

제5장 시설물의 안전성평가

5.1 개요

5.2 상부구조 안전성평가

5.3 내하력평가

5.4 하부구조 안전성평가

5.5 안전성평가 결과요약

제5장 시설물의 안전성평가

5.1 개 요

청미천교는 총연장 450.600m, 폭 12.435m(양평방향), 11.855m(마산방향)의 4차로 교량으로서, 상부구조형식은 5경간 연속 강박스 거더교(5@50m = 250.0m)와 4경간 연속 강박스 거더교(4@50m = 200.0m)으로 구성되어 있다. 신축이음부를 경계로 S1~S5경간, S6~S9경간으로 각각 나누어 평가하였다.

하부구조는 상부에서 발생하는 하중과 하부 자체의 하중까지 버틸 수 있는 구조물로, 교대(역T형) 4기와 교각(π 형) 16기로 구성되어 있다.

본 교량에 대한 구조해석 및 내하력 평가는 설계자료(구조계산서, 준공도면 등)에서 제시한 바와 같이 이루어졌다는 가정과 설계변경사항, 기존 점검 및 진단보고서, 현장조사자료(실측 제원, 외관조사 및 내구성조사 등), 시공단계 등을 고려하였으며, 현 설계기준을 적용하였다.

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 양평방향(S1 ~ S5)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 5경간 연속 강박스 거더교
- ② 교량연장 : $L = 5@50m = 250.0m$
- ③ 교량폭원 : 12.435m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5m$, $H = 2.5m$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0MPa$
- ㉡ 탄성계수 : $E_c = 27,804MPa$

㉔ 전단탄성계수 : $G_c = 11,781\text{MPa}$

㉔ 허용압축응력 : $f_{ca} = 10.8\text{MPa}$

② 철근(SD400)

㉔ 항복강도 : $f_y = 400.0\text{MPa}$

㉔ 탄성계수 : $E_s = 200,000\text{MPa}$

㉔ 허용압축응력 : $f_{ca} = 180.0\text{MPa}$

㉔ 허용인장응력 : $f_{ta} = 160.0\text{MPa}$

③ 강재

㉔ 주부재 : SM490(준공당시 기호 : SWS490)

㉔ 부부재 : SM400(준공당시 기호 : SWS400)

㉔ 탄성계수 : $E_{st} = 205,000\text{MPa}$

㉔ 전단탄성계수 : $G_{st} = 79,000\text{MPa}$

㉔ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	140	190	215	270
40초과 75이하	130	175	200	260
75초과 100이하			195	250

㉔ 허용축방향압축응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM 570 SMA 570
40이하	$140 : \ell/r \leq 18.6$	$190 : \ell/r \leq 16.0$	$215 : \ell/r \leq 15.1$	$270 : \ell/r \leq 13.4$
	$140 - 0.82(\ell/r - 18.6) :$	$190 - 1.29(\ell/r - 16.0) :$	$215 - 1.55(\ell/r - 15.1) :$	$270 - 2.19(\ell/r - 13.4) :$
	$18.6 < \ell/r \leq 92.8$	$16.0 < \ell/r \leq 80.1$	$15.1 < \ell/r \leq 75.5$	$13.4 < \ell/r \leq 67.1$
	$\frac{1,200,000}{6,700 + (\ell/r)^2} :$	$\frac{1,200,000}{5,000 + (\ell/r)^2} :$	$\frac{1,200,000}{4,400 + (\ell/r)^2} :$	$\frac{1,200,000}{3,500 + (\ell/r)^2} :$
	$92.8 < \ell/r$	$80.1 < \ell/r$	$75.5 < \ell/r$	$67.1 < \ell/r$

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM 570 SMA 570
40초과 75이하	130 : $\ell/r \leq 19.4$	175 : $\ell/r \leq 16.6$	200 : $\ell/r \leq 15.5$ 200-1.40(ℓ/r -15.5) : 15.5 < $\ell/r \leq 77.7$ $\frac{1,200,000}{4,700 + (\ell/r)^2}$: 77.7 < ℓ/r	260 : $\ell/r \leq 13.7$ 260-2.07(ℓ/r -13.7) : 13.7 < $\ell/r \leq 68.6$ $\frac{1,200,000}{3,600 + (\ell/r)^2}$: 68.6 < ℓ/r
75초과 100이하	19.4 < $\ell/r \leq 97.0$ $\frac{1,200,000}{7,300 + (\ell/r)^2}$: 97.0 < ℓ/r	16.6 < $\ell/r \leq 82.8$ $\frac{1,200,000}{5,300 + (\ell/r)^2}$: 82.8 < ℓ/r	195 : $\ell/r \leq 15.8$ 195-1.35(ℓ/r -15.8) : 15.8 < $\ell/r \leq 78.9$ $\frac{1,200,000}{4,800 + (\ell/r)^2}$: 78.9 < ℓ/r	250 : $\ell/r \leq 13.9$ 250-1.96(ℓ/r -13.9) : 13.9 < $\ell/r \leq 69.4$ $\frac{1,200,000}{3,700 + (\ell/r)^2}$: 69.4 < ℓ/r

여기서, ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm) r : 부재 종단면의 단면회전반경(mm)

⊗ 허용휨압축응력(MPa)

