40.0MPa이상 - 하부 : 24.0MPa이상	• 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용
	탄성 계수	• 콘크리트 - 250,000kgf/cm ² (바닥판) - 280,000kgf/cm ² (PSC거더) - 하부 : 230,000kgf/cm ² • 철근 : 2,040,000kgf/cm ²	• 콘크리트 : 현 설계기준 적용 - 상부 : 27,800MPa(바닥판), 30,900MPa(PSC거더) - 하부 : 27,849MPa • 철근 : 200,000MPa	
철근 탐사	바닥판	-	• 준공도면상 철근과 전반적으로 유사함	• 철근배근, 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용
	교대	-		
	교각	-		
하중 종류	고정 하중	• 철근콘크리트 : $\gamma_c=2.5\text{tf/m}^3$ • 아스팔트 포장 : $\gamma_a=2.3\text{tf/m}^3$	• 철근콘크리트 : $\gamma_c=25.0\text{kN/m}^3$ • 아스팔트 포장 : $\gamma_a=23.0\text{kN/m}^3$	• 설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용
	활하중	• DB-24, DL-24	• DB-24, DL-24	
토질정수		• 지반조사가 과업범위 밖이므로 준공도면상의 N치를 적용		

다. 검토방법

장천교(여주)는 1등급(DB-24, DL-24)로 설계되어 있으며, 도로교 설계기준(2010)에 따라 PSC거더는 허용응력설계법과 강도설계법, 바닥판과 하부구조(교대, 교각)는 강도설계법을 적용하였다.

안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 MIDAS/Civil(상부구조 검토시)과 SAP2000(하부구조 검토시)을 이용하였다.

5.1.2 내하력평가

내하력 평가방법은 구조해석 결과를 토대로 기본내하력을 평가하였으며, 구조해석 검토시 사용재료의 재료적 특성은 관련 설계기준 및 현장조사자료 등을 참조하였다.

가. 구조해석 및 검토의 기본가정

- ① 사용된 해석모델은 Frame Element를 이용한 3차원 격자모델을 적용한다.
- ② 철근량은 측정값을 기준으로 하며 철근의 종류는 도면을 참조한다. 유효높이는 철근탐사 시험 결과 측정된 피복두께를 이용하며 설계피복두께 미만은 단면검토시 안전측으로 설계 피복두께를 적용한다.
- ③ 콘크리트강도는 비파괴강도 시험결과와 설계기준강도의 만족 여부를 고려하여 적용한다.
- ④ 고정하중은 바닥판, 거더, 방호벽 및 기타하중에 대해서 합성전 및 합성후 고정하중으로 구분하여 고려한다.
- ⑤ 활하중은 DB하중과 DL하중, 충격하중을 고려하여 산정한다.
- ⑥ 강도설계법에 의한 단면검토시 하중계수는 도로교설계기준(2010)을 이용한다.
- ⑦ 구조검토 결과는 도로교설계기준(2010)에 준하여 SI단위계를 사용한다.

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 1구간(3@30.0m)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 PSC 거더교
- ② 교량연장 : $L = 3@30.0\text{m} = 90.000\text{m}$
- ③ 교량폭원 : 12.145m
- ④ 거더간격 : 2.500m(5개)
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

㉠ 바닥판

- 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0\text{MPa}$
- 탄성계수 : $E_c = 8500^3 \sqrt{f_{cu}} = 27,800\text{MPa}$
여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35.0\text{MPa}$
- 단위중량 : $\gamma_c = 25.0\text{kN/m}^3$

㉡ PSC거더

- 설계기준강도 : $f_{ck} = 40.0\text{MPa}$
- 탄성계수 : $E_c = 8,500^3 \sqrt{f_{cu}} = 30,900\text{MPa}$
여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 = 40 + 8 = 48.0\text{MPa}$
- 단위중량 : $\gamma_c = 25.0\text{kN/m}^3$
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 압축강도 : $f_{ci} = 0.8 f_{ck} = 32.0\text{MPa}$

- 허용응력
 - 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력
 - 허용 휨압축응력 : $0.60 f_{ci} = 19.20 \text{MPa}$
 - 허용 휨인장응력 : $0.25 \sqrt{f_{ci}} = 1.41 \text{MPa}$
 - 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력
 - 허용 휨압축응력 : $0.45 f_{ck} = 18.00 \text{MPa}$
 - 허용 휨인장응력 : 0.00MPa
 - 균열응력
 - 보통콘크리트 : $0.63 \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{MPa}$

② 철근

㉠ 바닥판(SD400)

- 항복강도 : $f_y = 400.0 \text{MPa}$
- 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{MPa}$

㉡ PSC거더(SD300)

- 항복강도 : $f_y = 300.0 \text{MPa}$
- 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{MPa}$

③ PS강재

㉠ PS강재의 종류 및 단면적

KS D 7002_88 SWPC 7B 12 Strand $\Phi 12.7 \text{mm}$ - 4Cable

$A = 98.71 \text{mm}^2$ (Strand 1개당 단면적)

$A = 1184.52 \text{mm}^2$ (Cable 1개당 단면적)

㉡ 항복강도 : $f_{py} = 1,600 \text{MPa}$

㉢ 인장강도 : $f_{pu} = 1,900 \text{MPa}$

㉣ 탄성계수 : $E_p = 200,000 \text{MPa}$

㉤ 허용응력

- 정착후 정착부에서의 응력 : $0.7 f_{pu} = 1,330.00 \text{MPa}$
- 정착장치의 활동에 의한 손실구역의 끝부분에서의 응력 : $0.83 f_{py} = 1,328.00 \text{MPa}$
- 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력 : $0.80 f_{py} = 1,280.00 \text{MPa}$

㉤ 마찰계수

- Duct Size : $\Phi 66 \text{mm}$
- 곡률 마찰계수 : $\mu = 0.25 / \text{radian}$
- 파상 마찰계수 : $k = 0.005 / \text{m}$
- ㉠ 정착시 슬립량 : 6.0mm

나. 바닥판 구조검토

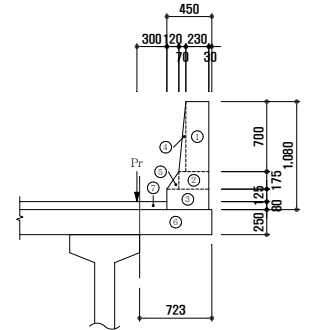
합성형교에서 바닥판으로 작용할 경우(교축직각방향)에 대하여 도로교설계기준(2010년) 등의 적용기준에 따라 구조검토를 수행하였다.

1) 캔틸레버부(방호벽측)

㉠ 고정하중

【표 5.4】 캔틸레버부 고정하중

NO.	힘모멘트(kN·m)	
①	$0.230 \times 0.700 \times 25.0 \times 0.578 =$	2.326
②	$0.300 \times 0.175 \times 25.0 \times 0.543 =$	0.713
③	$0.420 \times 0.205 \times 25.0 \times 0.483 =$	1.040
④	$0.070 \times 0.700 / 2 \times 25.0 \times 0.440 =$	0.269
⑤	$0.120 \times 0.175 / 2 \times 25.0 \times 0.353 =$	0.093
소 계		4.441
⑥	$0.723 \times 0.250 \times 25.0 \times 0.362 =$	1.634
⑦	$0.273 \times 0.080 \times 23.0 \times 0.137 =$	0.069
계(M_D)		6.144



㉡ 활하중

㉠ 윤하중 분포폭

$$\cdot E = 0.8 X + 1.14 = 0.8 \times 0.000 + 1.14 = 1.140 \text{m}$$

여기서, $X = 0.000 \text{m}$

㉡ 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{kN}$)

$$\cdot i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.000} = 0.375 > 0.300 \text{ 이므로, } i = 0.300 \text{ 적용}$$

$$\therefore M_{(l+i)} = \frac{P \cdot X}{E} (1 + i) = \frac{96.0 \times 0.000}{1.140} \times (1 + 0.300) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③ 차량 충돌하중

㉠ 수평충돌력 H가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 마다 작용시

$$\cdot H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (110/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 27.708 \text{ kN/m}$$

$$\cdot \text{작용높이 } h = 1.080 \text{ m}$$

$$\cdot M_{co1} = H \times h = 27.708 \times 1.080 = 29.925 \text{ kN.m/m}$$

㉡ 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 20.000 kN/m의 수평하중 재하시

$$\cdot \text{작용높이 } h = 1.080 \text{ m}$$

$$\cdot M_{co2} = H \times h = 20.000 \times 1.080 = 21.600 \text{ kN.m/m}$$

㉢ 곡선반경 R > 200m 이므로 M_{co1} 과 M_{co2} 중에서 큰 값을 적용

$$\therefore M_{co} = \text{MAX}(M_{co1}, M_{co2}) = 29.925 \text{ kN.m/m}$$

④ 풍하중

㉠ 판형교에 작용하는 풍하중

$$\cdot B = 12.145 \text{ m}, \quad D = 3.330 \text{ m}$$

$$\cdot \frac{B}{D} = \frac{12.145}{3.330} = 3.647$$

$$\cdot H_{w1} = \{ 4.0 - 0.2 \left(\frac{B}{D} \right) \} D = 10.891 \text{ kN/m}$$

$$\cdot H_{w1}' = \frac{10.891}{3.330} \times 1.000 = 3.271 \text{ kN/m}$$

$$\cdot \text{작용높이 } h = 0.580 \text{ m}$$

$$\cdot M_{w1} = 3.271 \times 0.580 = 1.897 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉡ 기타형식의 교량에 작용하는 풍하중

$$\cdot H_{w2} = 3.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\cdot \text{작용높이 } h = 0.580 \text{ m}$$

$$\cdot M_{w2} = 3.000 \times 1.000 \times 0.580 = 1.740 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_w = \text{MAX}(M_{w1}, M_{w2}) = 1.897 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

⑤ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} = 7.987 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{co} = 46.890 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 0.65 M_w = 9.220 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 45.559 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.453 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 0.3 M_w = 6.713 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.00 ≤ 0.25인 경우)

$$h_{min} = (280 \cdot X + 180) = (280 \times 0.000 + 180) = 180.0 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{req} = 220.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 250.0 \text{ mm} > h_{req} = 220.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

㉠ 검토조건

$$\text{설계기준강도}(f_{dk}) = 27.0 \text{ MPa}, \quad \text{인장철근 항복강도}(f_y) = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0 \text{ mm}, \quad \text{단면높이}(h) = 250.0 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60.0 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 190.0 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = H16@100 = 1986.0 \text{ mm}^2$$

㉡ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{dk} \cdot b} = \frac{1986.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 34.614 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1986.0 \times 400.0 \times \left(190.0 - \frac{34.614}{2} \right) = 116.609 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

㉢ 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 116.609 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 46.890 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

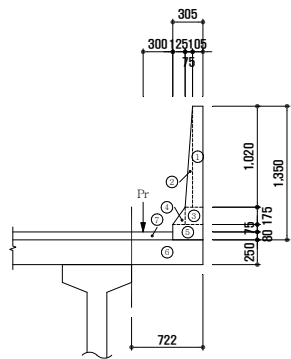
⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1986.0 / (1000.0 \times 190.0) = 0.01045$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = -0.07315 + \sqrt{2 \times 0.07315 + 0.07315^2} = 0.316$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.316 \times 190.0 = 60.098$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.316/3 = 0.895$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 6.713 / (1986.0 \times 0.895 \times 190.0) = 19.887 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $60.0 - 16.0/2 = 52.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 19.887) - 2.5 \times 52.000 = 3829.873 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 19.887) = 3167.880 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 3167.880 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 100.0 \text{ mm} \leq s_a = 3167.880 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

2) 캔틸레버부(중분대측)

① 고정하중

NO.	힘모멘트(kN·m)	
①	$0.105 \times 1.020 \times 25.0 \times 0.670 =$	1.793
②	$0.180 \times 0.175 \times 25.0 \times 0.632 =$	0.498
③	$0.305 \times 0.155 \times 25.0 \times 0.570 =$	0.673
④	$0.075 \times 1.020 / 2 \times 25.0 \times 0.592 =$	0.566
⑤	$0.125 \times 0.175 / 2 \times 25.0 \times 0.500 =$	0.137
소 계(중분대)		3.667
⑥	$0.722 \times 0.250 \times 25.0 \times 0.361 =$	1.629
⑦	$0.417 \times 0.080 \times 23.0 \times 0.209 =$	0.160
계(M_D)		5.456



② 활하중

㉠ 운하중 분포폭

$$\cdot E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.117 + 1.14 = 1.234 \text{ m}$$

여기서, $X = 0.117 \text{ m}$

㉡ 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

$$\cdot i = \frac{15}{40+L} = \frac{15}{40+0.117} = 0.374 > 0.300 \text{ 이므로, } i = 0.300 \text{ 적용}$$

$$\therefore M_{(l+i)} = \frac{P \cdot X}{E} (1+i) = \frac{96.0 \times 0.117}{1.234} \times (1+0.300) = 11.833 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③ 차량 충돌하중

㉠ 수평충돌력 H가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 마다 작용시

$$\cdot H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (110/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 27.708 \text{ kN/m}$$

· 작용높이 $h = 1.080 \text{ m}$

$$\cdot M_{co1} = H \times h = 27.708 \times 1.080 = 29.925 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 중분대 상단에 횡방향으로 $H = 20.000 \text{ kN/m}$ 의 수평하중 재하시

· 작용높이 $h = 1.350 \text{ m}$

$$\cdot M_{co2} = H \times h = 20.000 \times 1.350 = 27.000 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉢ 곡선반경 $R > 200 \text{ m}$ 이므로 M_{co1} 과 M_{co2} 중에서 큰 값을 적용

$$\therefore M_{co} = \text{MAX}(M_{co1}, M_{co2}) = 29.925 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중

㉠ 판형교에 작용하는 풍하중

$$\cdot B = 12.145 \text{ m}, \quad D = 3.600 \text{ m}$$

$$\cdot \frac{B}{D} = \frac{12.145}{3.600} = 3.374$$

$$\cdot H_{w1} = \{ 4.0 - 0.2 \left(\frac{B}{D} \right) \} D = 11.971 \text{ kN/m}$$

$$\cdot H_{w1}' = \frac{11.971}{3.600} \times 1.270 = 4.223 \text{ kN/m}$$

· 작용높이 $h = 0.715 \text{ m}$

$$\cdot M_{w1} = 4.223 \times 0.715 = 3.020 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉠ 기타형식의 교량에 작용하는 풍하중

$$\begin{aligned} & \cdot H_{w2} = 3.000 \text{ kN/m}^2 \\ & \cdot \text{작용높이 } h = 0.715 \text{ m} \\ & \cdot M_{w2} = 3.000 \times 1.270 \times 0.715 = 2.724 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ & \therefore M_w = \text{MAX}(M_{w1}, M_{w2}) = 3.020 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

⑤ 하중조합

㉡ 계수모멘트

$$\begin{aligned} \blacksquare M_{u1} &= 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} = 32.534 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ \blacksquare M_{u2} &= 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{co} = 61.378 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ \blacksquare M_{u3} &= 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 0.65 M_w = 24.438 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ \blacksquare M_{u4} &= 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 46.081 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ \blacksquare M_{u5} &= 1.3 M_d + 1.3 M_w = 11.018 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

㉢ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 0.3 M_w = 18.195 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.117 \leq 0.25$ 인 경우)

$$\begin{aligned} h_{\min} &= (280 \cdot X + 180) = (280 \times 0.117 + 180) = 212.760 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm} \\ h_{\text{use}} &= 250.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

⑦ 단면검토

㉣ 검토조건

$$\text{설계기준강도}(f_{ck}) = 27.0 \text{ MPa}, \quad \text{인장철근 항복강도}(f_y) = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0 \text{ mm}, \quad \text{단면높이}(h) = 250.0 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60.0 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 190.0 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@100} = 1986.0 \text{ mm}^2$$

㉤ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1986.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 34.614 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1986.0 \times 400.0 \times \left(190.0 - \frac{34.614}{2} \right) = 116.609 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

㉥ 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 116.609 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 61.378 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1986.0 / (1000.0 \times 190.0) = 0.01045$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = -0.07315 + \sqrt{2 \times 0.07315 + 0.07315^2} = 0.316$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.316 \times 190.0 = 60.098$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.316/3 = 0.895$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 18.195 / (1986.0 \times 0.895 \times 190.0) = 53.902 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $60.0 - 16.0/2 = 52.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 53.902) - 2.5 \times 52.000 = 1330.985 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 53.902) = 1168.780 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1168.780 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 100.0 \text{ mm} \leq s_a = 1168.780 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 중앙부

㉦ 고정하중

$$\text{철근콘크리트} : 0.250 \text{ m} \times 25.0 \text{ kN/m}^3 = 6.250 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{아스팔트포장} : 0.080 \text{ m} \times 23.0 \text{ kN/m}^3 = 1.840 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma w_d = 8.090 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 1.800^2}{10} = 2.621 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{여기서, 계산지간}(L) = 1.800 \text{ m}$$

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 1.800} = 0.359 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(1.800+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 31.200 \text{ kN.m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 31.200 = 24.960 \text{ kN.m/m}$

③ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$M_u = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 57.071 \text{ kN.m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 27.581 \text{ kN.m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \times X + 130) = (30 \times 1.800 + 130) = 184.0 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 250.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

㉠ 검토조건

설계기준강도(f_{ck}) = 27.0MPa , 인장철근 항복강도(f_y) = 400.0MPa

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

철근 피복두께(d_c) = 40.0mm , 유효깊이(d) = 210.0mm

사용철근량(A_s) = H16@100 = 1986.0mm²

㉡ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1986.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 34.614 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1986.0 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{34.614}{2} \right) = 130.114 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

㉢ 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 130.114 \text{ kN.m} > M_u = 57.071 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

$$\bullet \text{ 탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 7.0$$

$$\bullet \text{ 철근비}(\rho) = A_s / b d = 1986.0 / (1000.0 \times 210.0) = 0.00946$$

$$\bullet \text{ 중립축}(k) = -n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = -0.06622 + \sqrt{2 \times 0.06622 + 0.06622^2} = 0.304$$

$$\bullet \text{ 중립축 거리}(x) = k \times d = 0.304 \times 210.0 = 63.765$$

$$\bullet j = 1 - k/3 = 1 - 0.304/3 = 0.899$$

$$\bullet \text{ 철근응력}(f_s) = M / (A_s \times j \times d) = 27.581 / (1986.0 \times 0.899 \times 210.0) = 73.579 \text{ MPa}$$

$$\bullet \text{ 최소 두께}(c_c) = 40.0 - 16.0/2 = 32.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c \\ &= 375 \times (210 / 73.579) - 2.5 \times 32.000 = 990.278 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 73.579) = 856.220 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\bullet \text{ 철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 856.220 \text{ mm}$$

$$\bullet \text{ 철근 평균간격 } s = 100.0 \text{ mm} \leq s_a = 856.220 \text{ mm} \text{ 이므로, } \therefore \text{O.K}$$

4) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.90으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.5】바닥판의 단면검토 결과(1구간)

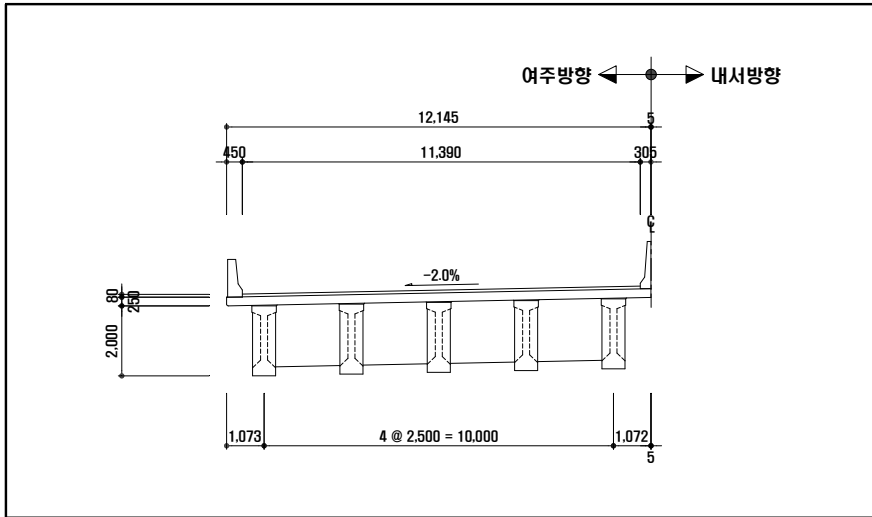
구 분	M_u (kN.m)	ΦM_n (kN.m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부(방호벽측)	46.890	116.609	2.49	O.K
캔틸레버부(중분대측)	61.378	116.609	1.90	O.K
중앙부	57.071	130.114	2.28	O.K

【표 5.6】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(1구간)

구 분	M _o (kN·m)	인장응력(f _s) (MPa)	허용응력(f _{sa}) (MPa)	철근 평균간격(s) (mm)	철근 소요중심간격(s _a) (mm)	검토 결과
캔틸레버부 (방호벽측)	6.713	19.887	240.000	100.000	3167.880	O.K
캔틸레버부 (중분대측)	18.195	53.902	240.000	100.000	1168.780	O.K
중양부	27.581	73.579	240.000	100.000	856.220	O.K

다. PSC거더 구조검토

1) 해석단면

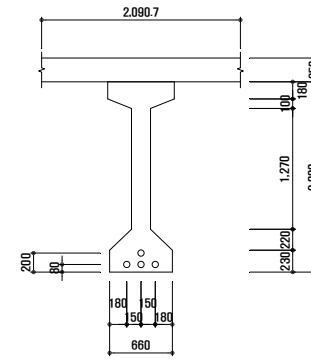


【그림 5.1】 해석단면(1구간)

2) 단면제정수

PSC거더에 대한 해석을 위해서는 프리스트레스의 도입 직후와 설계하중 작용시의 각 단계에 따라 단면들을 고려해 주어야 하므로 여기서는 PSC거더의 총단면과 쉬스를 제외한 순단면, PS강재를 콘크리트로 환산한 환산단면 및 바닥판과의 합성단면에 대해 해석에 필요한 단면제정수를 산정하였다.