- 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우, 상자형 단면, π 형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	140	190	215	270
40초과 75이하	130	175	200	260
75초과 100이하			195	250

강종 판두께(mm)		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	40이하	140 : $\ell/b \leq 4.6$ 140-2.49($\ell/b-4.6$) : 4.6 < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 4.0$ 190-3.91($\ell/b-4.0$) : 4.0 < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 3.8$ 215-4.69($\ell/b-3.8$) : 3.8 < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 3.4$ 270-6.64($\ell/b-3.4$) : 3.4 < $\ell/b \leq 25$
	40초과 75이하	130 : $\ell/b \leq 4.9$	175 : $\ell/b \leq 4.1$	200 : $\ell/b \leq 3.9$ 200-4.24($\ell/b-3.9$) : 3.9 < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 3.4$ 260-6.25($\ell/b-3.4$) : 3.4 < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-2.21($\ell/b-4.9$) : 4.9 < $\ell/b \leq 30$	175-3.48($\ell/b-4.1$) : 4.1 < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 3.9$ 195-4.07($\ell/b-3.9$) : 3.9 < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 3.5$ 250-5.94($\ell/b-3.5$) : 3.5 < $\ell/b \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	40이하	140 : $\ell/b \leq 9.3/K$ 140-1.24(K $\ell/b-9.3$) : 9.3/K < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 8.0/K$ 190-1.95(K $\ell/b-8.0$) : 8.0/K < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 7.5/K$ 215-2.35(K $\ell/b-7.5$) : 7.5/K < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 6.7/K$ 270-3.32(K $\ell/b-6.7$) : 6.7/K < $\ell/b \leq 25$
	40초과 75이하	130 : $\ell/b \leq 9.7/K$	175 : $\ell/b \leq 8.3/K$	200 : $\ell/b \leq 7.8/K$ 200-2.12(K $\ell/b-7.8$) : 7.8/K < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 260-3.12(K $\ell/b-6.9$) : 6.9/K < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-1.10(K $\ell/b-9.7$) : 9.7/K < $\ell/b \leq 30$	175-1.74(K $\ell/b-8.3$) : 8.3/K < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 7.9/K$ 195-2.04(K $\ell/b-7.9$) : 7.9/K < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 250-2.97(K $\ell/b-6.9$) : 6.9/K < $\ell/b \leq 25$
비 고		A_w : 복부판의 총 단면적(mm ²) A_c : 압축플랜지의 총 단면적(mm ²) ℓ : 압축플랜지의 고정점간의 거리(mm) b : 압축플랜지의 폭(mm) $K : \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$			

◎ 허용전단응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
	40이하	80	110	125
40초과 75이하	75	100	115	150
75초과 100이하			115	145

㉞ 항복응력 (MPa)

강종 판두께 (mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	235	315	355	450
40초과 75이하	215	295	335	430
75초과 100이하			325	420

㉞ 강재 주거더의 허용응력 증가율

하중의 조합			증가율(%)	
			정의 휨모멘트를 받는 부분	부의 휨모멘트를 받는 부분
1	크리프의 영향과 건조수축의 영향을 제외한 주하중		0	0
2	주하중	압축연	15	0
		인장연	0	0
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차	압축연	30	15
		인장연	15	15
4	가설시 하중	압축연	25	25
		인장연	25	25

3) 사용 전산프로그램 : 안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 MIDAS CIVIL을 이용하였으며, 구조물의 기하학적 특성을 Frame Element로 모델링하였다.

4) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스 거더 : 허용응력설계법

5) 적용하중

① 고정하중

고정하중은 합성전 고정하중과 합성후 고정하중으로 구분하여 모델링하였다. 합성전 고정하중은 강재 및 바닥판 자중을 고려하였으며 합성후 고정하중은 방호벽 및 중앙분리대, 포장등을 고려하여 계산하였다.

② 활하중

본 교량은 1등급 교량으로서 DB-24 및 DL-24 하중을 적용한다.

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

㉠ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차(ΔT) : $\pm 10^{\circ} \text{C}$

㉡ 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수(α) : 12×10^{-6}

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

㉠ 크리프 계수(ϕ_1) : 2

㉡ 크리프 계산을 위한 탄성계수비 : $n_1 = n (1 + \phi_1 / 2) = 7 \times (1 + 2 / 2) = 14$

⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축

㉠ 최종수축율(ε_s) : 27×10^{-5}

㉡ 건조수축 계산을 위한 크리프 계수(ϕ_2) : $\phi_2 = 2 \phi_1 = 2 \times 2 = 4$

㉢ 건조수축 계산을 위한 탄성계수비 : $n_2 = n (1 + \phi_2 / 2) = 7 \times (1 + 4 / 2) = 21$

⑥ 하중조합

㉠ LCB1 : 합성전 고정하중

㉡ LCB2 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중

㉢ LCB3 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프

㉣ LCB4 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축

㉤ LCB5 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차

㉥ LCB6 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

6) 참고문헌

① 도로교 설계기준(2010)

② 콘크리트 구조설계기준(2012)

③ 도로설계편람(2008)

④ 도로설계요령(2009)

⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

나. 바닥판 구조검토

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

1) 캔틸레버부(방호벽)

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$0.280 \times 0.850 \times 25 = 5.950$	5.950	5.087	
②	$\frac{1}{2} \times 0.070 \times 0.850 \times 25 = 0.744$	0.744	0.515	
③	$0.350 \times 0.500 \times 25 = 1.313$	4.375	3.588	
④	$\frac{1}{2} \times 0.120 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.263	0.159	
⑤	$0.120 \times 0.325 \times 25 = 2.153$	0.975	0.570	
⑥	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 6.406$	6.406	3.283	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.925 \times 0.05 \times 25 = 0.578$	0.578	0.236	
⑧	$0.100 \times 0.050 \times 25 = 0.125$	0.125	0.006	
⑨	$0.525 \times 0.080 \times 23 = 0.633$	0.966	0.254	포장
계	20.382		13.698	

H1 =	0.250	m
H2 =	0.325	m
H3 =	0.175	m
H4 =	0.850	m
H5 =	0.300	m
H6 =	0.080	m
L1 =	0.030	m
L2 =	0.280	m
L3 =	0.070	m
L4 =	0.120	m
L5 =	0.525	m
L6 =	0.925	m
L7 =	0.100	m
L8 =	0.050	m

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
트럭의 후륜하중 (P_r) = 96.0kN
곡선반경 (R) = ∞
설계속도 = 100km/hr

② 활하중 (DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.225 + 1.14 = 1.320\text{m}$$

여기서, $X = 0.225\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.225} = 0.373 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.225 \times (1+0.300)}{1.360} = 21.273 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 = (100 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\ = 23.333 \text{ kN/m}$$

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.230 = 28.700 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 원심하중

$$CF = 0.79 \left(\frac{V^2}{R} \right) (\%) = 0.79 \times \left(\frac{100^2}{5400} \right) (\%) = 1.463 (\%)$$

$$P_{cf} = \frac{P_r}{E} \times \frac{1.463}{100} = 1.064 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 1.064 \times 1.8 = 1.915 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.270 \text{ m} = 3.810 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.810 \times 0.715 = 2.724 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑧ 하중조합

㉠ 계수모멘트

- $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} = 66.034 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 85.262 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 49.723 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 54.147 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

㉡ 사용모멘트

- $M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} = 36.886 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

⑨ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.225 + 230) = 248 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 300.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 248.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑩ 단면검토

㉠ 검토조건

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

단면폭(b) = 1000mm , 단면높이(h) = 300mm

철근 피복두께(d_c) = 60mm , 유효깊이(d) = 240mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

⑪ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > Mu = 85.262 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑫ 사용성(균열) 검토

$$\textcircled{㉠} \text{탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8$$

$$\textcircled{㉡} \text{중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.400$$

$$\textcircled{㉢} \text{철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 36.886 \times 10^6 / [1588 \times (240 - 66.400/3)] = 106.615 \text{ MPa}$$

$$\textcircled{㉣} \text{최소 두께}(c_c) = 60.0 - 16.0/2 = 52.0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{㉤} \text{인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210 / 106.615) - 2.5 \times 52.0 = 609 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{㉥} \text{인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 106.615) = 591 \text{ mm} \end{aligned}$$

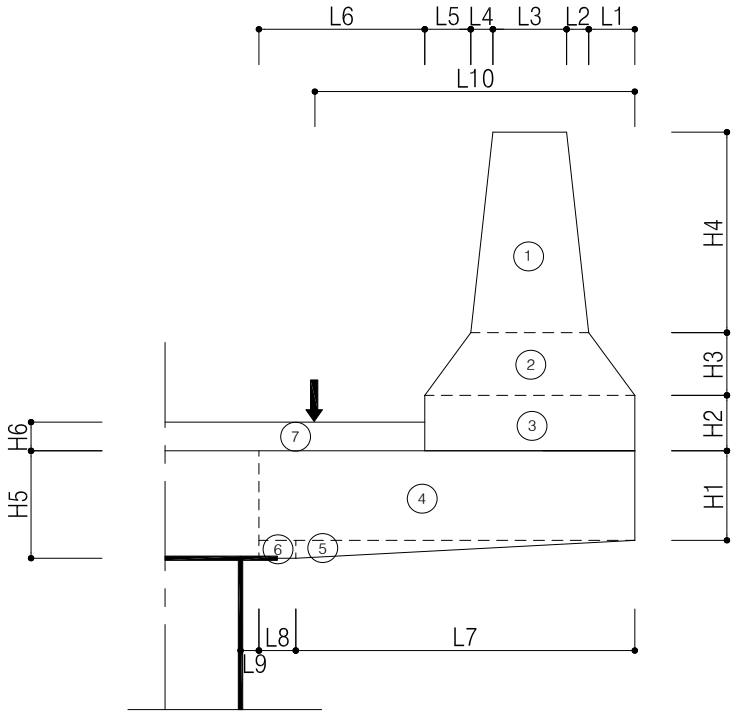
$$\textcircled{㉦} \text{철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 591 \text{ mm}$$

$$\textcircled{㉧} \text{철근 평균간격 } s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 591 \text{ mm} \text{ 이므로, } \therefore \text{O.K}$$

2) 캔틸레버부(중분대)