① 외측거더



<바닥판 유효폭 산출근거>

$$b_f = 1,173.0 \text{ mm}$$

• 유효폭

$$b_f + 6t = 2,673.0 \text{ mm}$$

$$b_f + \text{지간의 } 1/12 = 3,598.0 \text{ mm}$$

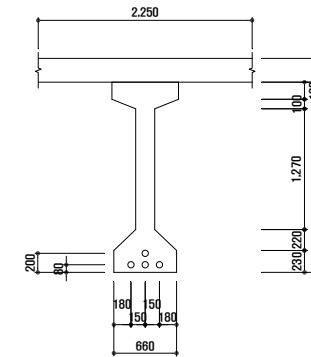
$$b_f + (\text{인접거더 순간격})/2 = 2,323.0 \text{ mm}$$

위 값 중 작은 값 선택

$$B = N_c \times 2,323.0 = 0.900 \times 2,323.0 = 2,090.7 \text{ mm}$$

여기서, N_c : 바닥판과 PSC거더의 탄성계수비

② 내측거더



<바닥판 유효폭 산출근거>

• 유효폭

$$12t + b_0 = 3,200.0 \text{ mm}$$

$$\text{지간의 } 1/4 = 7,275.0 \text{ mm}$$

$$\text{거더의 중심간 거리} = 2,500.0 \text{ mm}$$

위 값 중 작은 값 선택

$$B = N_c \times 2,500.0 = 0.900 \times 2,500.0 = 2,250.0 \text{ mm}$$

【표 5.7】단면제정수 산정(1구간)

구 분	총단면	순단면	환산단면
$A(mm^2)$	671,400	657,715	688,380
$I_c(mm^4)$	330,508,372,455	320,432,241,383	342,453,868,523
$y_t(mm)$	1,041	1,023	1,062
$y_b(mm)$	959	977	938
$y_s(mm)$	-	-	-
$e_p(mm)$	-	867	828
$Z_t(mm^3)$	317,586,111	313,222,792	322,570,920
$Z_b(mm^3)$	344,526,824	327,981,389	364,948,957
$Z_s(mm^3)$	-	-	-
$Z_p(mm^3)$	-	369,594,607	413,411,385

【표 5.7】단면제정수 산정(1구간) (계속)

구 분	합성단면	
	외측거더	내측거더
$A(mm^2)$	1,211,055	1,250,880
$I_c(mm^4)$	763,520,757,487	781,269,140,029
$y_t(mm)$	550	528
$y_b(mm)$	1,450	1,472
$y_s(mm)$	800	778
$e_p(mm)$	1,340	1,362
$Z_t(mm^3)$	1,389,480,197	1,479,600,740
$Z_b(mm^3)$	526,384,891	530,763,227
$Z_s(mm^3)$	954,996,626	1,004,167,130
$Z_p(mm^3)$	569,579,505	573,630,417

여기서, A : 단면적(mm^2)

I_c : 도심에서의 단면2차모멘트(mm^4)

y_t, y_b : 각각 도심에서 거더 상연 및 하연까지의 거리(mm)

e_p : 단면도심에서 긴장재 도심까지의 거리(mm)

y_s : 단면도심에서 바닥판 상연까지의 거리(mm)

Z_t, Z_b : 각각 도심에서 거더 상연 및 하연까지의 단면계수(mm^3)

Z_s : 단면도심에서 바닥판 상연까지의 단면계수(mm^3)

Z_p : 단면도심에서 긴장재 도심까지의 단면계수(mm^3)

3) 하중 산정

① 고정하중

합성전 고정하중은 PSC거더 자중, 콘크리트 바닥판 및 가로보 자중을 고려하였으며, 합성후 고정하중은 중분대 및 방호벽 자중, 포장하중을 고려하였다.

㉠ 합성전 고정하중

- PSC거더 자중(W_{dl})

PSC거더 및 BLOCK 자중은 각 거더별 단위길이당 하중 및 절점하중으로 입력

◦ PSC거더 중앙부 : $0.6714m^2 \times 25.0kN/m^3 = 16.785kN/m$

◦ PSC거더 단부 : $1.3274m^2 \times 25.0kN/m^3 = 33.184kN/m$

◦ BLOCK 자중 (가로보 연결부) : 8.554kN(개당)

- 바닥판 자중(W_{d2})

바닥판 자중은 각 거더별 단위길이당 등분포하중으로 입력

- 외측거더

$$0.250 \times 25.0 \times (3.573 \times 1.429 / 2) = 15.958kN/m$$

- 내측거더

$$0.250 \times 25.0 \times 2.500 = 15.625kN/m$$

• 가로보 자중(W_{d3})

가로보 자중은 점하중으로 입력

- 외측거더

◦ 중앙부

$$[1.770 \times 1.840 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020 / 2) \times 2] \times 0.300 \times 25.0 / 2$$

$$= 12.185 \text{ kN}$$

◦ 단부

$$[0.700 \times 1.840 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020 / 2) \times 2] \times 0.400 \times 25.0 / 2$$

$$= 6.403 \text{ kN}$$

◦ 연속지점부

$$[1.770 \times 1.840 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020 / 2) \times 2] \times 0.600 \times 25.0 / 2$$

$$= 24.371 \text{ kN}$$

- 내측거더

◦ 중앙부

$$12.185 \times 2 = 24.371 \text{ kN}$$

◦ 단부

$$6.403 \times 2 = 12.806 \text{ kN}$$

◦ 연속지점부

$$24.371 \times 2 = 48.742 \text{ kN}$$

㉠ 합성후 고정하중(W_{d4})

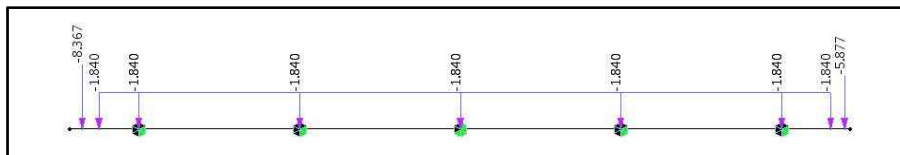
합성후 고정하중은 각 거더별 단위길이당 등분포하중으로 입력

• 횡방향 작용하중

◦ 아스콘 포장(w_p) : $0.080 \text{ m} \times 23.0 \text{ kN/m}^3 = 1.840 \text{ kN/m}^2$

◦ 방호벽(P_1) : 8.367 kN/m (캔틸레버부 끝단에서 하중 작용점까지의 거리 : 0.192 m)

◦ 중분대(P_2) : 5.877 kN/m (캔틸레버부 끝단에서 하중 작용점까지의 거리 : 0.098 m)



【그림 5.2】 합성후 고정하중의 횡분배 모델링(1구간)

• 거더별 작용하중(반력)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	비 고
$W_{d4}(\text{kN/m})$	12.311	0.949	6.601	0.077	15.265	실하중(단위길이당)

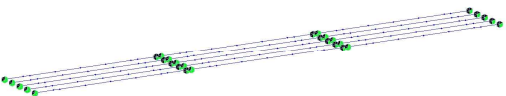
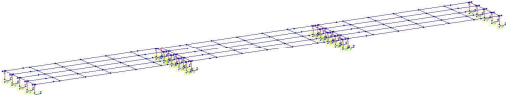
㉡ 활하중

구 분	활하중			
• 교 폭	• 12.145m			
• 지간장(L)	• 3@30.0m			
• 연석간 교폭(W_c)	• 11.390m			
• 설계 차로수(N)	• $9.1\text{m} \leq W_c < 12.8\text{m} \quad \therefore$ 3차로 재하			
• 설계 차로폭(W)	• $11.390 / 3 = 3.797\text{m} < 3.600\text{m}$ 이므로, • $\therefore W = 3.600\text{m}$			
• 충격계수(i)	• $15 / (40 + 29.100) = 0.217 < 0.300 \quad \therefore i = 0.217$ 적용			
• 활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)	
	P_m	108kN	P_f	24 kN
	P_s	156kN	P_r	96 kN
	W_ℓ	12.7kN/m		
• 재하방법	• 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용 • DB-24, DL-24 재하 • DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 독립적으로 1~3개 차로에 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하 • 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교 설계기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75%			

4) 모델링

해석모델은 3차원 격자모델을 적용하였으며 시공단계별로 대상교량의 실제 강성과 최대한 근접할 수 있도록 모델링하였다. 기타 세부 내용은 다음과 같다.

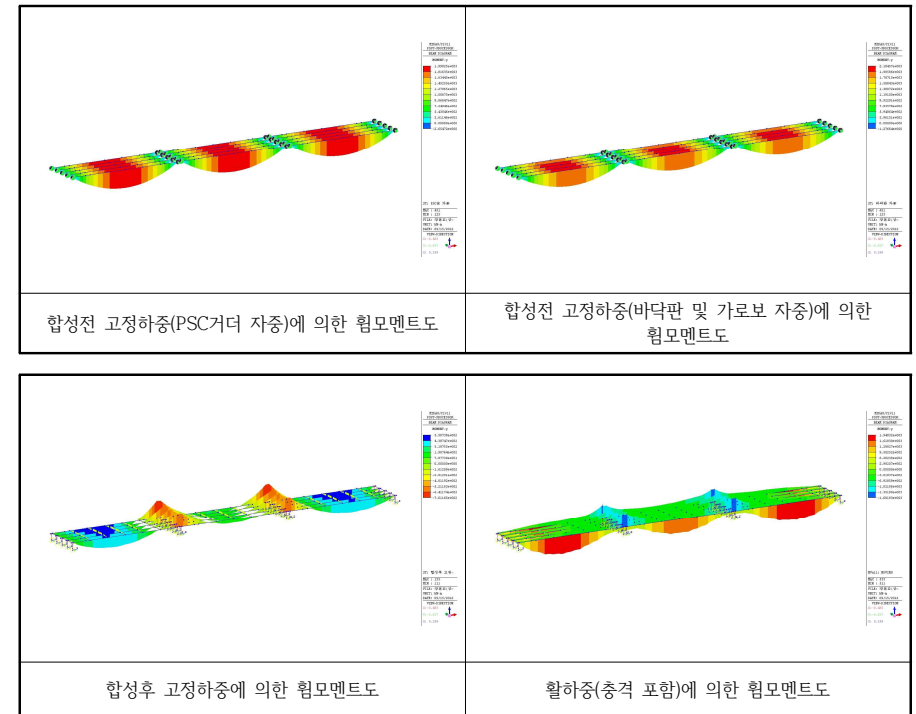
- 대상 교량은 활하중 합성형 교량이므로 시공단계별 해석을 하여야 하며, 이를 감안하여 합성전과 합성후 단계로 나누어 모델링하였다.
- 합성전 모델링시 PSC거더는 Frame Element로 해석모델에 반영하였으나 콘크리트 바닥판 및 가로보는 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할을 하므로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였으며, 합성후 모델링시 고려되는 하중으로는 합성후 고정하중과 설계활하중이 있다. 설계활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 옵션을 사용하였으며 도로교설계기준(2010년)을 참조하여 가장 불리한 하중조건이 되도록 설정하였다.

구 분	모 델 링	비 고
해석모델		■ 합성전 모델 • 단순보
		■ 합성후 모델 • 3경간 연속교

【그림 5.3】 해석모델링(1구간)

5) 구조해석 결과

① 단면력도



【그림 5.4】 단면력도(1구간)

② 하중조건별 단면력 산정결과

【표 5.8】 하중조건별 단면력 산정결과(1구간)

구 분	휨모멘트(kN·m)		비 고
	외측거더	내측거더	
합성전 고정하중 (PSC거더 자중)	1,938.524	1,938.524	
합성전 고정하중 (바닥판+가로보 자중)	1,892.139	2,109.081	
합성후 고정하중	558.738	507.017	
활하중(충격 포함)	1,892.545	1,547.545	

6) 허용응력법에 의한 PSC거더의 응력 검토

힘응력 검토는 최대 정모멘트가 발생하는 부위의 내·외측 거더에 대해서 수행하였으며 압축을 정(+)으로 하고 인장을 부(-)로 하여 검토하였다.

① 힘응력 산정

㉠ 외측거더

【표 5.9】 외측거더 힘응력 산정결과(1구간)

구 분		힘모멘트 (kN · m)	단면계수 (mm ³)	콘크리트 단면 휨응력(MPa)				PS강연선 (MPa)
				바닥판	PSC거더			
					상 연	상 연	하 연	
고정 하중	거더 자중	1,938.524	313,222,792		6.189			
			327,981,389			-5.910		
			369,594,607				-5.245	
	합성전 고정하중	1,892.139	322,570,920		5.866			
			364,948,957			-5.185		
			413,411,385				-4.577	29.622
	합성후 고정하중	558.738	1,389,480,197		0.402			
			526,384,891			-1.060		
			954,996,626	0.585				
			569,579,505				-0.981	6.349
활하중	1,892.545	1,389,480,197		1.362				
		526,384,891			-3.595			
		954,996,626	1.982					
		569,579,505				-3.323	21.505	
합 계		6,281.946		2.567	13.819	-15.751	-14.126	57.476

㉡ 내측거더

【표 5.10】 내측거더 힘응력 산정결과(1구간)

구 분		휨모멘트 (kN · m)	단면계수 (mm ³)	콘크리트 단면 휨응력(MPa)				PS강연선 (MPa)
				바닥판	PSC거더			
					상 연	상 연	하 연	
고정 하중	거더 자중	1938.524	313,222,792		6.189			
			327,981,389			-5.910		
			369,594,607				-5.245	
	합성전 고정하중	2109.081	322,570,920		6.538			
			364,948,957			-5.779		
			413,411,385				-5.102	33.018
	합성후 고정하중	507.017	1,479,600,740		0.343			
			530,763,227			-0.955		
			1,004,167,130	0.505				
			573,630,417				-0.884	5.720
활하중	1547.545	1,479,600,740		1.046				
		530,763,227			-2.916			
		1,004,167,130	1.541					
		573,630,417				-2.698	17.460	
합 계		6102.167		2.046	14.116	-15.560	-13.929	56.198

② 프리스트레스의 산정

준공도면에 나타난 PS강재의 기하학적 특성 및 긴장력과 경간 중앙부의 프리스트레스 손실량을 계산하면 다음과 같다.

㉠ 프리스트레스 도입 직후의 손실 및 초기 프리스트레스 산정

- 초기 프리스트레스(긴장력은 준공도면의 긴장력 사용)

강선 번호	긴장순서	긴장력(kN)	긴장응력(MPa)
1	1	1632.000	1377.773
2	2	1574.000	1328.808
3	3	1511.000	1275.622
4	4	1449.000	1223.280
평 균		1541.500	1301.371

$$f_{pt1} = 1301.371 \text{ MPa} \quad (0.9 f_{py} \text{ 의 } 90\%)$$

- PS강연선과 SHEATH 사이의 마찰에 의한 손실량

$$x = L / 2 = 29.670 / 2 = 14.835 \text{ m} : \text{정착단에서 거더중심까지의 강연선의 평균길이}$$

$$kx + \mu \alpha = 0.005 \times 14.835 + 0.25 \times 0.105686 = 0.100597$$

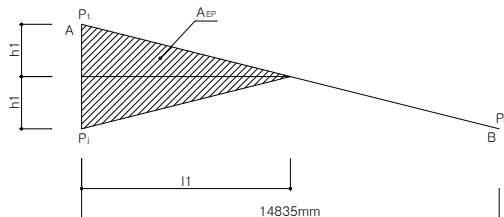
$$\Delta f_{pf} = f_{pt1} (1 - e^{-(kx + \mu \alpha)}) = 1301.371 \times (1 - e^{-0.100597}) = 124.500 \text{ MPa}$$

- 정착장치 활동에 의한 손실량

$$\Delta \ell = \frac{A_{EP}}{A_p \times E_p}$$

$$\therefore A_{EP} = \Delta \ell (A_p E_p) = 6.000 \times (98.71 \times 12 \times 4 \text{ ea} \times 200000) = 5685696000 \text{ N.mm}$$

- 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.



$$P_t = 1301.371 \times 4 \times (98.71 \times 12) = 6166000 \text{ N}$$

$$P_B = (1301.371 - 124.500) \times (98.71 \times 12) \times 4 = 5576109 \text{ N}$$

$$\Delta P_t = P_t - P_B = 6166000 - 5576109 = 589891 \text{ N}$$

$$\ell_1 : h_1 = 14835 : 589891$$

$$h_1 = 589891 / 14835 \times \ell_1$$

$$A_{EP} = 1/2 \times \ell_1 \times h_1 \times 2 \text{ ea} = 589891 / 14835 \times \ell_1^2$$

$$\ell_1 = 11958 \text{ mm} < 14835 \text{ mm}$$

$\therefore$ 정착부의 세트량에 의한 손실은 중앙단면에는 영향이 미치지 않는다.

- 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times (f_{ctg} + f_{dog})$$

여기서,

$$E_p = \text{PS강재의 탄성계수}$$

$$E_{ci} = 8500 \times \sqrt[3]{f_{ci}} = 8500 \times \sqrt[3]{32.00} = 27000 \text{ MPa}$$

f_{cir} : 정착 직후 PSC거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 중심에서의 콘크리트 응력으로서 f_{cir} 은 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산한다.

f_{ctg} : 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치의 응력

f_{dog} : PSC거더 자중에 의한 PS강연선 도심위치의 응력

$$f_{pt} = f_{pt1} - \Delta f_{pf} - \Delta f_{ps}$$

$$= 1301.371 - 124.500 - 0.000 = 1176.871 \text{ MPa}$$

$$P'_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1176.871 \times (98.71 \times 12) \times 4 = 5576109 \text{ N}$$

$$f_{ctg} = \frac{P'_t}{A_c} + \frac{P'_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} = 21.558 \text{ MPa} \text{ (압축)}$$

$$f_{dog} = \frac{M_d}{Z_{p2}} = -5.245 \text{ MPa} \text{ (인장)}$$

$$f_{cir} = (N - 1) / N \times f_{ctg} + f_{dog} = 10.924 \text{ MPa}$$

$$\therefore \Delta f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cir} = 40.459 \text{ MPa}$$

- PS강연선의 초기응력

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

$$= 1301.371 - 124.500 - 0.000 - 40.459 = 1136.412 \text{ MPa}$$

$$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1136.412 \times (98.71 \times 12 \times 4) = 538441 \text{ N}$$

- 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

- 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

$$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1136.412 \times (98.71 \times 12 \times 4) = 538441 \text{ N}$$

$$\text{상연응력 } f_{ct} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times (-e_{p2})}{Z_{t2}} = -6.717 \text{ MPa}$$

$$\text{하연응력 } f_{cb} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times (e_{p2})}{Z_{b2}} = 22.420 \text{ MPa}$$

- PSC거더 자중에 의한 콘크리트 응력

$$\text{상연응력 } f_{ct} = \frac{M_d}{Z_{t2}} = 6.189 \text{ MPa}$$

$$\text{하연응력 } f_{cb} = \frac{M_d}{Z_{b2}} = 5.910 \text{ MPa}$$

- 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

$$\text{상연응력 } f_{ct} = -6.717 + 6.189 = -0.528 \text{ MPa}$$

$$\text{하연응력 } f_{cb} = 22.420 - 5.910 = 16.510 \text{ MPa}$$

㉠ 프리스트레싱 후 시간에 따라 발생하는 손실 및 유효 프리스트레스 산정

- 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{psh} = 0.80 (119 - 1.050 H_r)$$

여기서, H_r 은 주위의 연간 평균 상대습도(%)이다.

국내 연간 평균 상대습도 70%를 적용하면 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량은 다음과 같다.

$$\therefore \Delta f_{psh} = 0.80 \times (119.0 - 1.050 \times 70) = 36.400 \text{ MPa}$$

- 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

$$\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds}$$

여기서, f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강연선 도심위치에서의 콘크리트 응력

- 외측거더

$$f_{cir} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}} = 15.573 \text{ MPa}$$

$$f_{cds} = 4.577 + 0.981 = 5.558 \text{ MPa} \text{ (휨응력 참조)}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 15.573 - 7 \times 5.558 = 147.970 \text{ MPa}$$

- 내측거더

$$f_{cir} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}} = 15.573 \text{ MPa}$$

$$f_{cds} = 5.102 + 0.884 = 5.986 \text{ MPa} \text{ (휨응력 참조)}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 15.573 - 7 \times 5.986 = 144.974 \text{ MPa}$$

- PS강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량

인장강도 1,750 - 1,900 MPa인 강연선(저 릴랙세이션 강연선)

- 외측거더

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \Delta f_{pf} - 0.1 \Delta f_{pel} - 0.05 (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

$$= 35 - 0.07 \times 124.500 - 0.1 \times 40.459 - 0.05 \times (36.400 + 147.970)$$

$$= 13.021 \text{ MPa}$$

- 내측거더

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \Delta f_{pf} - 0.1 \Delta f_{pel} - 0.05 (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

$$= 35 - 0.07 \times 124.500 - 0.1 \times 40.459 - 0.05 \times (36.400 + 144.974)$$

$$= 13.170 \text{ MPa}$$

• PS강연선의 유효 인장응력

- 외측거더

$$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr} \\ = 1136.412 - 36.400 - 147.970 - 13.021 = 939.021 \text{ MPa}$$

- 내측거더

$$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr} \\ = 1136.412 - 36.400 - 144.974 - 13.170 = 941.868 \text{ MPa}$$

• PS강연선의 유효계수

- 외측거더

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{939.021}{1136.412} = 0.826$$

- 내측거더

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{941.868}{1136.412} = 0.829$$

• 유효 프리스트레스

- 외측거더

$$\text{상연응력 } f_{\alpha e} = \eta \times f_{\alpha t} = 0.826 \times (-6.717) = -5.548 \text{ MPa}$$

$$\text{하연응력 } f_{\alpha e} = \eta \times f_{\alpha b} = 0.826 \times 22.420 = 18.519 \text{ MPa}$$

- 내측거더

$$\text{상연응력 } f_{\alpha e} = \eta \times f_{\alpha t} = 0.829 \times (-6.717) = -5.568 \text{ MPa}$$

$$\text{하연응력 } f_{\alpha e} = \eta \times f_{\alpha b} = 0.829 \times 22.420 = 18.586 \text{ MPa}$$

③ PSC거더의 안전성 검토결과

㉠ 외측거더

【표 5.11】 외측거더의 휨응력 검토결과(1구간)

구 분		프리스트레스 도입 직후(MPa)			설계하중 작용시(MPa)		
		프리스트레스	PSC거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중+ 활하중)	계
PSC거더	상연	-6.717	6.189	-0.528	-5.548	13.819	8.271
	하연	22.420	-5.910	16.510	18.519	-15.751	2.768
허용응력		-1.41(인장) < 계 < 19.20(압축)			0.00(인장) < 계 < 18.00(압축)		
최소안전율		$\frac{f_a}{f} = \frac{18.000}{8.217} = 2.19$					

주) (+) : 압축, (-) : 인장

㉡ 내측거더

【표 5.12】 내측거더의 휨응력 검토결과(1구간)

구 분		프리스트레스 도입 직후(MPa)			설계하중 작용시(MPa)		
		프리스트레스	PSC거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중+ 활하중)	계
PSC거더	상연	-6.717	6.189	-0.528	-5.568	14.116	8.548
	하연	22.420	-5.910	16.510	18.586	-15.560	3.026
허용응력		-1.41(인장) < 계 < 19.20(압축)			0.00(인장) < 계 < 18.00(압축)		
최소안전율		$\frac{f_a}{f} = \frac{18.000}{8.548} = 2.11$					

주) (+) : 압축, (-) : 인장

허용응력법에 의한 PSC거더의 응력 검토결과, 거더 상·하연에 발생하는 최대응력은 허용
응력 이내로 검토되었으며, PSC거더는 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

7) 강도설계법에 의한 PSC거더의 단면검토

① 외측거더

$$b = 2323.0 \text{ mm} , \quad b_0 = 200.0 \text{ mm} , \quad t = 250.0 \text{ mm}$$

$$d_p = 2000.0 + 250.0 - 110.0 = 2140.0 \text{ mm}$$

$$A_p = 98.71 \times 12 \text{ ea} \times 4 \text{ ea} = 4738.1 \text{ mm}^2$$

$$f_{ck} = 40.0 \text{ MPa} , \quad f_{pu} = 1900.0 \text{ MPa}$$

$$\gamma_p = 0.280 , \quad \beta_1 = 0.766 , \quad \rho_p = 0.00095$$

㉠ PS강재의 응력(f_{ps})

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}} \right] \\ &= 1900.0 \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \frac{0.00095 \times 1900.0}{40.0} \right] \\ &= 1868.6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

㉡ 콘크리트 응력 사각형 깊이 산정(a)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f_{ck} b} \\ &= \frac{4738.1 \times 1868.6}{0.85 \times 40.0 \times 2323.0} \\ &= 112.1 \text{ mm} < t = 250.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형 단면} \end{aligned}$$