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$1/2 \times (0.360+0.15) \times 1.020 \times 25 = 6.503$	1.005	6.536	
②	$1/2 \times (0.360+0.61) \times 0.175 \times 25 = 2.122$	1.005	2.133	
③	$0.610 \times 0.155 \times 25 = 2.364$	1.005	2.376	
④	$1.310 \times 0.250 \times 25 = 8.188$	0.655	5.363	
⑤	$1/2 \times 1.210 \times 0.050 \times 25 = 0.756$	0.503	0.381	
⑥	$0.100 \times 0.050 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
⑦	$0.700 \times 0.080 \times 23 = 1.288$	0.350	0.451	포장
계	21.346		17.246	



H1 =	0.250	m
H2 =	0.125	m
H3 =	0.175	m
H4 =	1.020	m
H5 =	0.300	m
H6 =	0.080	m
L1 =	0.125	m
L2 =	0.105	m
L3 =	0.150	m
L4 =	0.105	m
L5 =	0.125	m
L6 =	0.700	m
L7 =	1.210	m
L8 =	0.100	m
L9 =	0.050	m
L10 =	0.910	m

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
 곡선반경(R) = ∞
 설계속도 = 100km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.400 + 1.14 = 1.460\text{m}$$

여기서, $X = 0.400\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.400} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.400 \times (1+0.300)}{1.460} = 34.192\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 = (100 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\ = 23.333\text{kN/m}$$

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.230 = 28.700\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 원심하중

$$CF = 0.79 \left(\frac{V^2}{R} \right) (\%) = 0.79 \times \left(\frac{100^2}{5400} \right) (\%) = 1.463(\%)$$

$$P_{cf} = \frac{P_r}{E} \times \frac{1.463}{100} = 0.962 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 0.962 \times 1.8 = 1.732 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 풍하중

$$P_w = 3.0\text{kN/m}^2 \times 1.270\text{m} = 3.810\text{kN/m}$$

$$M_w = 3.720 \times 0.715 = 2.724\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑧ 하중조합

㉠ 계수모멘트

- $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} = 98.184 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 106.430 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 70.891 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 58.404 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

㉡ 사용모멘트

- $M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} = 53.170 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

⑨ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.400 + 230) = 262.0 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 262.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 262.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑩ 단면검토

㉠ 검토조건

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

단면폭(b) = 1000mm , 단면높이(h) = 300mm

철근 피복두께(d_c) = 60mm , 유효깊이(d) = 240mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

⑪ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$$

$$= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 106.430 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑫ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8$

㉡ 중립축 거리(χ) = $-nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.400$

㉢ 철근응력(f_s) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 53.170 \times 10^6 / [1588 \times (240 - 66.400/3)] = 153.623 \text{ MPa}$

㉣ 최소 두께(c_c) = $60.0 - 16.0/2 = 52.0 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{㉤ 인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c \\ &= 375 \times (210 / 153.623) - 2.5 \times 52.0 = 383 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{㉥ 인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 153.623) = 410 \text{ mm} \end{aligned}$$

㉦ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 383 \text{ mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 383 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{16} = \frac{8.550 \times 2.500^2}{16} = 5.056 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.500m② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

㉠ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.500} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

㉡ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.500+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 40.300 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 40.300 = 32.240 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

③ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 77.587 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 38.602 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot L + 130) = (30 \times 2.50 + 130) = 205 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$$

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

⑤ 단면검토

㉠ 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000 \text{ mm}, \quad \text{단면높이}(h) = 250 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 40 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 210 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@125} = 1588.8 \text{ mm}^2$$

㉡ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉢ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 77.587 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

$$\text{㉠ 탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8$$

$$\text{㉡ 중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 61.5 \text{ mm}$$

$$\text{㉢ 철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 38.602 \times 10^6 / [1588 \times (210.0 - 61.5/3)] = 128.213 \text{ MPa}$$

$$\text{㉣ 최소 두께}(c_c) = 40.0 - 16/2 = 32.0 \text{ mm}$$

- ㉠ 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 128.213) - 2.5 \times 32.00 = 534\text{mm}$
- ㉡ 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 128.213) = 491\text{mm}$
- ㉢ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 491\text{mm}$
- ㉣ 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 491\text{mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

4) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.148로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5-1】 바닥판의 단면검토결과