㉢ 설계 휨강도(ϕM_n)

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \{ A_p f_{ps} (d_p - a / 2) \} \\ &= 0.85 \times 4738.1 \times 1868.6 \times (2140.0 - 112.1 / 2) = 16104.290 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

㉤ 계수 모멘트(M_u)

$$M_u = 1.30 \times (1938.524 + 1892.139 + 558.738) + 2.15 \times 1892.545 = 9775.193 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{㉥ 안전율} = \phi M_n / M_u = 16104.290 / 9775.193 = 1.65 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 내측거더

$$b = 2500.0 \text{ mm} , \quad b_0 = 200.0 \text{ mm} , \quad t = 250.0 \text{ mm}$$

$$d_p = 2000.0 + 250.0 - 110.0 = 2140.0 \text{ mm}$$

$$A_p = 98.71 \times 12 \text{ ea} \times 4 \text{ ea} = 4738.1 \text{ mm}^2$$

$$f_{ck} = 40.0 \text{ MPa} , \quad f_{pu} = 1900.0 \text{ MPa}$$

$$\gamma_p = 0.280 , \quad \beta_1 = 0.766 , \quad \rho_p = 0.00089$$

㉠ PS강재의 응력(f_{ps})

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}} \right] \\ &= 1900.0 \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \frac{0.00089 \times 1900.0}{40.0} \right] \\ &= 1870.8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

㉡ 콘크리트 응력 사각형 깊이 산정(a)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f_{ck} b} \\ &= \frac{4738.1 \times 1870.8}{0.85 \times 40.0 \times 2500.0} \\ &= 104.3 \text{ mm} < t = 250.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형 단면} \end{aligned}$$

㉢ 설계 휨강도(ϕM_n)

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \{ A_p f_{ps} (d_p - a / 2) \} \\ &= 0.85 \times 4738.1 \times 1870.8 \times (2140.0 - 104.3 / 2) = 16123.476 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

㉤ 계수 모멘트(M_u)

$$M_u = 1.30 \times (1938.524 + 2109.081 + 507.017) + 2.15 \times 1547.545 = 9248.230 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{㉥ 안전율} = \phi M_n / M_u = 16123.476 / 9248.230 = 1.74 \quad \therefore \text{O.K}$$

③ PSC거더의 안전성 검토결과

【표 5.13】PSC거더의 단면검토 결과(1구간)

구 분	M_u (kN·m)	ϕM_n (kN·m)	안 전 율	비 고
외측거더	9775.193	16104.290	1.65	O.K
내측거더	9248.230	16123.476	1.74	O.K

강도설계법에 의한 PSC거더의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.65으로 산정되어 PSC거더는 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

라. 교량받침용량 검토

【표 5.14】교량받침용량 검토(1구간)

구 분		합성전 고정하중(kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	받침 용량 (kN)	검토 결과	
		PSC거더	바닥판						
P10	SH01	310.038	275.438	70.750	356.633	1012.859	1,350	O.K	
	SH02	310.038	307.327	63.186	333.242	1013.793	1,350	O.K	
	SH03	310.038	307.327	67.448	340.822	1025.635	1,350	O.K	
	SH04	310.038	307.327	76.819	331.535	1025.719	1,350	O.K	
	SH05	310.038	275.438	122.338	332.975	1040.789	1,350	O.K	
P11	A1측	SH01	310.038	293.406	101.238	316.804	1021.486	1,350	O.K
		SH02	310.038	343.263	100.597	265.108	1019.006	1,350	O.K
		SH03	310.038	343.263	110.060	248.835	1012.196	1,350	O.K
		SH04	310.038	343.263	133.166	258.860	1045.327	1,350	O.K
		SH05	310.038	293.406	171.495	304.312	1079.251	1,350	O.K
	A2측	SH01	310.038	293.406	77.050	296.750	977.244	1,350	O.K
		SH02	310.038	343.263	74.004	244.563	971.868	1,350	O.K
		SH03	310.038	343.263	81.226	230.492	965.019	1,350	O.K
		SH04	310.038	343.263	102.188	238.571	994.060	1,350	O.K
		SH05	310.038	293.406	138.782	284.270	1026.496	1,350	O.K
P12	A1측	SH01	310.038	293.406	77.378	293.896	974.718	1,350	O.K
		SH02	310.038	343.263	74.237	243.284	970.822	1,350	O.K
		SH03	310.038	343.263	81.310	230.939	965.550	1,350	O.K
		SH04	310.038	343.263	102.082	237.294	992.677	1,350	O.K
		SH05	310.038	293.406	138.225	281.536	1023.205	1,350	O.K
	A2측	SH01	310.038	293.406	99.977	324.215	1027.636	1,350	O.K
		SH02	310.038	343.263	99.883	265.061	1018.245	1,350	O.K
		SH03	310.038	343.263	110.056	249.463	1012.820	1,350	O.K
		SH04	310.038	343.263	133.880	258.335	1045.516	1,350	O.K
		SH05	310.038	293.406	172.959	311.252	1087.655	1,350	O.K
P13	SH01	310.038	275.438	70.334	358.553	1014.363	1,350	O.K	
	SH02	310.038	307.327	61.807	334.408	1013.580	1,350	O.K	
	SH03	310.038	307.327	67.445	340.840	1025.650	1,350	O.K	
	SH04	310.038	307.327	78.183	334.886	1030.434	1,350	O.K	
	SH05	310.038	275.438	122.710	334.872	1043.058	1,350	O.K	

주) 반력 발생방향이 하향을 정(+), 상향을 부(-)로 표기함.

교량받침용량에 대한 검토결과, 현재 설치되어 있는 받침의 용량이 최대 발생반력값보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

5.2.2 2구간(2@30.0m)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 2경간 연속 PSC 거더교
- ② 교량연장 : $L = 2@30.0m = 60.000m$
- ③ 교량폭원 : 12.145m
- ④ 거더간격 : 2.500m(5개)
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

㉠ 바닥판

- 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0MPa$

- 탄성계수 : $E_c = 8500^3 \sqrt{f_{cu}} = 27,800MPa$

$$\text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35.0MPa$$

$$\text{단위중량 : } \gamma_c = 25.0kN/m^3$$

㉡ PSC거더

- 설계기준강도 : $f_{ck} = 40.0MPa$

- 탄성계수 : $E_c = 8,500^3 \sqrt{f_{cu}} = 30,900MPa$

$$\text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 8 = 40 + 8 = 48.0MPa$$

- 단위중량 : $\gamma_c = 25.0kN/m^3$

- 프리스트레스 도입시 콘크리트 압축강도 : $f_{ci} = 0.8 f_{ck} = 32.0MPa$

• 허용응력

- 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

$$\text{허용 휨압축응력 : } 0.60 f_{ci} = 19.20MPa$$

$$\text{허용 휨인장응력 : } 0.25 \sqrt{f_{ci}} = 1.41MPa$$

- 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력
 허용 휨압축응력 : $0.45 f_{ck} = 18.00\text{MPa}$
 허용 휨인장응력 : 0.00MPa
- 균열응력
 보통콘크리트 : $0.63 \sqrt{f_{ck}} = 3.98\text{MPa}$

② 철근

㉠ 바닥판(SD400)

- 항복강도 : $f_y = 400.0\text{MPa}$
 - 탄성계수 : $E_s = 200,000\text{MPa}$
- ### ㉡ PSC거더(SD300)
- 항복강도 : $f_y = 300.0\text{MPa}$
 - 탄성계수 : $E_s = 200,000\text{MPa}$

③ PS강재

㉠ PS강재의 종류 및 단면적

KS D 7002_88 SWPC 7B 12 Strand $\Phi 12.7\text{mm}$ - 4Cable

$A = 98.71\text{mm}^2$ (Strand 1개당 단면적)

$A = 1184.52\text{mm}^2$ (Cable 1개당 단면적)

- ㉡ 항복강도 : $f_{py} = 1,600\text{MPa}$
- ㉢ 인장강도 : $f_{pu} = 1,900\text{MPa}$
- ㉣ 탄성계수 : $E_p = 200,000\text{MPa}$
- ㉤ 허용응력

- 정착후 정착부에서의 응력 : $0.7 f_{pu} = 1,330.00\text{MPa}$
- 정착장치의 활동에 의한 손실구역의 끝부분에서의 응력 : $0.83 f_{py} = 1,328.00\text{MPa}$
- 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력 : $0.80 f_{py} = 1,280.00\text{MPa}$

㉥ 마찰계수

- Duct Size : $\Phi 66\text{mm}$
- 곡률 마찰계수 : $\mu = 0.25 / \text{radian}$
- 파상 마찰계수 : $k = 0.005 / \text{m}$
- ㉦ 정착시 슬립량 : 6.0mm

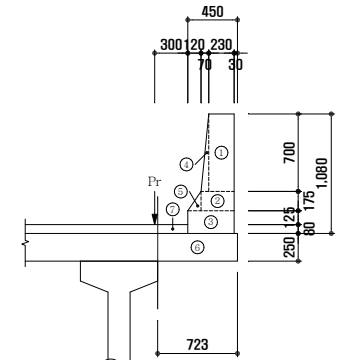
나. 바닥판 구조검토

합성형교에서 바닥판으로 작용할 경우(교축직각방향)에 대하여 도로교설계기준(2010년) 등의 적용기준에 따라 구조검토를 수행하였다.

1) 캔틸레버부(방호벽측)

㉠ 고정하중

NO.	힘모멘트(kN·m)	
①	$0.230 \times 0.700 \times 25.0 \times 0.578 =$	2.326
②	$0.300 \times 0.175 \times 25.0 \times 0.543 =$	0.713
③	$0.420 \times 0.205 \times 25.0 \times 0.483 =$	1.040
④	$0.070 \times 0.700 / 2 \times 25.0 \times 0.440 =$	0.269
⑤	$0.120 \times 0.175 / 2 \times 25.0 \times 0.353 =$	0.093
소 계(방호벽)		4.441
⑥	$0.723 \times 0.250 \times 25.0 \times 0.362 =$	1.634
⑦	$0.273 \times 0.080 \times 23.0 \times 0.137 =$	0.069
계(M_D)		6.144



㉡ 활하중

㉠ 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.000 + 1.14 = 1.140\text{m}$$

여기서, $X = 0.000\text{m}$

㉡ 활하중(DB-24 : $P_r = 96\text{kN}$)

$$i = \frac{15}{40+L} = \frac{15}{40+0.000} = 0.375 > 0.300 \text{ 이므로, } i = 0.300 \text{ 적용}$$

$$\therefore M_{(\ell+i)} = \frac{P \cdot X}{E} (1+i) = \frac{96.0 \times 0.000}{1.140} \times (1+0.300) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉢ 차량 충돌하중

㉠ 수평충돌력 H가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m 마다 작용시

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (110/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 27.708\text{kN/m}$$

$$\text{작용높이 } h = 1.080\text{m}$$

$$M_{\text{col}} = H \times h = 27.708 \times 1.080 = 29.925\text{kN.m/m}$$

㉠ 방호벽 상단에 횡방향으로 $H = 20.000 \text{ kN/m}$ 의 수평하중 재하시

· 작용높이 $h = 1.080 \text{ m}$

· $M_{co2} = H \times h = 20.000 \times 1.080 = 21.600 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

㉡ 곡선반경 $R > 200 \text{ m}$ 이므로 M_{co1} 과 M_{co2} 중에서 큰 값을 적용

$\therefore M_{co} = \text{MAX}(M_{co1}, M_{co2}) = 29.925 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

④ 풍하중

㉠ 판형교에 작용하는 풍하중

· $B = 12.145 \text{ m}$, $D = 3.330 \text{ m}$

· $\frac{B}{D} = \frac{12.145}{3.330} = 3.647$

· $H_{w1} = \{4.0 - 0.2(\frac{B}{D})\} D = 10.891 \text{ kN/m}$

· $H_{w1}' = \frac{10.891}{3.330} \times 1.000 = 3.271 \text{ kN/m}$

· 작용높이 $h = 0.580 \text{ m}$

· $M_{w1} = 3.271 \times 0.580 = 1.897 \text{ kN}\cdot\text{m}$

㉡ 기타형식의 교량에 작용하는 풍하중

· $H_{w2} = 3.000 \text{ kN/m}^2$

· 작용높이 $h = 0.580 \text{ m}$

· $M_{w2} = 3.000 \times 1.000 \times 0.580 = 1.740 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$\therefore M_w = \text{MAX}(M_{w1}, M_{w2}) = 1.897 \text{ kN}\cdot\text{m}$

⑤ 하중조합

㉠ 계수모멘트

■ $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 7.987 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

■ $M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 46.890 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

■ $M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 9.220 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

■ $M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 45.559 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

■ $M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.453 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

㉠ 사용모멘트

■ $M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 6.713 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.00 \leq 0.25$ 인 경우)

$h_{\min} = (280 \cdot X + 180) = (280 \times 0.000 + 180) = 180.0 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$

$h_{\text{use}} = 250.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

⑦ 단면검토

㉠ 검토조건

설계기준강도(f_{ck}) = 27.0MPa , 인장철근 항복강도(f_y) = 400.0MPa

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

철근 피복두께(d_c) = 60.0mm , 유효깊이(d) = 190.0mm

사용철근량(A_s) = H16@100 = 1986.0mm²

㉡ 설계휨강도 산정

$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1986.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 34.614 \text{ mm}$

$\Phi M_n = \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$
 $= 0.85 \times 1986.0 \times 400.0 \times \left(190.0 - \frac{34.614}{2} \right) = 116.609 \text{ kN}\cdot\text{m}$

㉢ 휨모멘트 검토

$\Phi M_n = 116.609 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 46.890 \text{ kN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

⑧ 사용성(균열) 검토

· 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$

· 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1986.0 / (1000.0 \times 190.0) = 0.01045$

· 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = -0.07315 + \sqrt{2 \times 0.07315 + 0.07315^2} = 0.316$

· 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.316 \times 190.0 = 60.098$

· $j = 1 - k/3 = 1 - 0.316/3 = 0.895$

· 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 6.713 / (1986.0 \times 0.895 \times 190.0) = 19.887 \text{ MPa}$

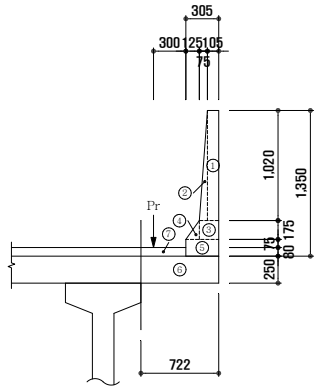
· 최소 두께(c_c) = $60.0 - 16.0/2 = 52.000 \text{ mm}$

- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 19.887) - 2.5 \times 52.000 = 3829.873 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 19.887) = 3167.880 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 3167.880 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 100.0 \text{ mm} \leq s_a = 3167.880 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

2) 캔틸레버부(중분대측)

① 고정하중

NO.	힘모멘트(kN·m)	
①	$0.105 \times 1.020 \times 25.0 \times 0.670 =$	1.793
②	$0.180 \times 0.175 \times 25.0 \times 0.632 =$	0.498
③	$0.305 \times 0.155 \times 25.0 \times 0.570 =$	0.673
④	$0.075 \times 1.020 / 2 \times 25.0 \times 0.592 =$	0.566
⑤	$0.125 \times 0.175 / 2 \times 25.0 \times 0.500 =$	0.137
소 계(중분대)		3.667
⑥	$0.722 \times 0.250 \times 25.0 \times 0.361 =$	1.629
⑦	$0.417 \times 0.080 \times 23.0 \times 0.209 =$	0.160
계(M_D)		5.456



② 활하중

㉠ 운하중 분포폭

$$\cdot E = 0.8 X + 1.14 = 0.8 \times 0.117 + 1.14 = 1.234 \text{ m}$$

여기서, $X = 0.117 \text{ m}$

㉡ 활하중(DB-24 : $P_f = 96 \text{ kN}$)

$$\cdot i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.117} = 0.374 > 0.300 \text{ 이므로, } i = 0.300 \text{ 적용}$$

$$\therefore M_{(l+i)} = \frac{P \cdot X}{E} (1 + i) = \frac{96.0 \times 0.117}{1.234} \times (1 + 0.300) = 11.833 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③ 차량 충돌하중

㉠ 수평충돌력 H가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 마다 작용시

$$\cdot H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (110/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 27.708 \text{ kN/m}$$

$$\cdot \text{작용높이 } h = 1.080 \text{ m}$$

$$\cdot M_{co1} = H \times h = 27.708 \times 1.080 = 29.925 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 중분대 상단에 횡방향으로 $H = 20.000 \text{ kN/m}$ 의 수평하중 재하시

$$\cdot \text{작용높이 } h = 1.350 \text{ m}$$

$$\cdot M_{co2} = H \times h = 20.000 \times 1.350 = 27.000 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉢ 곡선반경 $R > 200 \text{ m}$ 이므로 M_{co1} 과 M_{co2} 중에서 큰 값을 적용

$$\therefore M_{co} = \text{MAX}(M_{co1}, M_{co2}) = 29.925 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중

㉠ 판형교에 작용하는 풍하중

$$\cdot B = 12.145 \text{ m}, \quad D = 3.600 \text{ m}$$

$$\cdot \frac{B}{D} = \frac{12.145}{3.600} = 3.374$$

$$\cdot H_{w1} = \{ 4.0 - 0.2 \left(\frac{B}{D} \right) \} D = 11.971 \text{ kN/m}$$

$$\cdot H_{w1}' = \frac{11.971}{3.600} \times 1.270 = 4.223 \text{ kN/m}$$

$$\cdot \text{작용높이 } h = 0.715 \text{ m}$$

$$\cdot M_{w1} = 4.223 \times 0.715 = 3.020 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉡ 기타형식의 교량에 작용하는 풍하중

$$\cdot H_{w2} = 3.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\cdot \text{작용높이 } h = 0.715 \text{ m}$$

$$\cdot M_{w2} = 3.000 \times 1.270 \times 0.715 = 2.724 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_w = \text{MAX}(M_{w1}, M_{w2}) = 3.020 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

⑤ 하중조합

㉠ 계수모멘트

- $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} = 32.534 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{co} = 61.378 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 0.65 M_w = 24.438 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 46.081 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 11.018 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

㉡ 사용모멘트

- $M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 0.3 M_w = 18.195 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.117 \leq 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (280 \cdot X + 180) = (280 \times 0.117 + 180) = 212.760 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 250.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

㉠ 검토조건

$$\text{설계기준강도}(f_{dk}) = 27.0 \text{ MPa} , \quad \text{인장철근 항복강도}(f_y) = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0 \text{ mm} , \quad \text{단면높이}(h) = 250.0 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60.0 \text{ mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 190.0 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@100} = 1986.0 \text{ mm}^2$$

㉡ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{dk} \cdot b} = \frac{1986.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 34.614 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1986.0 \times 400.0 \times \left(190.0 - \frac{34.614}{2} \right) = 116.609 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉢ 힘모멘트 검토

$$\phi M_n = 116.609 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 61.378 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1986.0 / (1000.0 \times 190.0) = 0.01045$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = -0.07315 + \sqrt{2 \times 0.07315 + 0.07315^2} = 0.316$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.316 \times 190.0 = 60.098$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.316/3 = 0.895$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 18.195 / (1986.0 \times 0.895 \times 190.0) = 53.902 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $60.0 - 16.0/2 = 52.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 53.902) - 2.5 \times 52.000 = 1330.985 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 53.902) = 1168.780 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1168.780 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 100.0 \text{ mm} \leq s_a = 1168.780 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 중앙부

① 고정하중

$$\text{철근콘크리트} : 0.250 \text{ m} \times 25.0 \text{ kN/m}^3 = 6.250 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{아스팔트포장} : 0.080 \text{ m} \times 23.0 \text{ kN/m}^3 = 1.840 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma w_d = 8.090 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 1.800^2}{10} = 2.621 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{여기서, 계산지간}(L) = 1.800 \text{ m}$$

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 1.800} = 0.359 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(1.800+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 31.200 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 31.200 = 24.960 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$M_u = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} = 57.071 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} = 27.581 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 1.800 + 130) = 184.0 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 250.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

㉠ 검토조건

$$\text{설계기준강도}(f_{ck}) = 27.0 \text{ MPa} \quad , \quad \text{인장철근 항복강도}(f_y) = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0 \text{ mm} \quad , \quad \text{단면높이}(h) = 250.0 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 40.0 \text{ mm} \quad , \quad \text{유효깊이}(d) = 210.0 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@100} = 1986.0 \text{ mm}^2$$

㉡ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1986.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 34.614 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1986.0 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{34.614}{2} \right) = 130.114 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉢ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 130.114 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 57.071 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1986.0 / (1000.0 \times 210.0) = 0.00946$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = -0.06622 + \sqrt{2 \times 0.06622 + 0.06622^2} = 0.304$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.304 \times 210.0 = 63.765$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.304/3 = 0.899$

- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 27.581 / (1986.0 \times 0.899 \times 210.0) = 73.579 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0 / 2 = 32.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 73.579) - 2.5 \times 32.000 = 990.278 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 73.579) = 856.220 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 856.220 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 100.0 \text{ mm} \leq s_a = 856.220 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

4) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.90으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.15】바닥판의 단면검토 결과(2구간)

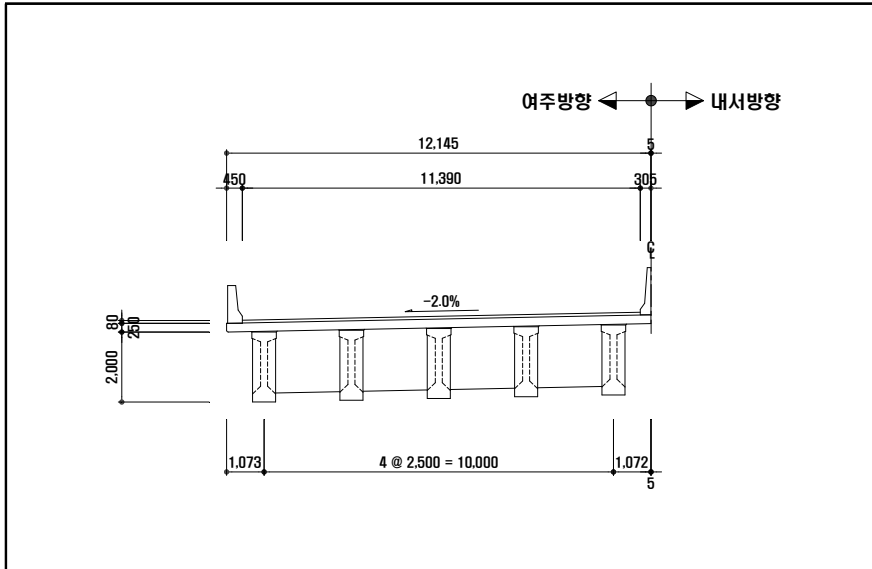
구 분	M_u (kN.m)	ϕM_n (kN.m)	안전율 ($\phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부(방호벽측)	46.890	116.609	2.49	O.K
캔틸레버부(중분대측)	61.378	116.609	1.90	O.K
중앙부	57.071	130.114	2.28	O.K

【표 5.16】바닥판의 사용성(균열) 검토결과(2구간)

구 분	M_o (kN.m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	철근 평균간격(s) (mm)	철근 소요중심간격(s_a) (mm)	검토 결과
캔틸레버부 (방호벽측)	6.713	19.887	240.000	100.000	3167.880	O.K
캔틸레버부 (중분대측)	18.195	53.902	240.000	100.000	1168.780	O.K
중앙부	27.581	73.579	240.000	100.000	856.220	O.K

다. PSC거더 구조검토

1) 해석단면

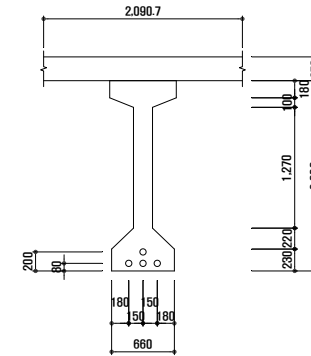


【그림 5.5】 해석단면(2구간)

2) 단면제정수

PSC거더에 대한 해석을 위해서는 프리스트레스의 도입 직후와 설계하중 작용시의 각 단계에 따라 단면들을 고려해 주어야 하므로 여기서는 PSC거더의 총단면과 쉬스를 제외한 순단면, PS강재를 콘크리트로 환산한 환산단면 및 바닥판과의 합성단면에 대해 해석에 필요한 단면제정수를 산정하였다.

① 외측거더



<바닥판 유효폭 산출근거>

$$b_1 = 1,173.0 \text{ mm}$$

· 유효폭

$$b_1 + 6t = 2,673.0 \text{ mm}$$

$$b_1 + \text{지간의 } 1/12 = 3,598.0 \text{ mm}$$

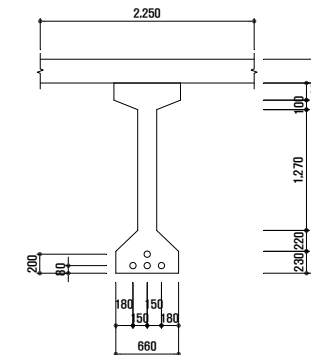
$$b_1 + (\text{인접거더 순간격})/2 = 2,323.0 \text{ mm}$$

위 값 중 작은 값 선택

$$B = N_c \times 2,323.0 = 0.900 \times 2,323.0 = 2,090.7 \text{ mm}$$

여기서, N_c : 바닥판과 PSC거더의 탄성계수비

② 내측거더



<바닥판 유효폭 산출근거>

· 유효폭

$$12t + b_0 = 3,200.0 \text{ mm}$$

$$\text{지간의 } 1/4 = 7,275.0 \text{ mm}$$

$$\text{거더의 중심간 거리} = 2,500.0 \text{ mm}$$

위 값 중 작은 값 선택

$$B = N_c \times 2,500.0 = 0.900 \times 2,500.0 = 2,250.0 \text{ mm}$$

【표 5.17】단면제정수 산정(2구간)

구 분	총단면	순단면	환산단면
$A(mm^2)$	671,400	657,715	688,380
$I_c(mm^4)$	330,508,372,455	320,432,241,383	342,453,868,523
$y_t(mm)$	1,041	1,023	1,062
$y_b(mm)$	959	977	938
$y_s(mm)$	-	-	-
$e_p(mm)$	-	867	828
$Z_t(mm^3)$	317,586,111	313,222,792	322,570,920
$Z_b(mm^3)$	344,526,824	327,981,389	364,948,957
$Z_s(mm^3)$	-	-	-
$Z_p(mm^3)$	-	369,594,607	413,411,385

【표 5.17】단면제정수 산정(2구간) (계속)

구 분	합성단면	
	외측거더	내측거더
$A(mm^2)$	1,211,055	1,250,880
$I_c(mm^4)$	763,520,757,487	781,269,140,029
$y_t(mm)$	550	528
$y_b(mm)$	1,450	1,472
$y_s(mm)$	800	778
$e_p(mm)$	1,340	1,362
$Z_t(mm^3)$	1,389,480,197	1,479,600,740
$Z_b(mm^3)$	526,384,891	530,763,227
$Z_s(mm^3)$	954,996,626	1,004,167,130
$Z_p(mm^3)$	569,579,505	573,630,417

여기서, A : 단면적(mm^2)

I_c : 도심에서의 단면2차모멘트(mm^4)

y_t, y_b : 각각 도심에서 거더 상연 및 하연까지의 거리(mm)

e_p : 단면도심에서 긴장재 도심까지의 거리(mm)

y_s : 단면도심에서 바닥판 상연까지의 거리(mm)

Z_t, Z_b : 각각 도심에서 거더 상연 및 하연까지의 단면계수(mm^3)

Z_s : 단면도심에서 바닥판 상연까지의 단면계수(mm^3)

Z_p : 단면도심에서 긴장재 도심까지의 단면계수(mm^3)

3) 하중 산정

① 고정하중

합성전 고정하중은 PSC거더 자중, 콘크리트 바닥판 및 가로보 자중을 고려하였으며, 합성후 고정하중은 중분대 및 방호벽 자중, 포장하중을 고려하였다.

㉠ 합성전 고정하중

- PSC거더 자중(W_{dl})

PSC거더 및 BLOCK 자중은 각 거더별 단위길이당 하중 및 절점하중으로 입력

- PSC거더 중앙부 : $0.6714m^2 \times 25.0kN/m^3 = 16.785kN/m$
- PSC거더 단부 : $1.3274m^2 \times 25.0kN/m^3 = 33.184kN/m$
- BLOCK 자중 (가로보 연결부) : 8.554kN(개당)

- 바닥판 자중(W_{d2})

바닥판 자중은 각 거더별 단위길이당 등분포하중으로 입력

- 외측거더

$$0.250 \times 25.0 \times (3.573 \times 1.429 / 2) = 15.958kN/m$$

- 내측거더

$$0.250 \times 25.0 \times 2.500 = 15.625kN/m$$

• 가로보 자중(W_{g3})

가로보 자중은 절점하중으로 입력

- 외측거더

◦ 중앙부

$$[1.770 \times 1.840 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020 / 2) \times 2] \times 0.300 \times 25.0 / 2 \\ = 12.185 \text{ kN}$$

◦ 단부

$$[0.700 \times 1.840 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020 / 2) \times 2] \times 0.400 \times 25.0 / 2 \\ = 6.403 \text{ kN}$$

◦ 연속지점부

$$[1.770 \times 1.840 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020 / 2) \times 2] \times 0.600 \times 25.0 / 2 \\ = 24.371 \text{ kN}$$

- 내측거더

◦ 중앙부

$$12.185 \times 2 = 24.371 \text{ kN}$$

◦ 단부

$$6.403 \times 2 = 12.806 \text{ kN}$$

◦ 연속지점부

$$24.371 \times 2 = 48.742 \text{ kN}$$

㉠ 합성후 고정하중(W_{d4})

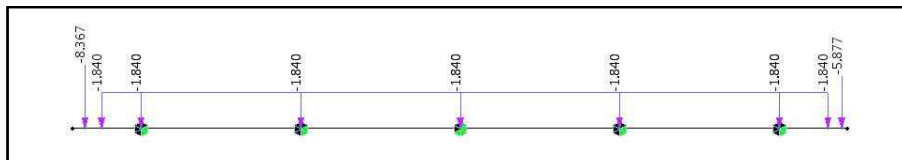
합성후 고정하중은 각 거더별 단위길이당 등분포하중으로 입력

• 횡방향 작용하중

◦ 아스콘 포장(w_p) : $0.080 \text{ m} \times 23.0 \text{ kN/m}^3 = 1.840 \text{ kN/m}^2$

◦ 방호벽(P_1) : 8.367 kN/m (캔틸레버부 끝단에서 하중 작용점까지의 거리 : 0.192 m)

◦ 중분대(P_2) : 5.877 kN/m (캔틸레버부 끝단에서 하중 작용점까지의 거리 : 0.098 m)



【그림 5.6】 합성후 고정하중의 횡분배 모델링(2구간)

• 거더별 작용하중(반력)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	비 고
$W_{d4}(\text{kN/m})$	12.311	0.949	6.601	0.077	15.265	실하중(단위길이당)

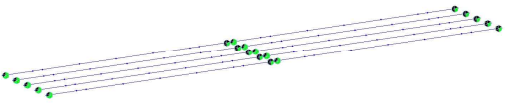
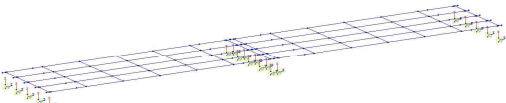
㉡ 활하중

구 분	활하중			
• 교 폭	• 12.145m			
• 시간장(L)	• 2@30.0m			
• 연석간 교폭(W_c)	• 11.390m			
• 설계 차로수(N)	• $9.1\text{m} \leq W_c < 12.8\text{m} \quad \therefore$ 3차로 재하			
• 설계 차로폭(W)	• $11.390 / 3 = 3.797\text{m} < 3.600\text{m}$ 이므로, $\therefore W = 3.600\text{m}$			
• 충격계수(i)	• $15 / (40 + 29.100) = 0.217 < 0.300 \quad \therefore i = 0.217$ 적용			
• 활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)	
	P_m	108kN	P_f	24 kN
	P_s	156kN	P_r	96 kN
	W_ℓ	12.7kN/m		
• 재하방법	• 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용 • DB-24, DL-24 재하 • DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 독립적으로 1~3개 차로에 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하 • 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교 설계기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75%			

4) 모델링

해석모델은 3차원 격자모델을 적용하였으며 시공단계별로 대상교량의 실제 강성과 최대한 근접할 수 있도록 모델링하였다. 기타 세부 내용은 다음과 같다.

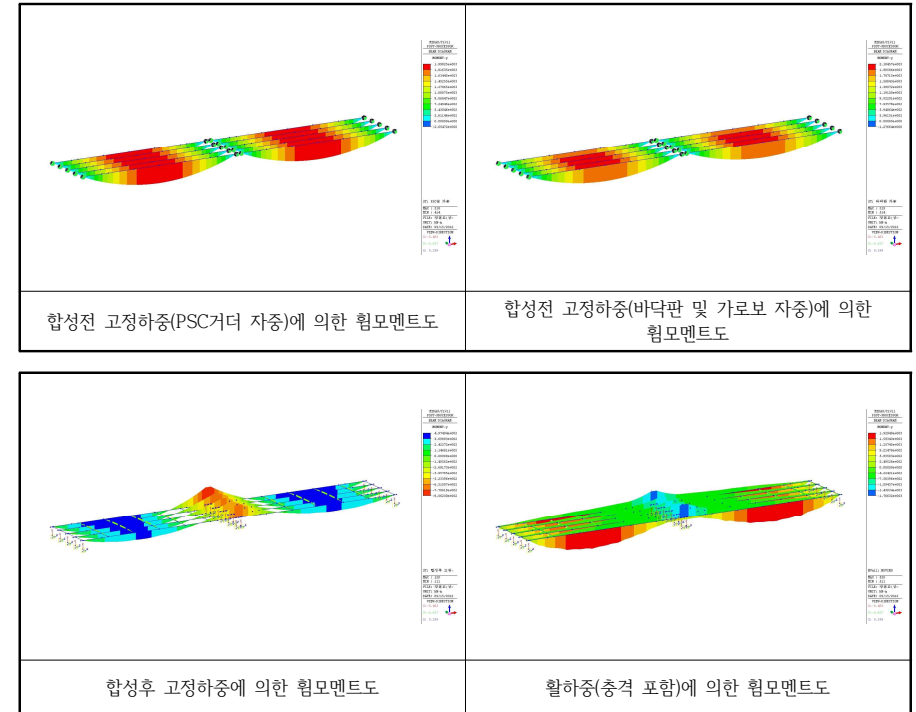
- 대상 교량은 활하중 합성형 교량이므로 시공단계별 해석을 하여야 하며, 이를 감안하여 합성전과 합성후 단계로 나누어 모델링하였다.
- 합성전 모델링시 PSC거더는 Frame Element로 해석모델에 반영하였으나 콘크리트 바닥판 및 가로보는 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할을 하므로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였으며, 합성후 모델링시 고려되는 하중으로는 합성후 고정하중과 설계활하중이 있다. 설계활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 옵션을 사용하였으며 도로교설계기준(2010년)을 참조하여 가장 불리한 하중조건이 되도록 설정하였다.

구 분	모 델 링	비 고
해석모델		■ 합성전 모델 • 단순보
		■ 합성후 모델 • 2경간 연속교

【그림 5.7】 해석모델링(2구간)

5) 구조해석 결과

① 단면력도



【그림 5.8】 단면력도(2구간)

② 하중조건별 단면력 산정결과

【표 5.18】 하중조건별 단면력 산정결과(2구간)

구 분	휨모멘트(kN·m)		비 고
	외측거더	내측거더	
합성전 고정하중 (PSC거더 자중)	1,938.524	1,938.524	
합성전 고정하중 (바닥판+가로보 자중)	1,892.139	2,109.081	
합성후 고정하중	497.494	459.096	
활하중(충격 포함)	1,875.357	1,562.956	

6) 허용응력법에 의한 PSC거더의 응력 검토

힘응력 검토는 최대 정모멘트가 발생하는 부위의 내·외측 거더에 대해서 수행하였으며 압축을 정(+)으로 하고 인장을 부(-)로 하여 검토하였다.

① 힘응력 산정

㉠ 외측거더

【표 5.19】 외측거더 힘응력 산정결과(2구간)

구 분		휨모멘트 (kN · m)	단면계수 (mm ³)	콘크리트 단면 휨응력(MPa)				PS강연선 (MPa)
				바닥판	PSC거더			
					상 연	상 연	하 연	
고정 하중	거더 자중	1,938.524	313,222,792		6.189			
			327,981,389			-5.910		
			369,594,607				-5.245	
	합성전 고정하중	1,892.139	322,570,920		5.866			
			364,948,957			-5.185		
			413,411,385				-4.577	29.622
	합성후 고정하중	497.494	1,389,480,197		0.358			
			526,384,891			-0.945		
			954,996,626	0.521				
			569,579,505				-0.873	5.653
활하중	1,875.357	1,389,480,197		1.350				
		526,384,891			-3.563			
		954,996,626	1.964					
		569,579,505				-3.293	21.309	
합 계		6,203.514		2.485	13.763	-15.603	-13.988	56.584

㉡ 내측거더

【표 5.20】 내측거더 힘응력 산정결과(2구간)

구 분		힘모멘트 (kN · m)	단면계수 (mm ³)	콘크리트 단면 힘응력(MPa)				PS강연선 (MPa)
				바닥판	PSC거더			
					상 연	상 연	하 연	
고정 하중	거더 자중	1,938.524	313,222,792		6.189			
			327,981,389			-5.910		
			369,594,607				-5.245	
	합성전 고정하중	2,109.801	322,570,920		6.538			
			364,948,957			-5.779		
			413,411,385				-5.102	33.018
	합성후 고정하중	459.096	1,479,600,740		0.310			
			530,963,227			-0.865		
			1,004,167,130	0.457				
			573,630,417				-0.800	5.180
활하중	1,562.956	1,479,600,740		1.056				
		530,763,227			-2.945			
		1,004,167,130	1.556					
		573,630,417				-2.725	17.634	
합 계		6,069.657		2.013	14.093	-15.499	-13.872	55.832

② 프리스트레스의 산정

준공도면에 나타난 PS강재의 기하학적 특성 및 긴장력과 경간 중앙부의 프리스트레스 손실량을 계산하면 다음과 같다.

㉠ 프리스트레스 도입 직후의 손실 및 초기 프리스트레스 산정

- 초기 프리스트레스(긴장력은 준공도면의 긴장력 사용)

강선 번호	긴장순서	긴장력(kN)	긴장응력(MPa)
1	1	1632.000	1377.773
2	2	1574.000	1328.808
3	3	1511.000	1275.622
4	4	1449.000	1223.280
평 균		1541.500	1301.371

$$f_{pt1} = 1301.371 \text{ MPa} \quad (0.9 f_{py} \text{ 의 } 90\%)$$

- PS강연선과 SHEATH 사이의 마찰에 의한 손실량

$$x = L / 2 = 29.670 / 2 = 14.835 \text{ m} : \text{정착단에서 거더중심까지의 강연선의 평균길이}$$

$$kx + \mu \alpha = 0.005 \times 14.835 + 0.25 \times 0.105686 = 0.100597$$

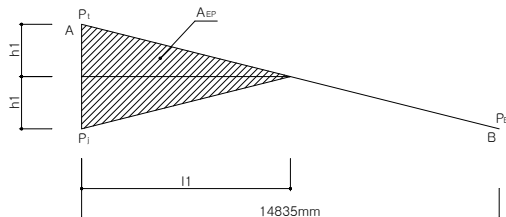
$$\Delta f_{pf} = f_{pt1} (1 - e^{-(kx + \mu \alpha)}) = 1301.371 \times (1 - e^{-0.100597}) = 124.500 \text{ MPa}$$

- 정착장치 활동에 의한 손실량

$$\Delta \ell = \frac{A_{EP}}{A_p \times E_p}$$

$$\therefore A_{EP} = \Delta \ell (A_p E_p) = 6.000 \times (98.71 \times 12 \times 4 \text{ ea} \times 200000) = 5685696000 \text{ N.mm}$$

- 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.



$$P_t = 1301.371 \times 4 \times (98.71 \times 12) = 6166000 \text{ N}$$

$$P_B = (1301.371 - 124.500) \times (98.71 \times 12) \times 4 = 5576109 \text{ N}$$

$$\Delta P_t = P_t - P_B = 6166000 - 5576109 = 589891 \text{ N}$$

$$\ell_1 : h_1 = 14835 : 589891$$

$$h_1 = 589891 / 14835 \times \ell_1$$

$$A_{EP} = 1/2 \times \ell_1 \times h_1 \times 2 \text{ ea} = 589891 / 14835 \times \ell_1^2$$

$$\ell_1 = 11958 \text{ mm} < 14835 \text{ mm}$$

$\therefore$ 정착부의 세트량에 의한 손실은 중앙단면에는 영향이 미치지 않는다.

- 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times (f_{ctg} + f_{dog})$$

여기서,

$$E_p = \text{PS강재의 탄성계수}$$

$$E_{ci} = 8500 \times \sqrt[3]{f_{ci}} = 8500 \times \sqrt[3]{32.00} = 27000 \text{ MPa}$$

f_{cir} : 정착 직후 PSC거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 중심에서의 콘크리트 응력으로서 f_{cir} 은 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산한다.

f_{ctg} : 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치의 응력

f_{dog} : PSC거더 자중에 의한 PS강연선 도심위치의 응력

$$f_{pt} = f_{pt1} - \Delta f_{pf} - \Delta f_{ps}$$

$$= 1301.371 - 124.500 - 0.000 = 1176.871 \text{ MPa}$$

$$P'_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1176.871 \times (98.71 \times 12) \times 4 = 5576109 \text{ N}$$

$$f_{ctg} = \frac{P'_t}{A_c} + \frac{P'_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} = 21.558 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{dog} = \frac{M_d}{Z_{p2}} = -5.245 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{cir} = (N - 1) / N \times f_{ctg} + f_{dog} = 10.924 \text{ MPa}$$

$$\therefore \Delta f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cir} = 40.459 \text{ MPa}$$

- PS강연선의 초기응력

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

$$= 1301.371 - 124.500 - 0.000 - 40.459 = 1136.412 \text{ MPa}$$

$$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1136.412 \times (98.71 \times 12 \times 4) = 5384411 \text{ N}$$

- 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

- 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

$$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1136.412 \times (98.71 \times 12 \times 4) = 5384411 \text{ N}$$

$$\text{상연응력 } f_{ct} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times (-e_{p2})}{Z_{t2}} = -6.717 \text{ MPa}$$

$$\text{하연응력 } f_{cb} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times (e_{p2})}{Z_{b2}} = 22.420 \text{ MPa}$$

- PSC거더 자중에 의한 콘크리트 응력

$$\text{상연응력 } f_{ct} = \frac{M_d}{Z_{t2}} = 6.189 \text{ MPa}$$

$$\text{하연응력 } f_{cb} = \frac{M_d}{Z_{b2}} = 5.910 \text{ MPa}$$

- 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

$$\text{상연응력 } f_{ct} = -6.717 + 6.189 = -0.528 \text{ MPa}$$

$$\text{하연응력 } f_{cb} = 22.420 - 5.910 = 16.510 \text{ MPa}$$

㉠ 프리스트레싱 후 시간에 따라 발생하는 손실 및 유효 프리스트레스 산정

- 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{psh} = 0.80 (119 - 1.050 H_r)$$

여기서, H_r 은 주위의 연간 평균 상대습도(%)이다.