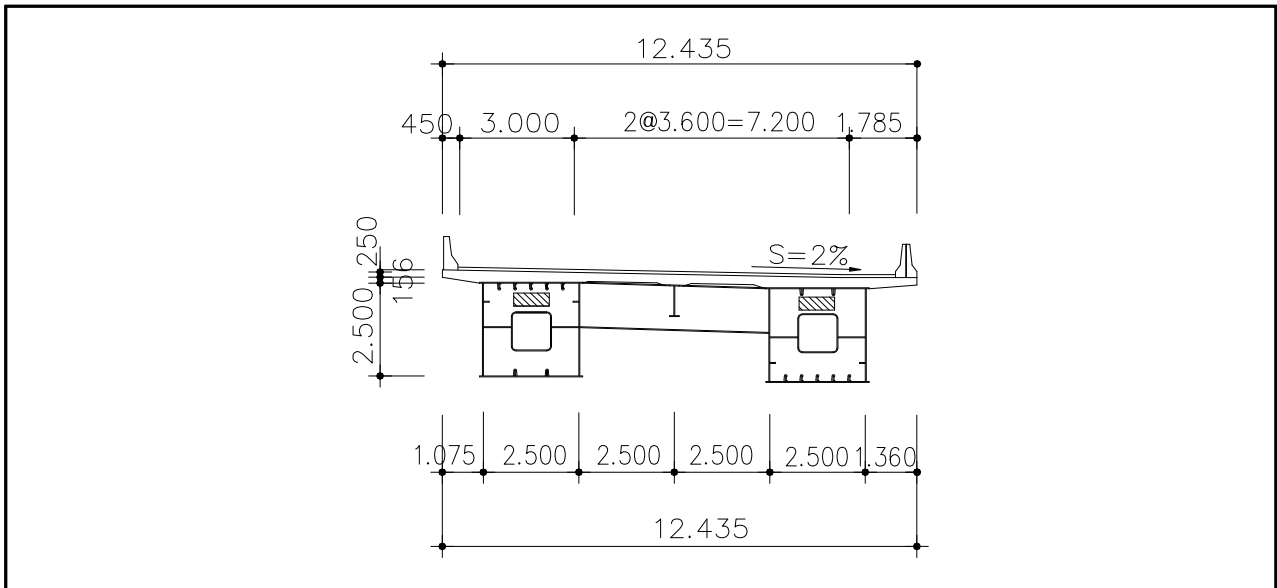
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토결과
캔틸레버부(방호벽측)	85.262	122.167	1.433	O.K
캔틸레버부(중분대측)	106.430	122.167	1.148	O.K
중양부	77.587	105.961	1.366	O.K

【표 5-2】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

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)	36.886	106.615	240.000	125.000	590.911	O.K
캔틸레버부(중분대측)	53.170	153.623	240.000	125.000	382.619	O.K
중양부	38.602	128.213	240.000	125.000	491.370	O.K

다. 강박스 거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5-1】 해석단면

2) 하중 산정

① 1블럭(S1~S5)

㉠ 합성전 고정하중

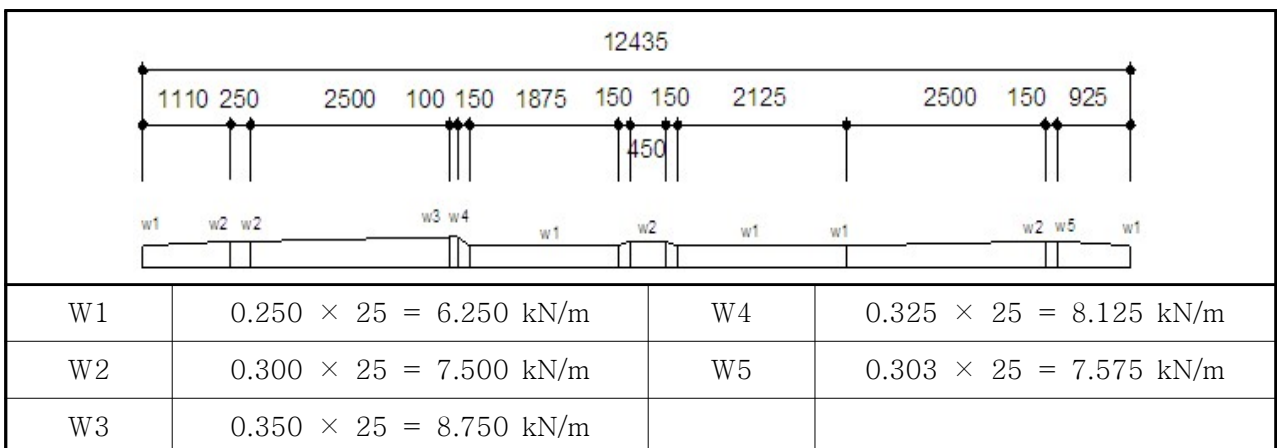
■ 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