국내 연간 평균 상대습도 70%를 적용하면 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량은 다음과 같다.

$$\therefore \Delta f_{psh} = 0.80 \times (119.0 - 1.050 \times 70) = 36.400 \text{ MPa}$$

- 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

$$\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds}$$

여기서, f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강연선 도심위치에서의 콘크리트 응력

- 외측거더

$$f_{cir} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}} = 15.573 \text{ MPa}$$

$$f_{cds} = 4.577 + 0.873 = 5.450 \text{ MPa (휨응력 참조)}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 15.573 - 7 \times 5.450 = 148.726 \text{ MPa}$$

- 내측거더

$$f_{cir} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}} = 15.573 \text{ MPa}$$

$$f_{cds} = 5.102 + 0.800 = 5.902 \text{ MPa (휨응력 참조)}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 15.573 - 7 \times 5.902 = 145.562 \text{ MPa}$$

- PS강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량

인장강도 1,750 - 1,900 MPa인 강연선(저 릴랙세이션 강연선)

- 외측거더

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \Delta f_{pf} - 0.1 \Delta f_{pel} - 0.05 (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

$$= 35 - 0.07 \times 124.500 - 0.1 \times 40.459 - 0.05 \times (36.400 + 148.726)$$

$$= 12.983 \text{ MPa}$$

- 내측거더

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \Delta f_{pf} - 0.1 \Delta f_{pel} - 0.05 (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

$$= 35 - 0.07 \times 124.500 - 0.1 \times 40.459 - 0.05 \times (36.400 + 145.562)$$

$$= 13.141 \text{ MPa}$$

• PS강연선의 유효 인장응력

- 외측거더

$$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr} \\ = 1136.412 - 36.400 - 148.726 - 12.983 = 938.303 \text{ MPa}$$

- 내측거더

$$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr} \\ = 1136.412 - 36.400 - 145.562 - 13.141 = 941.309 \text{ MPa}$$

• PS강연선의 유효계수

- 외측거더

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{938.303}{1136.412} = 0.826$$

- 내측거더

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{941.309}{1136.412} = 0.828$$

• 유효 프리스트레스

- 외측거더

$$\text{상연응력 } f_{ctc} = \eta \times f_{ct} = 0.826 \times (-6.717) = -5.548 \text{ MPa}$$

$$\text{하연응력 } f_{ctb} = \eta \times f_{cb} = 0.826 \times 22.420 = 18.519 \text{ MPa}$$

- 내측거더

$$\text{상연응력 } f_{ctc} = \eta \times f_{ct} = 0.828 \times (-6.717) = -5.562 \text{ MPa}$$

$$\text{하연응력 } f_{ctb} = \eta \times f_{cb} = 0.828 \times 22.420 = 18.564 \text{ MPa}$$

③ PSC거더의 안전성 검토결과

㉠ 외측거더

【표 5.21】외측거더의 휨응력 검토결과(2구간)

구 분		프리스트레스 도입 직후(MPa)			설계하중 작용시(MPa)		
		프리스트레스	PSC거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중+ 활하중)	계
PSC거더	상연	-6.717	6.189	-0.528	-5.548	13.763	8.215
	하연	22.420	-5.910	16.510	18.519	-15.603	2.916
허용응력		-1.41(인장) < 계 < 19.20(압축)			0.00(인장) < 계 < 18.00(압축)		
최소안전율		$\frac{f_a}{f} = \frac{18.000}{8.215} = 2.19$					

주) (+) : 압축, (-) : 인장

㉡ 내측거더

【표 5.22】내측거더의 휨응력 검토결과(2구간)

구 분		프리스트레스 도입 직후(MPa)			설계하중 작용시(MPa)		
		프리스트레스	PSC거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중+ 활하중)	계
PSC거더	상연	-6.717	6.189	-0.528	-5.562	14.093	8.531
	하연	22.420	-5.910	16.510	18.564	-15.499	3.065
허용응력		-1.41(인장) < 계 < 19.20(압축)			0.00(인장) < 계 < 18.00(압축)		
최소안전율		$\frac{f_a}{f} = \frac{18.000}{8.531} = 2.11$					

주) (+) : 압축, (-) : 인장

허용응력법에 의한 PSC거더의 응력 검토결과, 거더 상·하연에 발생하는 최대응력은 허용
응력 이내로 검토되었으며, PSC거더는 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

7) 강도설계법에 의한 PSC거더의 단면검토

① 외측거더

$$b = 2323.0 \text{ mm} , \quad b_0 = 200.0 \text{ mm} , \quad t = 250.0 \text{ mm}$$

$$d_p = 2000.0 + 250.0 - 110.0 = 2140.0 \text{ mm}$$

$$A_p = 98.71 \times 12 \text{ ea} \times 4 \text{ ea} = 4738.1 \text{ mm}^2$$

$$f_{ck} = 40.0 \text{ MPa} , \quad f_{pu} = 1900.0 \text{ MPa}$$

$$\gamma_p = 0.280 , \quad \beta_1 = 0.766 , \quad \rho_p = 0.00095$$

㉠ PS강재의 응력(f_{ps})

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}} \right] \\ &= 1900.0 \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \frac{0.00095 \times 1900.0}{40.0} \right] \\ &= 1868.6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

㉡ 콘크리트 응력 사각형 깊이 산정(a)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f_{ck} b} \\ &= \frac{4738.1 \times 1868.6}{0.85 \times 40.0 \times 2323.0} \\ &= 112.1 \text{ mm} < t = 250.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형 단면} \end{aligned}$$

㉢ 설계 휨강도(ϕM_n)

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \{ A_p f_{ps} (d_p - a / 2) \} \\ &= 0.85 \times 4738.1 \times 1868.6 \times (2140.0 - 112.1 / 2) = 16104.290 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

㉣ 계수 모멘트(M_u)

$$M_u = 1.30 \times (1938.524 + 1892.139 + 497.494) + 2.15 \times 1875.357 = 9658.622 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{㉤ 안전율} = \phi M_n / M_u = 16104.290 / 9658.622 = 1.67 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 내측거더

$$b = 2500.0 \text{ mm} , \quad b_0 = 200.0 \text{ mm} , \quad t = 250.0 \text{ mm}$$

$$d_p = 2000.0 + 250.0 - 110.0 = 2140.0 \text{ mm}$$

$$A_p = 98.71 \times 12 \text{ ea} \times 4 \text{ ea} = 4738.1 \text{ mm}^2$$

$$f_{ck} = 40.0 \text{ MPa} , \quad f_{pu} = 1900.0 \text{ MPa}$$

$$\gamma_p = 0.280 , \quad \beta_1 = 0.766 , \quad \rho_p = 0.00089$$

㉠ PS강재의 응력(f_{ps})

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}} \right] \\ &= 1900.0 \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \frac{0.00089 \times 1900.0}{40.0} \right] \\ &= 1870.8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

㉡ 콘크리트 응력 사각형 깊이 산정(a)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f_{ck} b} \\ &= \frac{4738.1 \times 1870.8}{0.85 \times 40.0 \times 2500.0} \\ &= 104.3 \text{ mm} < t = 250.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형 단면} \end{aligned}$$

㉢ 설계 휨강도(ϕM_n)

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \{ A_p f_{ps} (d_p - a / 2) \} \\ &= 0.85 \times 4738.1 \times 1870.8 \times (2140.0 - 104.3 / 2) = 16123.476 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

㉣ 계수 모멘트(M_u)

$$M_u = 1.30 \times (1938.524 + 2109.081 + 459.096) + 2.15 \times 1562.956 = 9219.067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{㉤ 안전율} = \phi M_n / M_u = 16123.476 / 9219.067 = 1.75 \quad \therefore \text{O.K}$$

③ PSC거더의 안전성 검토결과

【표 5.23】PSC거더의 단면검토 결과(2구간)

구 분	M_u (kN·m)	ϕM_n (kN·m)	안 전 율	비 고
외측거더	9658.622	16104.290	1.67	O.K
내측거더	9219.067	16123.476	1.75	O.K

강도설계법에 의한 PSC거더의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.67로 산정되어 PSC거더는 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

라. 교량받침용량 검토

【표 5.24】교량받침용량 검토(2구간)

구 분		합성전 고정하중(kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	받침 용량 (kN)	검토 결과	
		PSC거더	바닥판						
P13	SH01	310.038	275.438	67.103	357.675	1010.254	1,350	O.K	
	SH02	310.038	307.327	58.389	333.652	1009.406	1,350	O.K	
	SH03	310.038	307.327	62.968	341.653	1021.986	1,350	O.K	
	SH04	310.038	307.327	72.693	331.697	1021.755	1,350	O.K	
	SH05	310.038	275.438	117.204	334.039	1036.719	1,350	O.K	
P14	A1측	SH01	310.038	293.406	99.136	319.725	1022.305	1,350	O.K
		SH02	310.038	343.263	99.523	265.137	1017.961	1,350	O.K
		SH03	310.038	343.263	109.834	248.595	1011.730	1,350	O.K
		SH04	310.038	343.263	133.621	258.720	1045.642	1,350	O.K
		SH05	310.038	293.406	172.551	307.072	1083.067	1,350	O.K
	A2측	SH01	310.038	293.406	98.886	321.177	1023.507	1,350	O.K
		SH02	310.038	343.263	99.250	265.432	1017.983	1,350	O.K
		SH03	310.038	343.263	109.715	248.556	1011.572	1,350	O.K
		SH04	310.038	343.263	133.704	258.980	1045.985	1,350	O.K
		SH05	310.038	293.406	173.172	308.429	1085.045	1,350	O.K
P15	SH01	310.038	275.438	66.923	357.965	1010.364	1,350	O.K	
	SH02	310.038	307.327	57.983	333.767	1009.115	1,350	O.K	
	SH03	310.038	307.327	62.985	341.659	1022.009	1,350	O.K	
	SH04	310.038	307.327	73.113	332.010	1022.488	1,350	O.K	
	SH05	310.038	275.438	117.351	334.325	1037.152	1,350	O.K	

주) 반력 발생방향이 하향을 정(+), 상향을 부(-)로 표기함.

교량받침용량에 대한 검토결과, 현재 설치되어 있는 받침의 용량이 최대 발생반력값보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

5.3 내하력평가

5.3.1 개요

본 교량의 내하력평가는 주요 구조부재의 정밀 외관조사, 비파괴 현장시험 및 재료시험 결과를 토대로 콘크리트 부재인 바닥판은 강도설계법으로, 강재 부재인 강박스거더는 허용응력법에 의하여 기본 내하력을 평가하였다.

가. 허용응력법에 의한 내하력평가

- 내하율(RF) = $\frac{f_a - f_d}{f_\ell (1 + i)}$
- 기본 내하력(P) = RF × P_r

여기서, f_a : 실측 허용응력
f_d : 실측 고정하중에 의한 응력
f_ℓ : 설계 활하중에 의한 응력
i : 이론 충격계수

P_r : 설계 활하중(DB, DL하중)
P : 기본 내하력

나. 강도설계법에 의한 내하력평가

- 내하율(RF) = $\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)}$
- 기본 내하력(P) = RF × P_r

여기서, ϕ : 실측 허용응력
M_n : 극한 저항모멘트
M_d : 실측 고정하중에 의한 모멘트
M_ℓ : 설계 활하중에 의한 모멘트
i : 이론 충격계수

γ_d : 고정하중 계수(1.30)
γ_ℓ : 활하중 계수(2.15)
P_r : 설계 활하중(DB, DL하중)
P : 기본 내하력

5.3.2 내하력평가 결과

가. 1구간(3@30.0m)

1) PSC거더

【표 5.25】 허용응력법에 의한 PSC거더의 내하력평가 결과(1구간)

구 분		허용응력 (MPa)	유효프리스트레스 (MPa)	고정하중 응력 (MPa)	활하중 응력 (MPa)	내하율	기본내하력
외측 거더	상연	18.000	-5.548	12.457	1.362	8.14	DB-24 이상
	하연	0.000	18.519	-12.155	-3.595	1.77	
내측 거더	상연	18.000	-5.568	13.070	1.046	10.04	DB-24 이상
	하연	0.000	18.586	-12.644	-2.916	2.04	

주) 1. 활하중은 충격계수가 고려된 값임.
2. (+) 압축, (-) 인장

【표 5.26】 강도설계법에 의한 PSC거더의 내하력평가 결과(1구간)

구 분	γ_d	γ_ℓ	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_\ell(1+i)$ (kN · m)	내하율	기본내하력
외측거더	1.30	2.15	16104.290	4389.401	1892.545	2.56	DB-24 이상
내측거더	1.30	2.15	16123.476	4554.622	1547.545	3.07	DB-24 이상

2) 바닥판

【표 5.27】 강도설계법에 의한 바닥판의 내하력평가 결과(1구간)

구 분	γ_d	γ_ℓ	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_\ell(1+i)$ (kN · m)	내하율	기본내하력
캔틸레버부 (중분대측)	1.30	2.15	116.609	5.456	11.833	4.30	DB-24 이상
중앙부	1.30	2.15	130.114	2.621	24.960	2.36	DB-24 이상

나. 2구간(2@30.0m)

1) PSC거더

【표 5.28】 허용응력법에 의한 PSC거더의 내하력평가 결과(2구간)

구 분		허용응력 (MPa)	유효프리스트레스 (MPa)	고정하중 응력 (MPa)	활하중 응력 (MPa)	내하율	기본내하력
외측 거더	상연	18.000	-5.548	12.413	1.350	8.25	DB-24 이상
	하연	0.000	18.519	-12.040	-3.563	1.82	
내측 거더	상연	18.000	-5.562	13.037	1.056	9.97	DB-24 이상
	하연	0.000	18.564	-12.554	-2.945	2.04	

주) 1. 활하중은 충격계수가 고려된 값임.
2. (+) 압축, (-) 인장

【표 5.29】 강도설계법에 의한 PSC거더의 내하력평가 결과(2구간)

구 분	γ_d	γ_ℓ	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_\ell(1+i)$ (kN · m)	내하율	기본내하력
외측거더	1.30	2.15	16104.290	4328.157	1875.357	2.60	DB-24 이상
내측거더	1.30	2.15	16123.476	4506.701	1562.956	3.05	DB-24 이상

2) 바닥판

【표 5.30】 강도설계법에 의한 바닥판의 내하력평가 결과(2구간)

구 분	γ_d	γ_ℓ	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_\ell(1+i)$ (kN · m)	내하율	기본내하력
캔틸레버부 (중분대측)	1.30	2.15	116.609	5.456	11.833	4.30	DB-24 이상
중앙부	1.30	2.15	130.114	2.621	24.960	2.36	DB-24 이상

PSC거더 및 바닥판에 대한 기본내하력 평가 결과, 기본내하율이 모두 1.0 이상으로 검토되어 설계활하중(DB-24, DL-24)에 대하여 기본내하력을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 교대(A1) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : 역T형 교대
- ② 상부구조형식 : PSC Beam Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 교대 총폭 : 12.545m
- ⑤ 교대 총높이 : 7.500m
- ⑥ 기초형식 : 강관말뚝기초
- ⑦ SKEW : 90.000°

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000 \text{ kN/m}^3$
- ② 뒤틀음재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 20.000 \text{ kN/m}^3$ (토사)
- ③ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000 \text{ kN/m}^3$
- ④ 과재하중 : $q_1 = 10.000 \text{ kN/m}$
- ⑤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 272.905 \text{ kN/m}$
- ⑥ 상부 활하중 반력 : $R_l = 135.130 \text{ kN/m}$
- ⑦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.150$ (구조계산서 참조)

3) 지반조건

- ① 뒤틀음재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.000^\circ$
- ② 기초지반의 N치 : $N = 26.000$
- ③ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 34.748^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ④ 기초지반의 점착력 : $c = 0.000 \text{ kN/m}^2$
- ⑤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.428$ ($\tan \phi_b = 0.60, C_b = 0$: 흙과 콘크리트)

4) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa
- ㉡ 탄성계수(E_c) : 27,849MPa

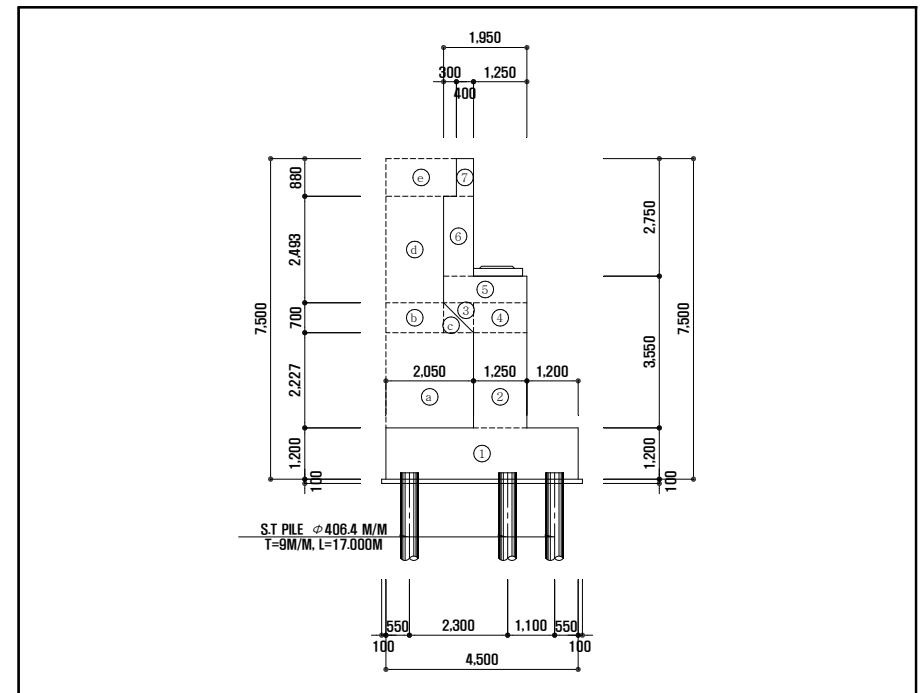
② 철근(SD300)

- ㉠ 항복강도(f_y) : 300MPa
- ㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

5) 설계방법

- ① 안정성검토 : 허용응력설계법
- ② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5.9】 해석단면(A1)

1) 상부구조 반력

구 분	상부반력(kN)					계
	1	2	3	4	5	
고정하중	707.814	694.184	684.813	680.551	656.226	3423.588
활하중	332.975	331.535	340.822	333.242	356.633	1695.207

2) 자중(원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

구 분	번 호	체적(A_i) (m^3)	단위중량(γ) (kN/m^3)	수직력(V_i) (kN)
교대구체	①	$4.500 \times 1.200 = 5.400$	25.000	135.000
	②	$1.250 \times 2.227 = 2.784$	25.000	69.594
	③	$0.700 \times 0.700 \times 1/2 = 0.245$	25.000	6.125
	④	$1.250 \times 0.700 = 0.875$	25.000	21.875
	⑤	$1.950 \times 0.623 = 1.215$	25.000	30.370
	⑥	$0.700 \times 1.870 = 1.309$	25.000	32.725
	⑦	$0.400 \times 0.880 = 0.352$	25.000	8.800
	소 계	= 12.180		304.490
뒷채움재	㉓	$2.050 \times 2.227 = 4.565$	20.000	91.308
	㉔	$1.350 \times 0.700 = 0.945$	20.000	18.900
	㉕	$0.700 \times 0.700 \times 1/2 = 0.245$	20.000	4.900
	㉖	$1.350 \times 2.493 = 3.366$	20.000	67.311
	㉗	$1.650 \times 0.880 = 1.452$	20.000	29.040
	소 계	= 10.573		211.458
총 계				515.948

② 모멘트 산정

구 분	번 호	팔길이(X_i) (m)	모멘트(M_{xi}) ($kN \cdot m$)
교대구체	①	2.250	303.750
	②	1.825	127.010
	③	2.683	16.435
	④	1.825	39.922
	⑤	2.175	66.056
	⑥	2.800	91.630
	⑦	2.650	23.320
	소 계		668.122
뒷채움재	㉓	3.475	317.294
	㉔	3.825	72.293
	㉕	2.917	14.292
	㉖	3.825	257.463
	㉗	3.675	106.722
	소 계		768.063
총 계			1436.186

③ 합력의 작용위치 산정

㉞ 교대구체

$$\cdot X = 668.122 / 304.490 = 2.194m$$

㉟ 뒷채움재

$$\cdot X = 768.063 / 211.458 = 3.632m$$

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) : 단면검토시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2 (\Phi - \beta)}{\cos^2 \beta \times \cos (\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \times \sin (\phi - \alpha)}{\cos (\beta + \delta) \times \cos (\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

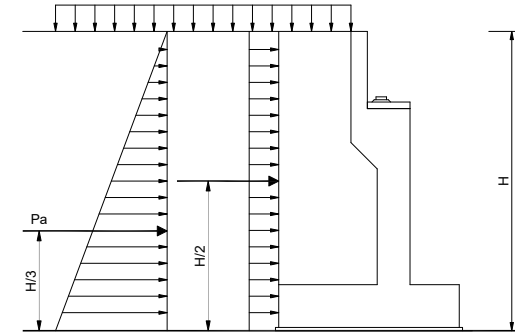
Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙 사이의 벽면마찰각(도)

구 분	안정검토	벽체검토
Φ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
K_a	0.271	0.251



② 안정검토시 토압(H=7.500m)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 7.500^2 \times \cos(0.000) \\ &= 152.438 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Y = H/3 = 2.500 \text{ m : 작용중심높이}$$

③ 단면검토시 토압(H=6.300m)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 6.300^2 \times \cos(11.667 + 0.000) \\ &= 97.564 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Y = H/3 = 2.100 \text{ m : 작용중심높이}$$

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중 반력

$$R_d = 3423.588 \div 12.545 = 272.905 \text{ kN/m}$$

- 활하중 반력

$$R_l = 1695.207 \div 12.545 = 135.130 \text{ kN/m}$$

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

$$\begin{aligned} P_h &= R_d \times \mu_s \times \sin\theta \quad (\mu_s = \text{가동받침의 마찰계수}) \\ &= 272.905 \times 0.150 \times \sin 90.000 \\ &= 40.936 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$$P_1 = 10.0000 \times 1.650 = 16.500 \text{ kN}$$

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압(H=7.500m)

$$\begin{aligned} P_{a1} &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.271 \times 10.000 \times 7.500 \times \cos 0.000 \\ &= 20.325 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H/2 = 3.750 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

- 단면검토시 수평토압(H=6.300m)

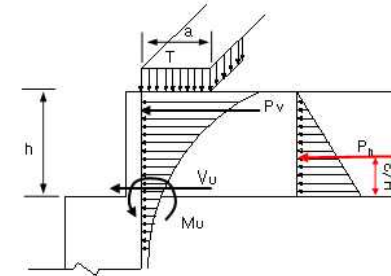
$$\begin{aligned} P_{a2} &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.251 \times 10.000 \times 6.300 \times \cos 11.667 \\ &= 15.486 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H/2 = 3.150 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

라. 각 부재별 단면검토

1) 각 부재별 단면력 산정

① 흙벽



- 윤회중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 = 28.765 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (2.750 - 0.36) = 68.747 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.750^2 \times \cos 11.667 = 18.590 \text{ kN} \end{aligned}$$

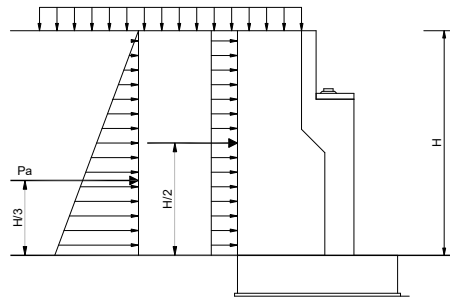
$$\begin{aligned} M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 2.750 \times 18.590 = 17.041 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 1.70 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 1.70 \times 28.765 + 1.70 \times 18.590 = 80.502 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.70 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 1.70 \times 68.747 + 1.70 \times 17.041 = 145.840 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

② 벽체



㉠ 작용하중 집계

구 분	수평력(kN)	작용거리(m)	하중계수	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
① 배면토압	97.564	2.100	1.700	165.859	348.303
② 뒷채움 상재하중	15.486	3.150	1.700	26.326	82.928
③ 교량받침 마찰력	40.936	3.950	1.300	53.217	210.206

㉡ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	비 고
설계 단면력(H=6.300m)	245.402	641.437	

2) 각 부재별 단면검토

【표 5.31】 각 부재별 단면검토 결과(A1)

구 분	d (mm)	필요철근량 (mm ²)	사용철근량 (mm ²)	힘에 대한 검토			전단에 대한 검토		
				M _u (kN·m)	ΦM _n (kN·m)	안전율	V _u (kN)	ΦV _n (kN)	안전율
벽체	1150.0	2218.818	D25-8EA =4053.6	641.437	1157.909	O.K (1.805)	245.402	751.177	O.K (3.061)
흉벽	620.0	932.770	D16-8EA =1588.8	145.840	246.456	O.K (1.690)	80.502	404.982	O.K (5.031)

※ f_{ck} = 24MPa, f_y = 300MPa, k₁ = 0.85, Φ_f = 0.85, Φ_v = 0.80

마. 말뚝 검토

1) 검토조건

- 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
강관말뚝	406	9	2	16.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

.말뚝의 탄성계수 : E = 210000.0 MPa

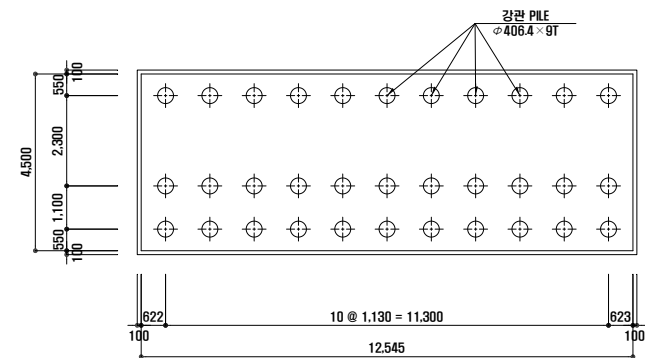
.말뚝의 단면2차 모멘트 : I = π / 64 × (0.402⁴ - 0.388⁴) = 0.0001700m⁴