◦ 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재 자중을 31.0% 할증 적용

◦ 총 강재중량 / 모델링 강재중량 = 1.310

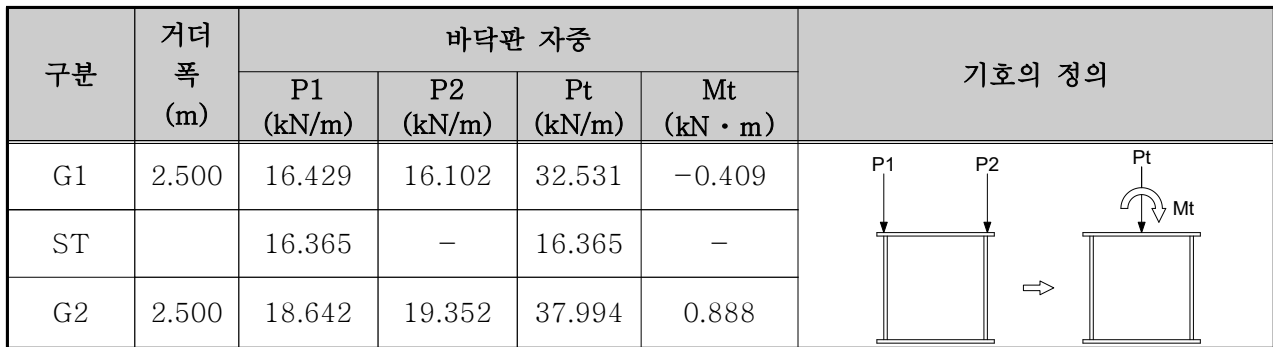
■ 바닥판 자중

◦ 횡방향 하중분배



【그림 5-2】 합성전 바닥판 자중 재하도

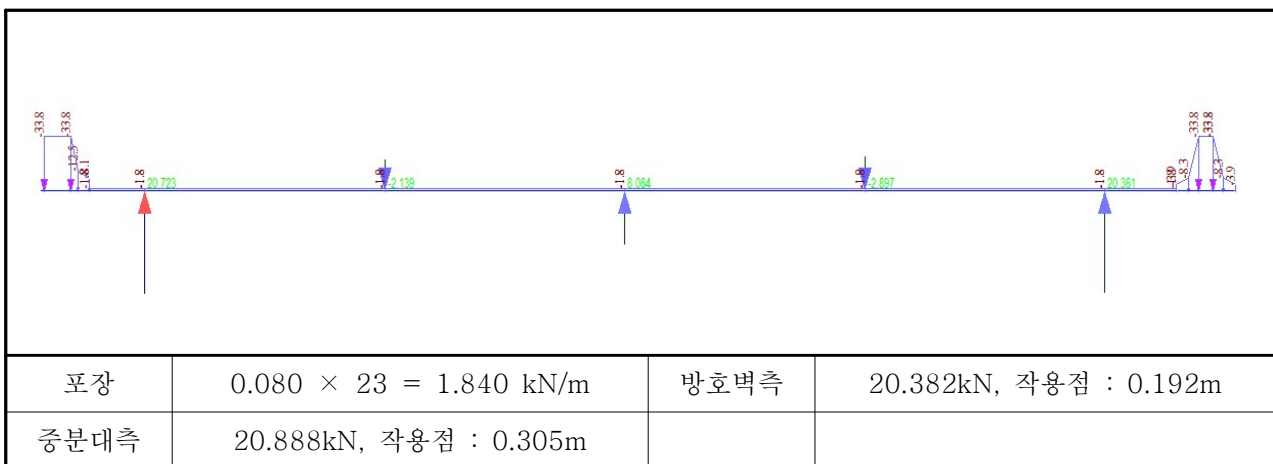
– 300 –



㉔ 합성후 고정하중

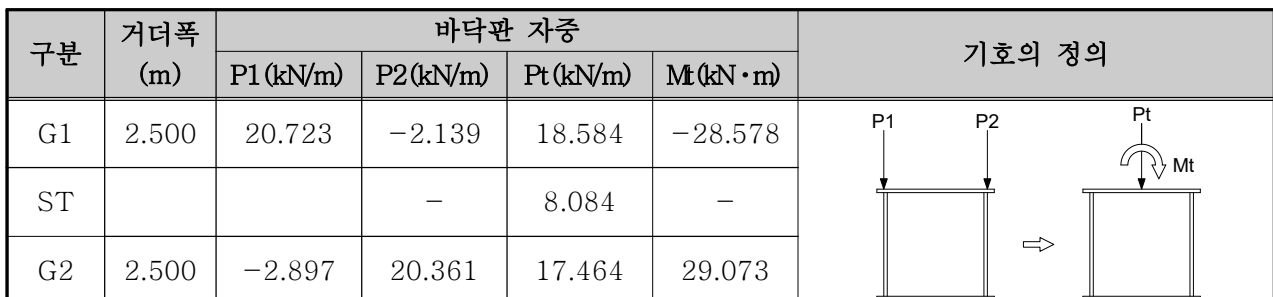
합성후 고정하중은 콘크리트 바닥판에 의한 횡분배 효과를 반영하기 위하여 2차원 프레임 모델을 사용하여 반력을 산출한 후 그 반력을 3차원 격자모델에 재하하였다.

■ 회방향 하중분배



【그림 5-3】 합성후 고정하중 재하도

■ 거더별 작용하중



■ 활하중

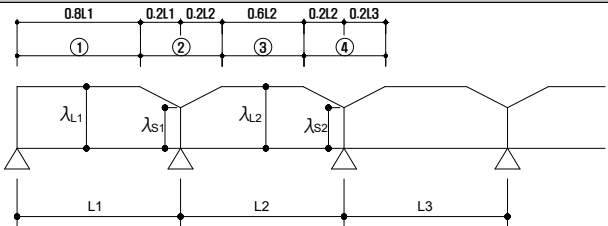
구 분	활하중			
• 교 폭	• 12.435m			
• 지간장(L)	• 5@50.0m = 250m			
• 연석간 교폭(W_c)	• 11.375m			
• 설계 차로수(N)	• $9.1\text{m} \leq W_c < 12.8\text{m} \quad \therefore$ 3차로 재하			
• 설계 차로폭(W)	• $11.375\text{m} / 3 = 3.792\text{m} > 3.600\text{m}$ 이므로, $\therefore W = 3.600\text{m}$			
• 충격계수(i)	• 제1~5지간 : $15 / (40+50.0)=0.167 < 0.3 \quad \therefore i = 0.167$ 적용			
	• 제1~4내부지점 : $15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 \quad \therefore i = 0.167$ 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 도로교설계기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75% • 각 CASE별 하중재하도 및 각 거더별 작용하중은 부록 참조.			

3) 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

전단지연(Shear Lag) 현상의 영향으로 인한 플랜지 및 바닥판의 유효폭은 다음과 같으며, 단면응력 검토 시 적용하였다.(상세한 계산과정은 부록 참조)

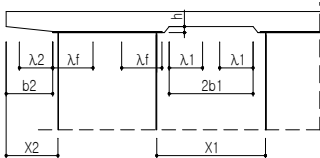
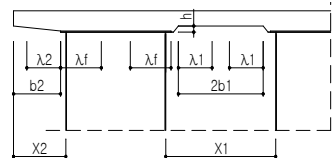
① 플랜지 유효폭

【표 5-3】 플랜지의 유효폭 산정

구 분	플랜지(m)		비 고
	G1	G2	
제1~5지간 중양부	2.700	2.700	 상부 : 복부간격 $2b = 2.500\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ 하부 : 복부간격 $2b = 2.500\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ $L1 \sim L5 = 5@50.00\text{m}$
제1~4중간 지점부	2.394	2.394	

② 바닥판 유효폭

【표 5-4】 바닥판의 유효폭 산정

구 분	바닥판(m)	
	G1	G2
개 요	 $X_1 = 5.000\text{m}$, $X_2 = 1.360\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$	 $X_1 = 5.000\text{m}$, $X_2 = 1.075\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$
제1, 5지간 중양부	6.319	6.034
제2~4지간 중양부	6.227	5.942
제1~4중간 지점부	5.301	5.089

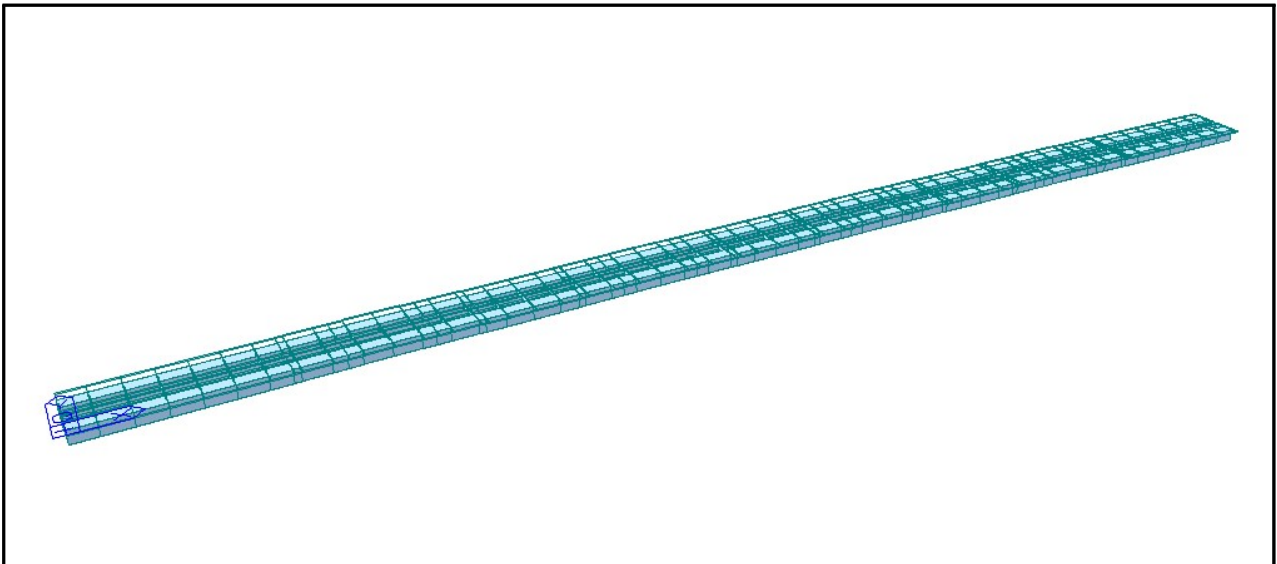
4) 모델링 및 단면 제정수

① 모델링

해석모델은 3차원 격자모델을 적용하였으며, 보요소로 이상화된 각 구조요소의 연결은 부재편심(Offset)이 반영되도록 하였다. 또한 시공단계별로 대상교량의 실제 강성과 최대한 근접할 수 있도록 모델링하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

㉠ 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.

㉡ 경계조건은 현장조사시 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.