.말뚝 머리의 평균 N치 : N = 10

.말뚝 선단의 평균 N치 : N = 40

.말뚝 선단의 근입깊이 : D_f = 1.0m

.원지반으로부터 돌출된 길이 : h = 0.0m



2) 말뚝도심에서의 작용하중

① 작용하중 집계

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	M _r (kN·m)	M _o (kN·m)
① 교대구체	304.490	-	2.194	2.402	668.123	-
② 뒹개움재	211.458	-	3.632	4.101	768.062	-
③ 배면토압	-	152.438	-	2.500	-	381.095
④ 뒹개움 상재하중	16.500	20.325	3.675	3.750	60.637	76.219
⑤ 상부 고정하중반력	272.905	-	1.900	-	518.519	-
⑥ 상부 활하중반력	135.130	-	1.900	-	256.747	-
⑦ 교량받침마찰력	-	40.936	-	5.150	-	210.820

② 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN·m)	비 고
사용하중	COMB 1	6679.560	2167.312	654.597	고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+5)
	COMB 2	6472.568	1912.335	32.363	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3)
	COMB 3	11798.359	2680.854	4070.434	고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+5+6+7)
	COMB 4	9896.161	2425.877	3186.564	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3+5+7)
계수하중	COMB 1	9323.245	3684.430	2041.791	고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+5)
	COMB 2	8878.211	3250.969	1136.411	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3+4)
	COMB 3	17418.608	4352.035	6688.746	고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+5+6+7)
	COMB 4	13328.882	3918.574	5238.251	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3+5+7)

3) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

【표 5.32】 말뚝의 허용지지력 검토결과(A1)

구 분		V (max)	V (min)	허용지지력(R _a) (kN)	허용인발력(P _a) (kN)
COMB 1	고정	254.920	135.899	508.705	0.000
	한지	217.239	183.629	508.705	0.000
COMB 2	고정	230.942	152.054	508.705	0.000
	한지	196.871	195.210	508.705	0.000
COMB 3	고정	491.422	187.924	508.705	0.000
	한지	449.729	240.736	508.705	0.000
COMB 4	고정	410.542	159.717	508.705	0.000
	한지	372.065	208.454	508.705	0.000

② 말뚝의 수평변위 검토

· 말뚝의 허용 수평변위 : $\delta_a = 15.000\text{mm} > \delta = 5.470\text{mm} \therefore \text{O.K}$

③ 말뚝의 응력 검토

· 휨응력 검토

【표 5.33】 말뚝의 휨응력 검토결과(A1)

구 분		V (kN)	M (kN·m)	f _{max} (MPa)	f _{sa} (MPa)	비 고
COMB 1	고정	254.920	50.410	89.577	133.00	O.K
	한지	217.239	35.734	67.700	133.00	O.K
COMB 2	고정	230.942	45.579	81.045	133.00	O.K
	한지	196.871	31.530	60.332	133.00	O.K
COMB 3	고정	491.422	55.777	123.192	133.00	O.K
	한지	449.729	44.201	104.559	133.00	O.K
COMB 4	고정	410.542	51.474	108.747	133.00	O.K
	한지	372.065	39.997	90.602	133.00	O.K

· 전단응력 검토

【표 5.34】말뚝의 전단응력 검토결과(A1)

구 분		H (kN)	τ (MPa)	τ_{sa} (MPa)	비 고
COMB 1	고정	65.676	15.103	76.000	O.K
	힌지	65.676	15.103	76.000	O.K
COMB 2	고정	57.950	13.326	76.000	O.K
	힌지	57.950	13.326	76.000	O.K
COMB 3	고정	81.238	18.682	76.000	O.K
	힌지	81.238	18.682	76.000	O.K
COMB 4	고정	73.511	16.905	76.000	O.K
	힌지	73.511	16.905	76.000	O.K

바. 각 부재별 사용성(균열) 검토

1) 각 부재별 단면력 산정

① 흥벽

· 윤하중에 의한 부재력

$$P_v = 114.60 \times K_a$$

$$= 114.60 \times 0.251 = 28.765 \text{ kN}$$

$$M_p = 114.60 \times K_a \times (H - 0.36)$$

$$= 114.60 \times 0.251 \times (2.750 - 0.36) = 68.747 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

· 토압에 의한 부재력

$$P_h = 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos \delta$$

$$= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.750^2 \times \cos 11.667 = 18.590 \text{ kN}$$

$$M_e = 1/3 \times H \times P_h$$

$$= 1/3 \times 2.750 \times 18.590 = 17.041 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

· 설계 단면력 산정

$$V_s = 28.765 + 18.590 = 47.354 \text{ kN}$$

$$M_s = 68.747 + 17.041 = 85.788 \text{ kN}$$

② 벽체

㉠ 작용하중 집계

구 분	수평력(kN)	작용거리(m)	하중계수	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
① 배면토압	97.564	2.100	1.000	97.564	204.884
② 뒷채움 상재하중	15.486	3.150	1.000	15.486	48.781
③ 교량받침 마찰력	40.936	3.950	1.000	40.936	161.697

㉡ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	비 고
설계 단면력	153.986	415.363	

2) 각 부재별 사용성(균열) 검토

【표 5.35】각 부재별 사용성(균열) 검토결과(A1)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	최외단 철근 평균간격(S) (mm)	최외단 철근 소요중심간격(S_a) (mm)	비고
벽체	415.363	95.427	150	125	606.488	O.K
흥벽	85.788	92.397	150	125	672.303	O.K

5.4.2 교각(P11) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : T형
- ② 상부구조형식 : PSC Beam Girder
- ③ 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 강관말뚝 기초

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- ② 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ③ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.150$ (구조계산서 참조)

3) 지반조건

- ① 기초지반의 N치 : $N = 8.000$
- ② 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 25.954^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ③ 기초지반의 점착력 : $c = 0.000 \text{ kN/m}^2$
- ④ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.312, \tan(2/3 \cdot \phi_2)$: 흙과콘크리트

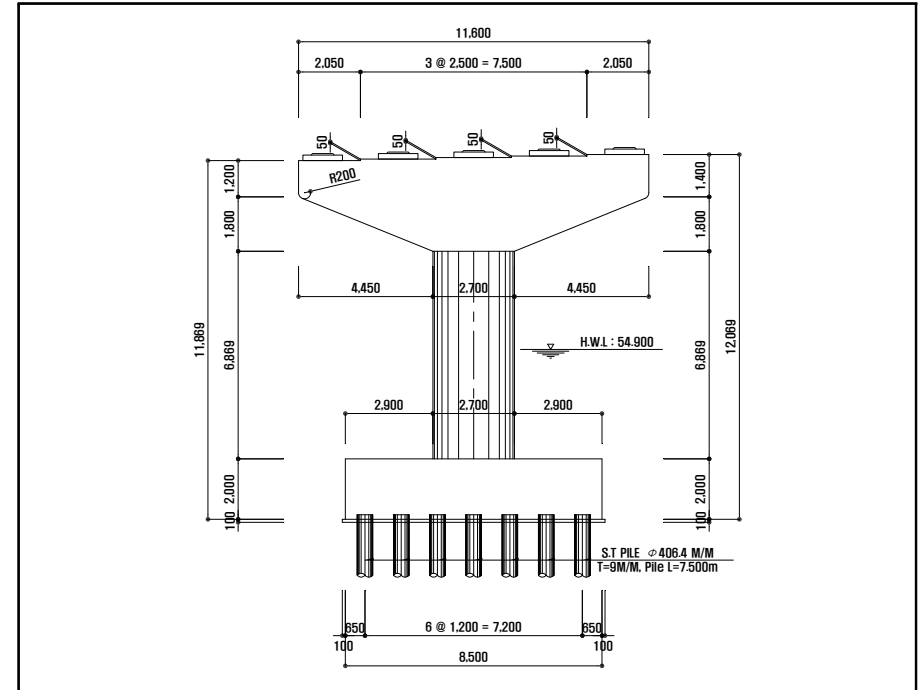
4) 사용재료

- ① 콘크리트
 - ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(두부보, 기둥, 기초)
 - ㉡ 탄성계수(E_c) : 27,849MPa(두부보, 기둥, 기초)
- ② 철근(SD300)
 - ㉠ 항복강도(f_y) : 300MPa(두부보, 기둥, 기초)
 - ㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

5) 설계방법

- ① 안정성검토 : 허용응력설계법
- ② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5.10】 해석단면(P11)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측 편재하시(L2)	우측 편재하시(L3)
1	774.939	304.312	304.312	52.808
2	786.467	258.860	248.823	101.555
3	763.361	248.835	188.852	187.290
4	753.898	265.108	106.679	252.945
5	704.628	316.804	57.440	316.804
6	742.226	284.270	284.270	43.783
7	755.489	238.571	232.595	89.190
8	734.527	230.492	175.612	173.889
9	727.305	244.563	94.191	236.539
10	680.494	296.750	47.779	296.750
계	7423.334	2688.565	1740.553	1751.553

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향(W-TR)

㉠ 상부구조에 작용하는 풍하중

$$. B/D = 12.545 / 3.350 = 3.745 [1 \leq B/D < 8]$$

$$. W_1 = [4.0 - 0.2 \times (12.545 / 3.350)] \times 3.350 = 10.9 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 10.891 \text{ kN/m}$$

$$. P_1 = 10.891 \times (30.054 + 29.999) / 2 \times \sin 90.000$$

$$= 327.014 \text{ kN}$$

$$. \text{작용위치 } h = 3.350 / 2 + 0.400 + 1.200 / 2 = 2.675 \text{ m}$$

$$. \text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 327.014 \times 2.675 = 874.763 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

㉡ 하부구조에 작용하는 풍하중

$$. W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.000 \times 2.700 = 24.300 \text{ kN}$$

$$. W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.700 = 4.050 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향(W-LO)

㉠ 하부구조에 작용하는 풍하중

$$. W'_{\text{copping}} = 83.852 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$. W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.700 = 4.050 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하 되는 것으로 한다.

$$. P_h = 1.500 \times (30.054 + 29.999) / 2 \times \sin 90.000 = 45.039 \text{ kN}$$

$$. \text{작용위치 } h = 2.736 + 1.500 + 1.200 / 2 = 4.836 \text{ m}$$

$$. \text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 45.039 \times 4.836 = 217.819 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

$$. \text{연평균 온도변화차 } \Delta T = 10^\circ\text{C 적용}$$

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$. \delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.00012 \times 25.0 \times 30.0 = 0.009 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{\xi \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$. P_h = 3 \times 27849000 \times 2.60870 \times 1 \text{ EA} \times 0.00900 / 9.869^3 \times \sin 90.000$$

$$= 2040.597 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$. \text{상부고정하중 : } V_d = 7423.334 \text{ kN}$$

$$. \text{교량받침마찰계수 : } \mu = 0.150$$

$$. P_h = \mu \times W = 7423.334 \times 0.150 \times \sin 90.000 = 1113.500 \text{ kN}$$

수평력은 ㉠, ㉡ 중 작은 값 1113.500kN를 적용한다.

㉢ 작용모멘트

$$. M_h = 1113.500 \times (0.400 + 1.200 / 2) = 1113.500 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

라. 하중조합

1) 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00									1.00
SVB23	1.00	1.00							1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00						1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00					1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00				1.00	1.00

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL : 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화

등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력

2) 계수하중 검토시

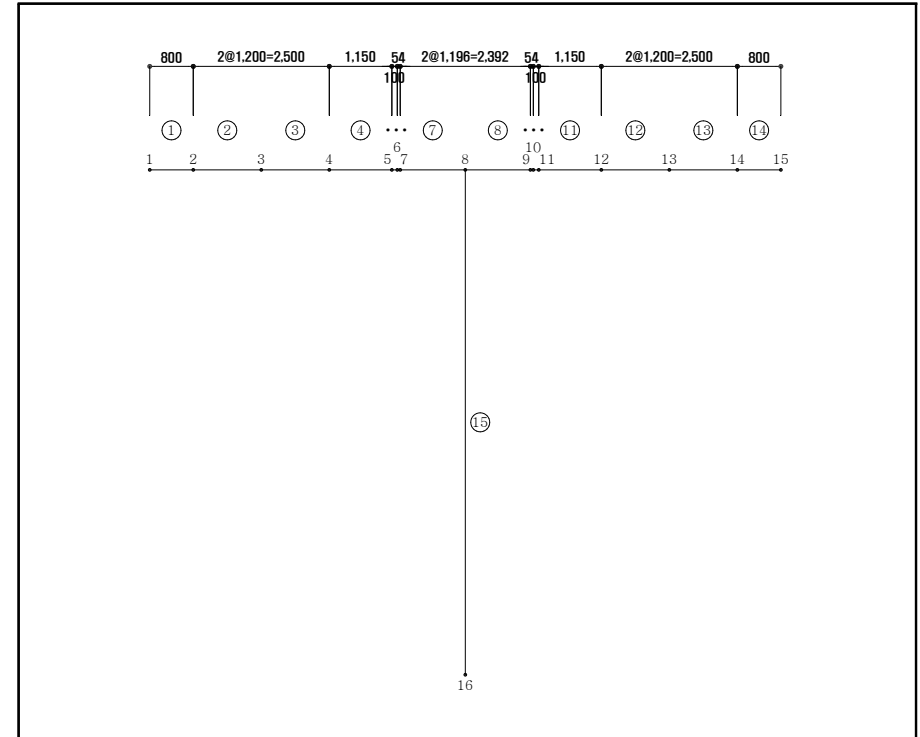
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00									1.00
ULB23	1.30	1.30							1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30						1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30					1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20				1.20	1.20

3) 계수하중 검토시(최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00									1.00
UEB23	1.00	1.30							1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30						1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30					1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20				1.20	1.20

마. 구조해석

1) 해석모델링



【그림 5.11】 해석모델링(P11)

2) 절점 좌표

절 점	X(m)	Z(m)	절 점	X(m)	Z(m)	절 점	X(m)	Z(m)	절 점	X(m)	Z(m)
1	0.000	9.269	5	4.450	9.269	9	6.996	9.269	13	9.550	9.269
2	0.800	9.269	6	4.550	9.269	10	7.050	9.269	14	10.800	9.269
3	2.050	9.269	7	4.604	9.269	11	7.150	9.269	15	11.600	9.269
4	3.300	9.269	8	5.800	9.269	12	8.300	9.269	16	5.800	0.000

3) 단면제정수

【표 5.36】 단면제정수 산정(P11)

구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I22(m ⁴)	I33(m ⁴)	적용 절점
①	2.700	1.200	3.240	1.968300	0.388800	1
②	2.700	1.400	3.780	2.296350	0.617400	15
③	2.700	1.524	4.115	2.499741	0.796411	2
④	2.700	1.724	4.655	2.827791	1.152907	14
⑤	2.700	2.029	5.478	3.328067	1.879441	
⑥	2.700	2.079	5.613	3.410080	2.021836	3
⑦	2.700	2.179	5.883	3.574105	2.327846	
⑧	2.700	2.229	6.018	3.656117	2.491797	13
⑨	2.700	2.585	6.980	4.240046	3.886549	4
⑩	2.700	2.685	7.250	4.404071	4.355273	12
⑪	2.700	3.050	8.235	5.002763	6.383841	5
⑫	2.700	3.100	8.370	5.084775	6.702975	6~9
⑬	2.700	3.150	8.505	5.166788	7.032572	10, 11
⑭	2.700	0.000	5.726	2.608705	2.608705	기둥상단
⑮	2.700	0.000	5.726	2.608705	2.608705	기둥하단

바. 두부보 검토

1) 내민보 검토 : 좌측 (절점 7)

① 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

② 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.700^2 / 4 = 5.726 \text{ m}^2$$

③ 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{5.726} = 2.392 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.154m(= 1.350 - 2.392/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

㉠ 위험단면에서의 작용력

$$. V_u = 7183.835 \text{ kN} - \text{“ULO-01”}$$

$$. M_u = 18032.735 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$. N_u = 0.000 \text{ kN}$$

㉡ 브래킷 판정

$$. a = 18032.735 / 7183.835 = 2.510 \text{ m}$$

$$. d = 3.000 - 0.200 = 2.800 \text{ m}$$

$$. a / d = 2.510 / 2.800 = 0.896 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

③ 브래킷 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	외단길이(mm)	V _u (kN)
2700.0	3000.0	2800.0	100.0	2096.9	7183.8
- f _{ck} = 24MPa, f _y = 300MPa, k ₁ = 0.85, ϕ _f = 0.85, ϕ _v = 0.75					

㉡ 주인장 철근량(A_s) 계산

. 설계 단면력 산정

$$- V_u = 7183.835 \text{ kN}$$

$$- N_{uc} = 0.20 \times 7183.835 = 1436.767 \text{ kN}$$

$$- M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 18320.088 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

. 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\phi_v = 0.80, \mu = 1.4\lambda, \lambda = 1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트})$$

$$= 7183835.000 / (0.80 \times 300 \times 1.4)$$

$$= 21380.461 \text{ mm}^2$$

. 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

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

$$= 28025.979 \text{ mm}^2$$

. 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$- A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 5986.529 \text{ mm}^2$$

. 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 ($A_f + A_n$)과 ($2/3 A_{vf} + A_n$) 중 큰 값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 34012.508 \text{ mm}^2$$

$$- A_s (\text{min}) = 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d$$

$$= 0.04 \times (24 / 300) \times 2700.000 \times 2800.000$$

$$= 24192.000 \text{ mm}^2$$

$$- \text{Use } A_s = 39522.600 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 } 200.00 \text{ mm)}$$

$$- \text{Use } A_s \geq 34012.508 \text{ mm}^2, 24192.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

. 폐쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 산정

$$- A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (34012.508 - 5986.529) = 14012.990 \text{ mm}^2$$

$$- \text{사용철근량(1단)} : D25 - 6EA = 3040.200 \text{ mm}^2$$

$$- \text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2800.00 = 1866.67 \text{ mm} \text{ 구간에 5단 설치}$$

$$- \text{사용철근량(5단)} : D25 - 30EA = 15201.000 \text{ mm}^2 \geq 14012.990 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

2) 내민보 검토 : 우측 (절점 9)

① 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

㉠ 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.700^2 / 4 = 5.726 \text{ m}^2$$

㉡ 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{5.726} = 2.392 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.154m(= 1.350 - 2.392/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

㉠ 위험단면에서의 작용력

$$. V_u = 7071.102 \text{ kN} - \text{"ULO-01"}$$

$$. M_u = 17672.643 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$. N_u = 0.000 \text{ kN}$$

㉡ 브래킷 판정

$$. a = 17672.643 / 7071.102 = 2.499 \text{ m}$$

$$. d = 3.000 - 0.200 = 2.800 \text{ m}$$

$$. a / d = 2.499 / 2.800 = 0.893 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

③ 브래킷 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	외단깊이(mm)	V_u (kN)
2700.0	3000.0	2800.0	100.0	2201.3	7071.1
- $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$					

㉡ 주인장 철근량(A_s) 계산

. 설계 단면력 산정

$$- V_u = 7071.102 \text{ kN}$$

$$- N_{uc} = 0.20 \times 7071.102 = 1414.220 \text{ kN}$$

$$- M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 17955.487 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

. 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.80, \mu = 1.4\lambda, \lambda = 1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트})$$

$$= 7071102.000 / (0.80 \times 300 \times 1.4)$$

$$= 21044.946 \text{ mm}^2$$

· 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

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

$$= 27452.472 \text{ mm}^2$$

· 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 5892.585 \text{ mm}^2$$

· 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 ($A_f + A_n$)과 ($2/3 A_{vf} + A_n$) 중 큰 값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 33345.057 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{min}) = 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d$$

$$= 0.04 \times (24 / 300) \times 2700.000 \times 2800.000$$

$$= 24192.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 39522.600 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 } 200.00 \text{ mm)}$$

$$\text{Use } A_s \geq 33345.057 \text{ mm}^2, 24192.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

· 패쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 산정

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (33345.057 - 5892.585) = 13726.236 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량(1단)} : D25 - 6EA = 3040.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2800.00 = 1866.67 \text{ mm} \text{ 구간에 5단 설치}$$

$$\text{사용철근량(5단)} : D25 - 30EA = 15201.000 \text{ mm}^2 \geq 13726.236 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

【표 5.37】 두부보 검토결과(P11)

구 분	깊이 (mm)	파복 (mm)	브래킷 검토				비 고
			주인장철근(A_s)		패쇄스티럽, 띠철근(A_h)		
			소요 철근량 (mm^2)	사용 철근량 (mm^2)	소요 철근량 (mm^2)	사용 철근량 (mm^2)	
내민보 (좌측)	3000.0	100.0	34012.508	39522.600	15201.000	14012.990	O.K
내민보 (우측)	3000.0	100.0	39522.600	33345.057	15201.000	13726.236	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

구 분		P_u (kN)	P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	$M2$ (kN·m)	V (kN)	Δ (m)	비 고
교축 직각 방향	ULC01	-13827.795	-19608.210	434.091	494.920	-20.470	-0.00026	축력최대
	ULC06	-12764.118	-12764.118	1296.127	10846.099	-2256.266	0.00316	모멘트최대
	UEC06	-9573.088	-9573.089	1487.471	11037.444	-2256.266	0.00327	편심최대
교축 방향	ULB01	-13827.795	-19608.210	192.804	192.804	0.000	-0.00011	축력최대
	ULB14	-13295.956	-13295.957	4898.253	15265.288	1513.141	0.00628	모멘트최대
	UEB14	-10104.927	-10104.927	4918.815	15285.850	1513.141	0.00630	편심최대

※ P_u : 장기지속축력(= 고정하중에 의한 축력 × 고정하중 계수)

P_u : 전체축력 , $M1$, $M2$: 기둥 상단, 하단 모멘트

V_u : 전단력 , Δ : 기둥 상단의 변위량

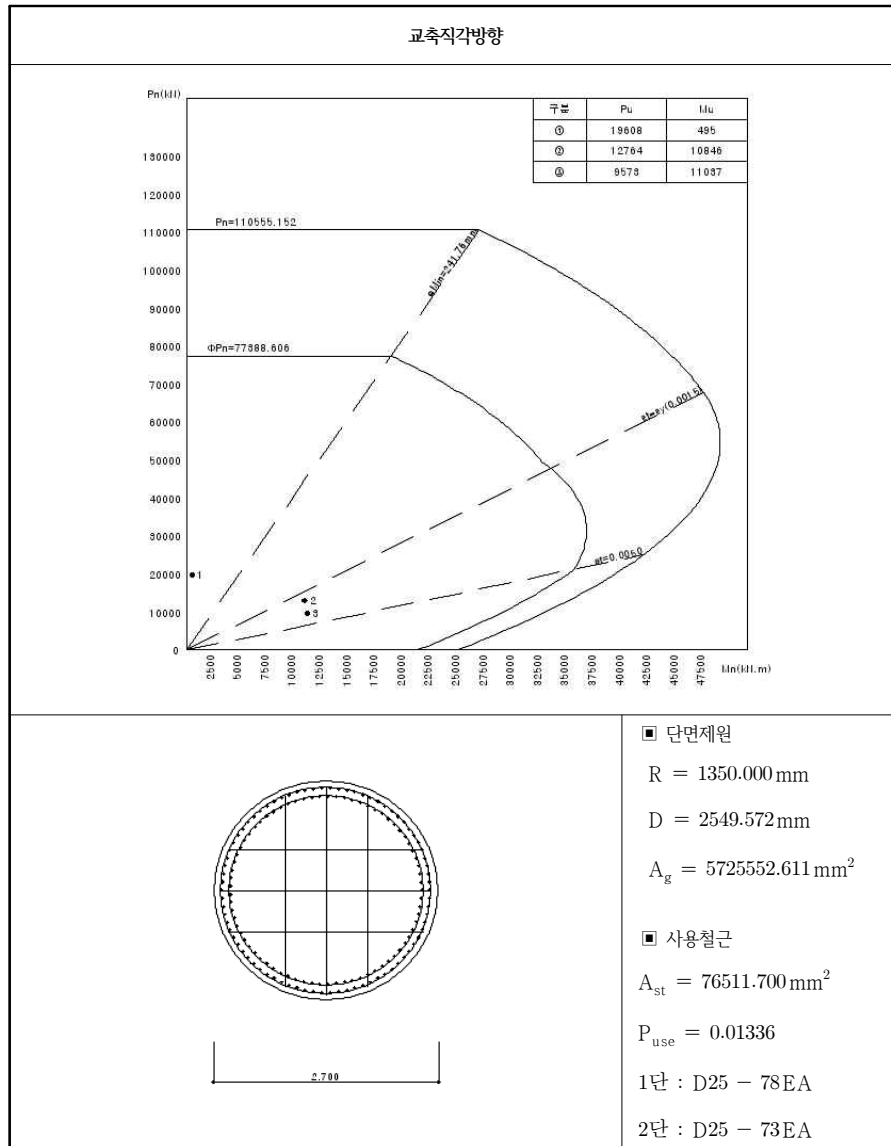
2) 기둥 단면검토

【표 5.38】 기둥 단면검토 결과(P11)

구 분		P_u (kN)	ΦP_u (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_u (kN·m)	안전율	비 고
교축 직각 방향	축력 최대	19608.210	77388.609	494.920	1953.323	O.K (3.947)	
	모멘트 최대	12764.118	46370.877	10846.100	39402.892	O.K (3.633)	
	편심 최대	9573.089	33157.331	11037.440	38229.254	O.K (3.464)	
교축 방향	축력 최대	19608.210	77388.609	192.800	760.932	O.K (3.947)	
	모멘트 최대	13295.957	33330.356	15265.290	38267.087	O.K (2.507)	
	편심 최대	10104.927	23795.304	15285.850	35995.456	O.K (2.355)	
- $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\Phi_c = 0.70$							

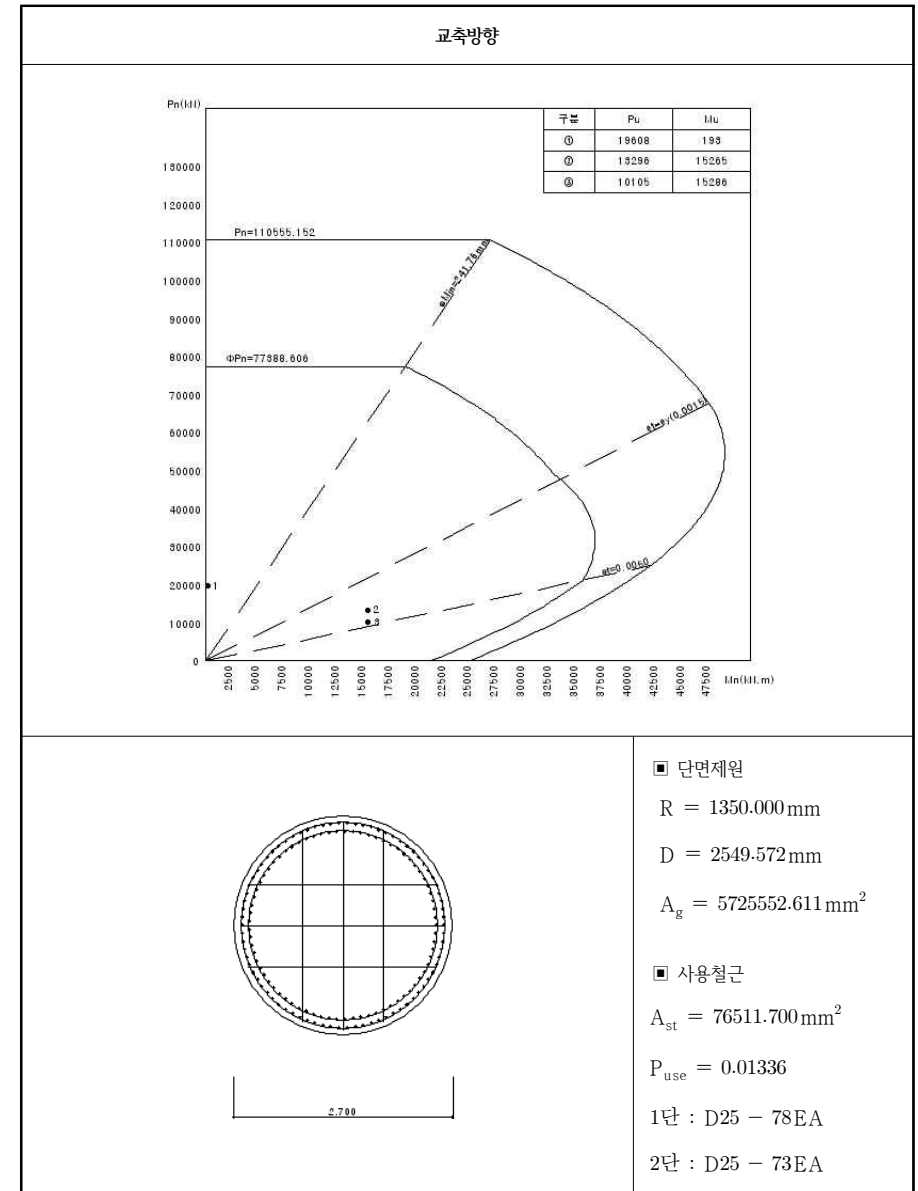
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



【그림 5.12】 교축직각방향 P-M상관도(P11)

② 교축방향



【그림 5.13】 교축방향 P-M상관도(P11)

아. 말뚝 검토

1) 검토조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
강관말뚝	406	9	2	7.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

· 말뚝의 탄성계수 : $E = 210,000 \text{ MPa}$

· 말뚝의 단면2차모멘트 : $I = \pi / 64 \times (0.402^4 - 0.388^4) = 0.0001700 \text{ m}^4$

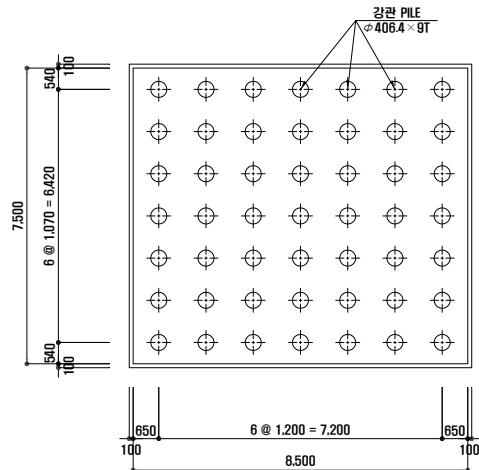
· 말뚝 머리의 평균N치 : $N = 10$

· 말뚝 선단의 평균N치 : $N = 40$

· 말뚝 선단의 근입깊이 : $D_f = 1.0 \text{ m}$

· 원지반으로부터 돌출된 길이 : $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

① 교축직각방향

구 분		$V_o (\text{kN})$	$H_o (\text{kN})$	$M_o (\text{kN} \cdot \text{m})$	비 고
사용하중	COMBO 1	16512.830	1515.746	8025.246	SVO23
	COMBO 2	13824.265	1880.222	12798.860	SVO26
	COMBO 3	13824.265	1880.222	12798.860	SVO26
계수하중	COMBO 1	23751.960	20.470	393.151	ULO01
	COMBO 2	12441.839	2256.266	15549.976	UEO26
	COMBO 3	12441.839	2256.266	15549.976	UEO26

② 교축방향

구 분		$V_o (\text{kN})$	$H_o (\text{kN})$	$M_o (\text{kN} \cdot \text{m})$	비 고
사용하중	COMBO 1	16512.830	1162.006	9416.860	SVB16
	COMBO 2	13824.265	1210.512	9791.207	SVB14
	COMBO 3	13824.265	1210.512	9791.207	SVB14
계수하중	COMBO 1	23751.960	0.000	192.804	ULB01
	COMBO 2	13133.052	1513.141	12259.568	UEB14
	COMBO 3	13133.052	1513.141	12259.568	UEB14

3) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

【표 5.39】 말뚝의 허용지지력 검토결과(P11)

구 분			V (max)	V (min)	허용지지력(R _a) (kN)	허용인발력(P _a) (kN)	비고
교축 직각 방향	COMB 1	고정	453.995	219.998	508.705	0.000	O.K
		한지	439.359	234.634	508.705	0.000	O.K
	COMB 2	고정	463.021	101.235	508.705	0.000	O.K
		한지	445.379	118.877	508.705	0.000	O.K
	COMB 3	고정	463.021	101.235	508.705	0.000	O.K
		한지	445.379	118.877	508.705	0.000	O.K
교축 방향	COMB 1	고정	483.093	190.900	508.705	0.000	O.K
		한지	471.703	202.290	508.705	0.000	O.K
	COMB 2	고정	434.060	130.196	508.705	0.000	O.K
		한지	422.189	142.067	508.705	0.000	O.K
	COMB 3	고정	434.060	130.196	508.705	0.000	O.K
		한지	422.189	142.067	508.705	0.000	O.K

② 말뚝의 수평변위 검토

.교축직각방향 : $\delta_a = 15.000\text{mm} \geq \delta = 2.583\text{mm} \therefore \text{O.K}$

.교축방향 : $\delta_a = 15.000\text{mm} \geq \delta = 1.663\text{mm} \therefore \text{O.K}$

③ 말뚝의 응력 검토

.힘응력 검토

【표 5.40】말뚝의 힘응력 검토결과(P11)

구 분			V (kN)	M (kN·m)	f _{max} (MPa)	f _{sa} (MPa)	비 고
교축 직각 방향	COMB 1	고정	453.995	23.417	80.205	140.00	O.K
		힌지	439.359	16.831	70.648	140.00	O.K
	COMB 2	고정	463.021	28.227	86.993	140.00	O.K
		힌지	445.379	20.878	76.178	140.00	O.K
	COMB 3	고정	463.021	28.227	86.993	140.00	O.K
		힌지	445.379	20.878	76.178	140.00	O.K
교축 방향	COMB 1	고정	483.093	16.250	74.984	140.00	O.K
		힌지	471.703	12.903	69.672	140.00	O.K
	COMB 2	고정	434.060	16.935	70.164	140.00	O.K
		힌지	422.189	13.441	64.622	140.00	O.K
	COMB 3	고정	434.060	16.935	70.164	140.00	O.K
		힌지	422.189	13.441	64.622	140.00	O.K

.전단응력 검토

【표 5.41】말뚝의 힘응력 검토결과(P11)

구 분			H (kN)	τ (MPa)	τ _{sa} (MPa)	비 고
교축 직각 방향	COMB 1	고정	30.934	7.114	80.000	O.K
		힌지	30.934	7.114	80.000	O.K
	COMB 2	고정	38.372	8.824	80.000	O.K
		힌지	38.372	8.824	80.000	O.K
	COMB 3	고정	38.372	8.824	80.000	O.K
		힌지	38.372	8.824	80.000	O.K
교축 방향	COMB 1	고정	23.714	5.453	80.000	O.K
		힌지	23.714	5.453	80.000	O.K
	COMB 2	고정	24.704	5.681	80.000	O.K
		힌지	24.704	5.681	80.000	O.K
	COMB 3	고정	24.704	5.681	80.000	O.K
		힌지	24.704	5.681	80.000	O.K

5.4.3 교각(P14) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : T형
- ② 상부구조형식 : PSC Beam Girder
- ③ 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 강관말뚝 기초

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0\text{kN/m}^3$
- ② 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0\text{kN/m}^3$
- ③ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.150$ (구조계산서 참조)

3) 지반조건

- ① 기초지반의 N치 : $N = 10.000$
- ② 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi_2 = 27.247^\circ$ ($\Phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ③ 기초지반의 점착력 : $c = 0.000\text{kN/m}^2$
- ④ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.328, \tan(2/3 \cdot \Phi_2)$: 흙과콘크리트

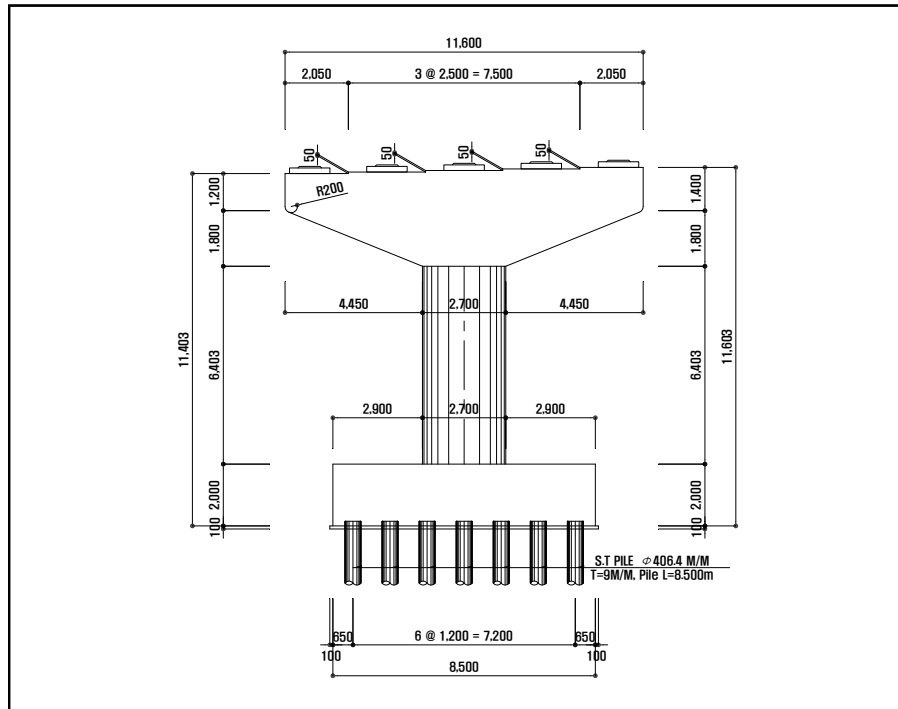
4) 사용재료

- ① 콘크리트
 - ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(두부보, 기둥, 기초)
 - ㉡ 탄성계수(E_c) : 27,849MPa(두부보, 기둥, 기초)
- ② 철근(SD300)
 - ㉢ 항복강도(f_y) : 300MPa(두부보, 기둥, 기초)
 - ㉣ 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

5) 설계방법

- ① 안정성검토 : 허용응력설계법
- ② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5.14】 해석단면(P14)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측 편재하시(L2)	우측 편재하시(L3)
1	775.995	307.072	307.072	48.526
2	786.922	258.720	250.120	99.086
3	763.135	248.595	188.672	187.113
4	752.824	265.137	104.356	254.358
5	702.580	319.725	53.524	319.725
6	776.616	308.429	308.429	48.338
7	787.005	258.980	250.770	98.601
8	763.016	248.556	188.679	187.102
9	752.551	265.432	103.902	255.042
10	702.330	321.177	53.330	321.177
계	7562.974	2801.823	1808.854	1819.068

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향(W-TR)

㉠ 상부구조에 작용하는 풍하중

$$. B/D = 12.545 / 3.350 = 3.745 [1 \leq B/D < 8]$$

$$. W_1 = [4.0 - 0.2 \times (12.545 / 3.350)] \times 3.350 = 10.9 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 10.891 \text{ kN/m}$$

$$. P_1 = 10.891 \times (29.999 + 29.998) / 2 \times \sin 90.000$$

$$= 326.713 \text{ kN}$$

$$. \text{작용위치 } h = 3.350 / 2 + 0.400 + 1.200 / 2 = 2.675 \text{ m}$$

$$. \text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 326.713 \times 2.675 = 873.958 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

㉡ 하부구조에 작용하는 풍하중

$$. W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.000 \times 2.700 = 24.300 \text{ kN}$$

$$\therefore W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.700 = 4.050 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향(W-LO)

㉠ 하부구조에 작용하는 풍하중

$$\therefore W'_{\text{copping}} = 83.852 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$\therefore W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.700 = 4.050 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하 되는 것으로 한다.

$$\therefore P_h = 1.500 \times (29.999 + 29.998) / 2 \times \sin 90.000 = 44.998 \text{ kN}$$

$$\therefore \text{작용위치 } h = 2.748 + 1.500 + 1.200 / 2 = 4.848 \text{ m}$$

$$\therefore \text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 44.998 \times 4.848 = 218.162 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\therefore \delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 30.0 = 0.009 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{\xi \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$\therefore P_h = 3 \times 27849000 \times 2.60870 \times 1 \text{ EA} \times 0.00900 / 9.403^3 \times \sin 90.000 = 2359.268 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$\therefore \text{상부고정하중 : } V_d = 7562.974 \text{ kN}$$

$$\therefore \text{교량받침마찰계수 : } \mu = 0.150$$

$$\therefore P_h = \mu \times W = 7562.974 \times 0.150 \times \sin 90.000 = 1134.446 \text{ kN}$$

수평력은 ㉠, ㉡ 중 작은 값 1134.446kN를 적용한다.

㉢ 작용모멘트

$$\therefore M_h = 1134.446 \times (0.400 + 1.200 / 2) = 1134.446 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

라. 하중조합

1) 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00									1.00
SVB23	1.00	1.00							1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00						1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00					1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00				1.00	1.00

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL : 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화

등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력

2) 계수하중 검토시

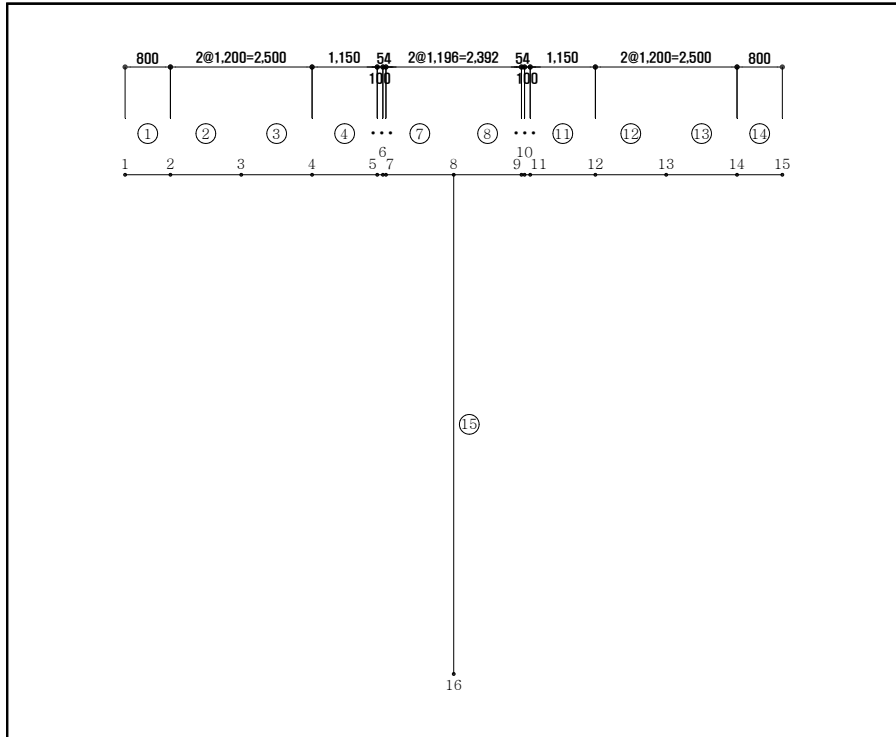
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00									1.00
ULB23	1.30	1.30							1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30						1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30					1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20				1.20	1.20

3) 계수하중 검토시(최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00									1.00
UEB23	1.00	1.30							1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30						1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30					1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20				1.20	1.20

마. 구조해석

1) 해석모델링



【그림 5.15】해석모델링(P14)

2) 절점 좌표

절 점	X(m)	Z(m)	절 점	X(m)	Z(m)	절 점	X(m)	Z(m)	절 점	X(m)	Z(m)
1	0.000	8.803	5	4.450	8.803	9	6.996	8.803	13	9.550	8.803
2	0.800	8.803	6	4.550	8.803	10	7.050	8.803	14	10.800	8.803
3	2.050	8.803	7	4.604	8.803	11	7.150	8.803	15	11.600	8.803
4	3.300	8.803	8	5.800	8.803	12	8.300	8.803	16	5.800	0.000

3) 단면제정수

【표 5.42】단면제정수 산정(P14)

구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I22(m ⁴)	I33(m ⁴)	적용 절점
①	2.700	1.200	3.240	1.968300	0.388800	1
②	2.700	1.400	3.780	2.296350	0.617400	15
③	2.700	1.524	4.115	2.499741	0.796411	2
④	2.700	1.724	4.655	2.827791	1.152907	14
⑤	2.700	2.029	5.478	3.328067	1.879441	
⑥	2.700	2.079	5.613	3.410080	2.021836	3
⑦	2.700	2.179	5.883	3.574105	2.327846	
⑧	2.700	2.229	6.018	3.656117	2.491797	13
⑨	2.700	2.585	6.980	4.240046	3.886549	4
⑩	2.700	2.685	7.250	4.404071	4.355273	12
⑪	2.700	3.050	8.235	5.002763	6.383841	5
⑫	2.700	3.100	8.370	5.084775	6.702975	6~9
⑬	2.700	3.150	8.505	5.166788	7.032572	10, 11
⑭	2.700	0.000	5.726	2.608705	2.608705	기둥상단
⑮	2.700	0.000	5.726	2.608705	2.608705	기둥하단

바. 두부보 검토

1) 내민보 검토 : 좌측 (절점 7)

① 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

㉠ 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.700^2 / 4 = 5.726\text{m}^2$$

㉡ 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{5.726} = 2.392\text{m}$$

☞ 위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.154m(= 1.350 - 2.392/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

㉠ 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 7372.922 \text{ kN} - \text{"ULO-01"}$$

$$M_u = 18539.174 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

㉡ 브래킷 판정

$$a = 18539.174 / 7372.922 = 2.514 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.200 = 2.800 \text{ m}$$

$$a/d = 2.514 / 2.800 = 0.898 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

③ 브래킷 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	외단깊이(mm)	V _u (kN)
2700.0	3000.0	2800.0	100.0	2095.2	7372.9
- f _{ck} = 24 MPa, f _y = 300 MPa, k ₁ = 0.85, ϕ _f = 0.85, ϕ _v = 0.75					

㉡ 주인장 철근량(A_s) 계산

. 설계 단면력 산정

$$V_u = 7372.922 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 7372.922 = 1474.584 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 18834.091 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

. 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\phi_v = 0.80, \mu = 1.4\lambda, \lambda = 1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트})$$

$$= 7372922.000 / (0.80 \times 300 \times 1.4)$$

$$= 21943.220 \text{ mm}^2$$

. 힘모멘트 철근(A_f)의 설계

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

$$= 28835.642 \text{ mm}^2$$

. 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$A_n = N_{uc} / (\phi \times f_y) = 6144.102 \text{ mm}^2$$

. 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 (A_f + A_n)과 (2/3 A_{vf} + A_n) 중 큰 값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 34979.743 \text{ mm}^2$$

$$A_s(\text{min}) = 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d$$

$$= 0.04 \times (24 / 300) \times 2700.000 \times 2800.000$$

$$= 24192.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 39522.600 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 200.00 mm)}$$

$$\text{Use } A_s \geq 34979.743 \text{ mm}^2, 24192.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

. 폐쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 산정

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (34979.743 - 6144.102) = 14417.821 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량(1단)} : D25 - 6EA = 3040.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2800.00 = 1866.67 \text{ mm 구간에 5단 설치}$$

$$\text{사용철근량(5단)} : D25 - 30EA = 15201.000 \text{ mm}^2 \geq 14417.821 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

2) 내민보 검토 : 우측 (절점 9)

㉠ 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

㉡ 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.700^2 / 4 = 5.726 \text{ m}^2$$

㉢ 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{5.726} = 2.392 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.154m(= 1.350 - 2.392/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

㉠ 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 7231.992 \text{ kN} - \text{"ULO-01"}$$

$$M_u = 18093.756 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

㉡ 브래킷 판정

$$a = 18093.756 / 7231.992 = 2.502 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.200 = 2.800 \text{ m}$$

$$a/d = 2.502 / 2.800 = 0.894 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

③ 브래킷 검토

㉢ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	외단깊이(mm)	V _u (kN)
2700.0	3000.0	2800.0	100.0	2200.3	7232.0
- f _{ck} = 24 MPa, f _y = 300 MPa, k ₁ = 0.85, ϕ _f = 0.85, ϕ _v = 0.75					

㉣ 주인장 철근량(A_s) 계산

. 설계 단면력 산정

$$V_u = 7231.992 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 7231.992 = 1446.398 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 18383.036 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

. 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\phi_v = 0.80, \mu = 1.4\lambda, \lambda = 1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트})$$

$$= 7231992.000 / (0.80 \times 300 \times 1.4)$$

$$= 21523.786 \text{ mm}^2$$

. 힘모멘트 철근(A_f)의 설계

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

$$= 27452.472 \text{ mm}^2$$

. 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$A_n = N_{uc} / (\phi \times f_y) = 6026.660 \text{ mm}^2$$

. 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 (A_f + A_n)과 (2/3 A_{vf} + A_n) 중 큰 값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 34151.722 \text{ mm}^2$$

$$A_s(\text{min}) = 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d$$

$$= 0.04 \times (24 / 300) \times 2700.000 \times 2800.000$$

$$= 24192.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 39522.600 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 200.00 mm)}$$

$$\text{Use } A_s \geq 34151.722 \text{ mm}^2, 24192.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

. 패쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 산정

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (34151.722 - 6026.660) = 14062.531 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량(1단)} : D25 - 6EA = 3040.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2800.00 = 1866.67 \text{ mm} \text{ 구간에 5단 설치}$$

$$\text{사용철근량(5단)} : D25 - 30EA = 15201.000 \text{ mm}^2 \geq 14062.531 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

【표 5.43】두부보 검토결과(P14)

구 분	깊이 (mm)	피복 (mm)	브래킷 검토				비 고
			주인장철근(A _s)		패쇄스터럽, 띠철근(A _h)		
			소요 철근량 (mm ²)	사용 철근량 (mm ²)	소요 철근량 (mm ²)	사용 철근량 (mm ²)	
내민보 (좌측)	3000.0	100.0	34979.743	39522.600	14417.821	15201.000	O.K
내민보 (우측)	3000.0	100.0	34151.722	39522.600	14062.531	15201.000	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

구 분		P_e (kN)	P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	$M2$ (kN·m)	V (kN)	Δ (m)	비 고
교축 직각 방향	ULO01	-13922.614	-19946.533	613.970	613.970	0.000	-0.00030	축력최대
	ULO02	-13922.614	-17811.650	7997.053	7997.053	0.000	-0.00395	모멘트최대
	UEO20	-10174.218	-12448.053	5156.018	6972.772	-291.839	0.00310	편심최대
교축 방향	ULB01	-13922.614	-19946.533	0.243	0.243	0.000	0.00000	축력최대
	ULB14	-13387.129	-13387.128	5071.100	14925.848	1555.291	0.00555	모멘트최대
	UEB14	-10174.218	-10174.218	5071.545	14926.294	1555.291	0.00555	편심최대

※ P_e : 장기지속축력(= 고정하중에 의한 축력 × 고정하중 계수)

P_u : 전체축력 , $M1$, $M2$: 기둥 상단, 하단 모멘트

V_u : 전단력 , Δ : 기둥 상단의 변위량

2) 기둥 단면검토

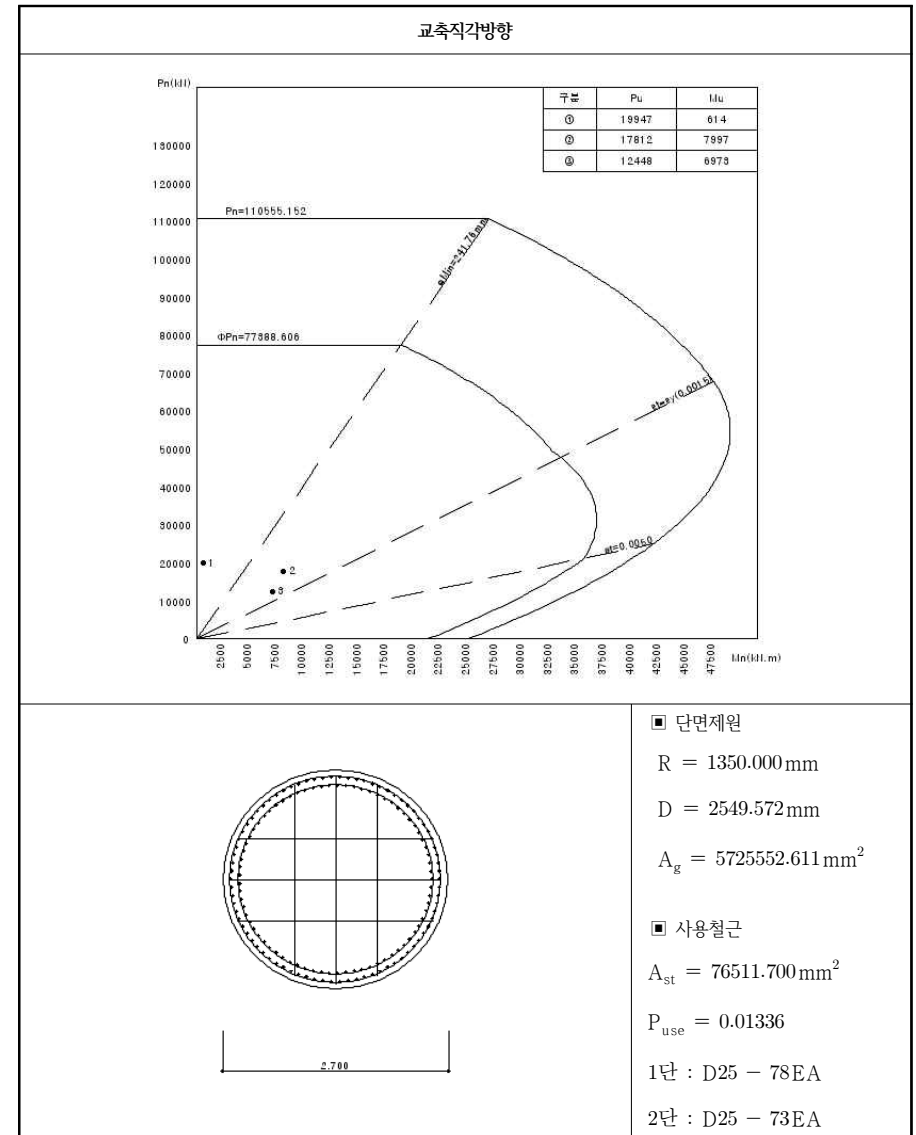
【표 5.44】 기둥 단면검토 결과(P14)

구 분		P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
교축 직각 방향	축력 최대	19946.533	77388.609	613.970	2382.082	O.K (3.880)	
	모멘트 최대	17811.650	62095.321	7997.050	27879.472	O.K (3.486)	
	편심 최대	12448.053	63407.402	6972.770	35517.621	O.K (5.094)	
교축 방향	축력 최대	19946.533	77388.609	0.240	0.931	O.K (3.880)	
	모멘트 최대	13387.128	34547.879	14925.850	38518.827	O.K (2.581)	
	편심 최대	10174.218	24620.147	14926.290	36119.480	O.K (2.420)	

- $f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 300\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\Phi_c = 0.70$

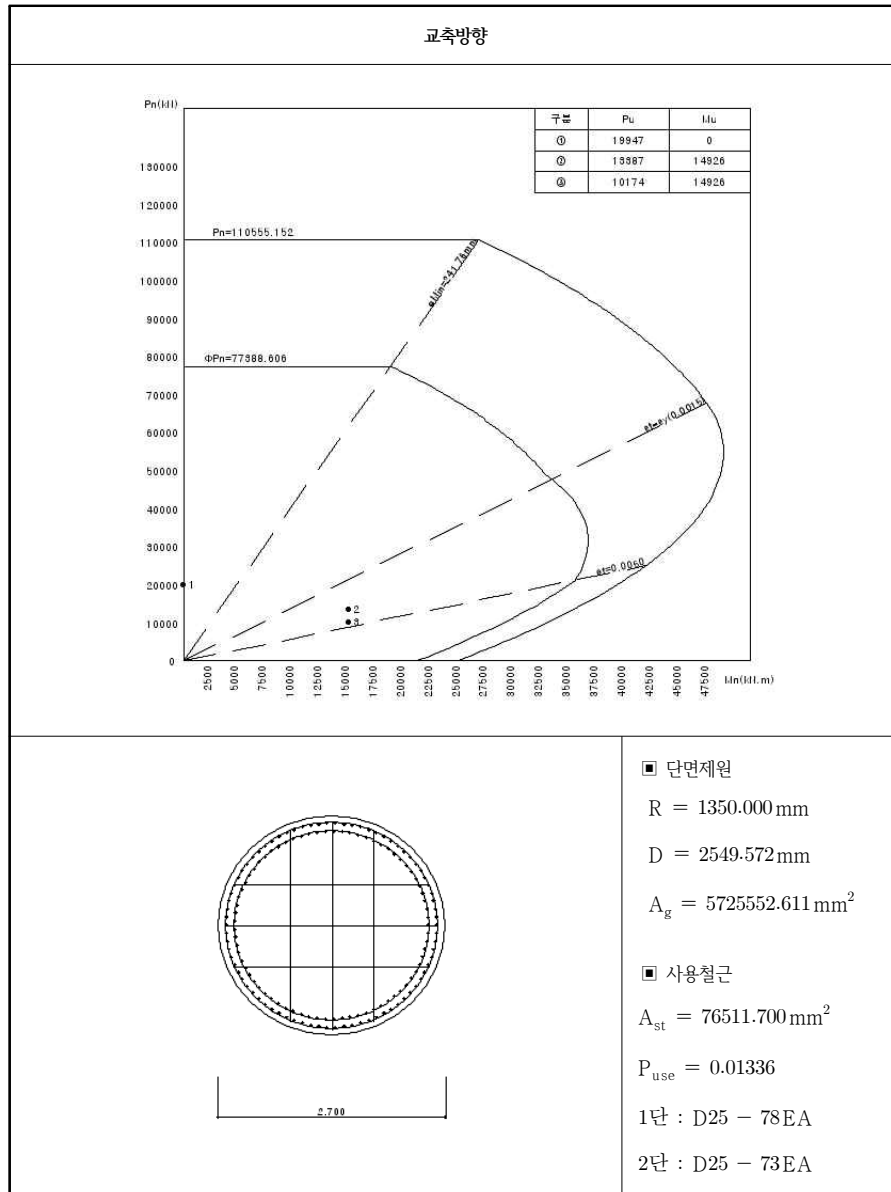
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



【그림 5.16】 교축직각방향 P-M상관도(P14)

② 교축방향



【그림 5.17】 교축방향 P-M상관도(P14)

아. 말뚝 검토

1) 검토조건

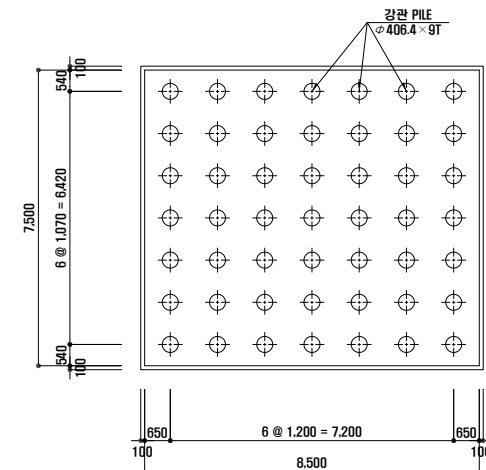
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
강관말뚝	406	9	2	8.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

- 말뚝의 탄성계수 : E = 210,000 MPa
- 말뚝의 단면2차모멘트 : $I = \pi / 64 \times (0.402^4 - 0.388^4) = 0.0001700 \text{ m}^4$
- 말뚝 머리의 평균N치 : N = 10
- 말뚝 선단의 평균N치 : N = 40
- 말뚝 선단의 근입깊이 : D_f = 1.0m
- 원지반으로부터 돌출된 길이 : h = 0.0m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

① 교축직각방향

구 분		V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN·m)	비 고
사용하중	COMBO 1	16699.026	233.471	2528.335	SVO05
	COMBO 2	15716.271	233.471	5868.630	SVO07
	COMBO 3	15716.271	233.471	5868.630	SVO21
계수하중	COMBO 1	24090.283	0.000	613.970	ULO01
	COMBO 2	21955.400	0.000	7997.053	UEO26
	COMBO 3	15476.178	291.839	7556.449	UEO26

② 교축방향

구 분		V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN·m)	비 고
사용하중	COMBO 1	16699.026	1189.340	9152.420	SVB16
	COMBO 2	13897.203	1244.232	9452.215	SVB14
	COMBO 3	13897.203	1244.232	9452.215	SVB14
계수하중	COMBO 1	24090.283	0.000	0.243	ULB01
	COMBO 2	13202.343	1555.291	11815.712	UEB14
	COMBO 3	13202.343	1555.291	11815.712	UEB14

3) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

【표 5.45】 말뚝의 허용지지력 검토결과(P14)

구 분			V (max)	V (min)	허용지지력(R _a) (kN)	허용인발력(P _a) (kN)	비고
교축 직각 방향	COMB 1	고정	375.019	306.574	508.705	0.000	O.K
		힌지	373.046	308.547	508.705	0.000	O.K
	COMB 2	고정	396.908	244.572	508.705	0.000	O.K
		힌지	395.595	245.885	508.705	0.000	O.K
	COMB 3	고정	396.908	244.572	508.705	0.000	O.K
		힌지	395.595	245.885	508.705	0.000	O.K
교축 방향	COMB 1	고정	483.253	198.340	508.705	0.000	O.K
		힌지	471.720	209.873	508.705	0.000	O.K
	COMB 2	고정	430.928	136.305	508.705	0.000	O.K
		힌지	418.828	148.404	508.705	0.000	O.K
	COMB 3	고정	430.928	136.305	508.705	0.000	O.K
		힌지	418.828	148.404	508.705	0.000	O.K

② 말뚝의 수평변위 검토

. 교축직각방향 : $\delta_a = 15.000\text{mm} \geq \delta = 2.583\text{mm} \therefore \text{O.K}$

. 교축방향 : $\delta_a = 15.000\text{mm} \geq \delta = 1.663\text{mm} \therefore \text{O.K}$

③ 말뚝의 응력 검토

. 힘응력 검토

【표 5.46】 말뚝의 힘응력 검토결과(P14)

구 분			V (kN)	M (kN·m)	f _{max} (MPa)	f _{sa} (MPa)	비 고
교축 직각 방향	COMB 1	고정	375.019	3.158	46.904	140.00	O.K
		힌지	373.046	2.592	46.001	140.00	O.K
	COMB 2	고정	396.908	2.101	48.157	140.00	O.K
		힌지	395.595	2.592	48.594	140.00	O.K
	COMB 3	고정	396.908	2.101	48.157	140.00	O.K
		힌지	395.595	2.592	48.594	140.00	O.K
교축 방향	COMB 1	고정	483.253	16.454	75.246	140.00	O.K
		힌지	471.720	13.206	70.037	140.00	O.K
	COMB 2	고정	430.928	17.262	70.194	140.00	O.K
		힌지	418.828	13.816	64.683	140.00	O.K
	COMB 3	고정	430.928	17.262	70.194	140.00	O.K
		힌지	418.828	13.816	64.683	140.00	O.K

. 전단응력 검토

【표 5.47】 말뚝의 전단응력 검토결과(P14)

구 분			H (kN)	τ (MPa)	τ _{sa} (MPa)	비 고
교축 직각 방향	COMB 1	고정	4.765	1.096	80.000	O.K
		힌지	4.765	1.096	80.000	O.K
	COMB 2	고정	4.765	1.096	80.000	O.K
		힌지	4.765	1.096	80.000	O.K
	COMB 3	고정	4.765	1.096	80.000	O.K
		힌지	4.765	1.096	80.000	O.K
교축 방향	COMB 1	고정	24.272	5.582	80.000	O.K
		힌지	24.272	5.582	80.000	O.K
	COMB 2	고정	25.392	5.839	80.000	O.K
		힌지	25.392	5.839	80.000	O.K
	COMB 3	고정	25.392	5.839	80.000	O.K
		힌지	25.392	5.839	80.000	O.K

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.48】 상부구조 안전성 평가결과

구 분				계산식	판정	비고
1 구간	PSC거터	허용응력법		$\frac{f_a}{f} = \frac{18.000}{8.548} = 2.11$	O.K	MPa
		강도설계법		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{16,104.290}{9,775.193} = 1.65$	O.K	kN.m
	바닥판	단면 검토	캔틸레버부 (방호벽)	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{116.609}{46.890} = 2.49$	O.K	kN.m
			캔틸레버부 (중분대)	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{116.609}{61.378} = 1.90$	O.K	kN.m
		중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{130.114}{57.071} = 2.28$	O.K	kN.m
2 구간	PSC거터	허용응력법		$\frac{f_a}{f} = \frac{18.000}{8.531} = 2.11$	O.K	MPa
		강도설계법		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{16,104.290}{9,658.622} = 1.67$	O.K	kN.m
	바닥판	단면 검토	캔틸레버부 (방호벽)	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{116.609}{46.890} = 2.49$	O.K	kN.m
			캔틸레버부 (중분대)	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{116.609}{61.378} = 1.90$	O.K	kN.m
		중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{130.114}{57.071} = 2.28$	O.K	kN.m

나. 하부구조

【표 5.49】 하부구조 안전성 평가결과

구 분				계산식	판정	비고
A1	단면 검토	벽체	휨모멘트	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{1,157.909}{641.437} = 1.805$	O.K	kN.m
			전단	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{751.177}{245.402} = 3.061$	O.K	kN
		홍벽	휨모멘트	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{246.456}{145.840} = 1.690$	O.K	kN.m
			전단	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{404.982}{80.502} = 5.031$	O.K	kN
	안정성 검토	지지력		$V_{max} (= 491.422) < R_u (= 508.705)$	O.K	kN/EA
		휨응력		$f_{max} (= 123.192) < f_{sa} (= 133.000)$	O.K	MPa
		전단응력		$\tau (= 18.682) < \tau_{sa} (= 76.000)$	O.K	MPa
		수평변위		$\delta (= 5.470) < \delta_a (= 15.000)$	O.K	mm
P11	두부보 (내민보)	주인장철근 검토		소요철근량(=34,012.508)<사용철근량(=39,522.600)	O.K	mm ²
		페쇄스트립, 띠철근 검토		소요철근량(=14,012.990)<사용철근량(=15,201.000)	O.K	mm ²
	기동 검토	교축직각방향		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{33,157.331}{9,573.089} = 3.464 > 1$	O.K	kN
				$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{38,229.254}{11,037.440} = 3.464 > 1$		kN.m
		교축방향		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{23,795.304}{10,104.927} = 2.355 > 1$	O.K	kN
				$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{35,995.456}{15,285.850} = 2.355 > 1$		kN.m
	안전성 검토	교축 직각 방향	지지력	$V_{max} (= 463.021) < R_u (= 508.705)$	O.K	kN/EA
			휨응력	$f_{max} (= 86.993) < f_{sa} (= 140.000)$	O.K	MPa
			전단 응력	$\tau (= 8.824) < \tau_{sa} (= 80.000)$	O.K	MPa
			수평 변위	$\delta (= 2.583) < \delta_a (= 15.000)$	O.K	mm
		교축 방향	지지력	$V_{max} (= 483.093) < R_u (= 508.705)$	O.K	kN/EA
			휨응력	$f_{max} (= 74.984) < f_{sa} (= 140.000)$	O.K	MPa
			전단 응력	$\tau (= 5.681) < \tau_{sa} (= 80.000)$	O.K	MPa
			수평 변위	$\delta (= 1.663) < \delta_a (= 15.000)$	O.K	mm

【표 5.49】하부구조 안전성 평가결과(계속)

구 분			계산식	판정	비고	
P14	두부보 (내민보)	주인장철근 검토	소요철근량(=34,979.743)<사용철근량(=39,522.600)	O.K	mm	
		폐쇄스트립, 띠철근 검토	소요철근량(=14,417.821)<사용철근량(=15,201.000)	O.K	mm	
	기동 검토	교축직각방향	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{62,095.321}{17,811.650} = 3.464 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{27,879.472}{7,997.050} = 3.486 > 1$	O.K	kN kN.m	
		교축방향	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{24,620.147}{10,174.218} = 2.420 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{36,119.480}{14,926.290} = 2.420 > 1$	O.K	kN kN.m	
	안전성 검토	교축 직각 방향	지지력	$V_{\max} (= 396.908) < R_a (= 508.705)$	O.K	kN/EA
			힘응력	$f_{\max} (= 48.594) < f_{sa} (= 140.000)$	O.K	MPa
			전단 응력	$\tau (= 1.096) < \tau_{sa} (= 80.000)$	O.K	MPa
			수평 변위	$\delta (= 2.583) < \delta_a (= 15.000)$	O.K	mm
		교축 방향	지지력	$V_{\max} (= 483.253) < R_a (= 508.705)$	O.K	kN/EA
			힘응력	$f_{\max} (= 75.246) < f_{sa} (= 140.000)$	O.K	MPa
전단 응력			$\tau (= 5.839) < \tau_{sa} (= 80.000)$	O.K	MPa	
수평 변위			$\delta (= 1.663) < \delta_a (= 15.000)$	O.K	mm	

5.5.2 내하력 평가결과

【표 5.50】내하력 평가결과

1 구간	PSC 거더	허용응력법	$\frac{f_a - (f_d - f_e)}{f_\ell (1 + i)} = \frac{0.000 - (12.155 - 18.519)}{3.595} = 1.77$	DB-24 이상
		강도설계법	$\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)} = \frac{16,104.290 - 1.3 \times 4,389.401}{2.15 \times 1,892.545} = 2.56$	DB-24 이상
	바닥판 (강도설계법)		$\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)} = \frac{130.114 - 1.3 \times 2.621}{2.15 \times 24.960} = 2.36$	DB-24 이상
2 구간	PSC 거더	허용응력법	$\frac{f_a - (f_d - f_e)}{f_\ell (1 + i)} = \frac{0.000 - (12.040 - 18.519)}{3.563} = 1.82$	DB-24 이상
		강도설계법	$\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)} = \frac{16,104.290 - 1.3 \times 4,328.157}{2.15 \times 1,875.357} = 2.60$	DB-24 이상
	바닥판 (강도설계법)		$\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)} = \frac{130.114 - 1.3 \times 2.621}{2.15 \times 24.960} = 2.36$	DB-24 이상