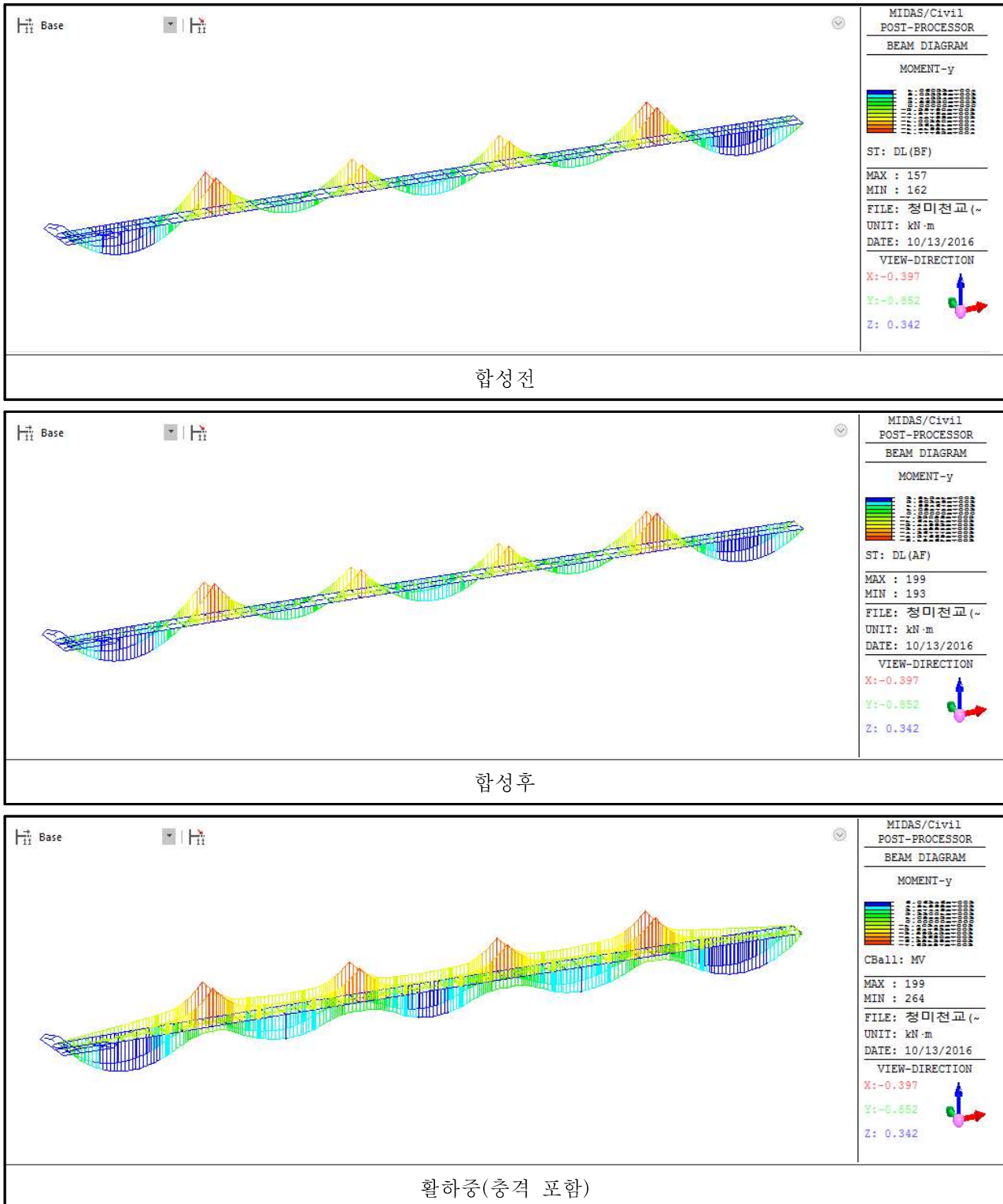


【그림 5-4】 해석모델링

5) 구조해석 결과

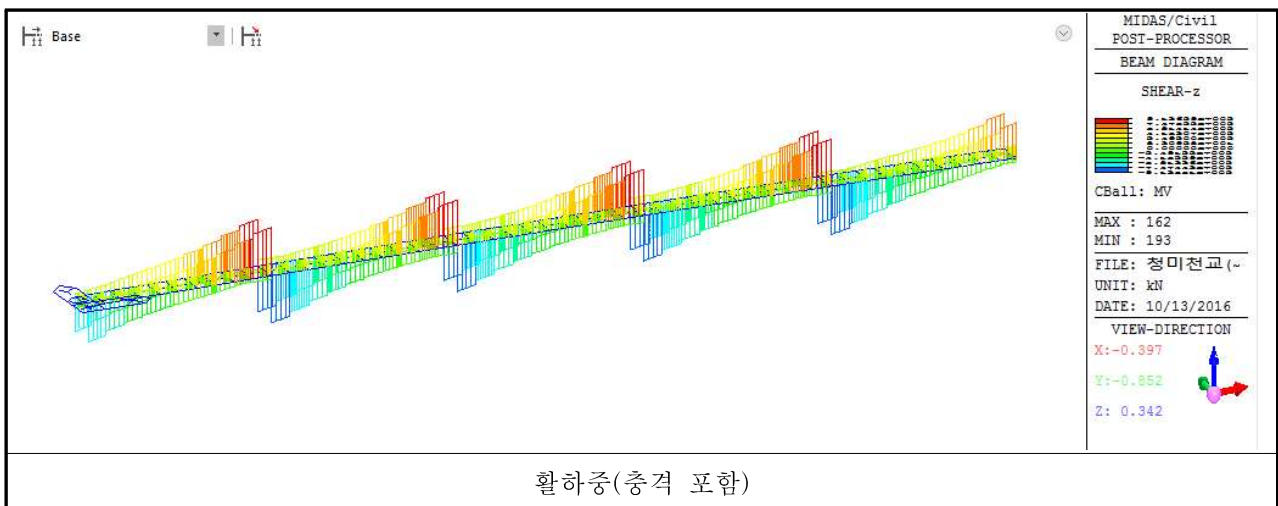
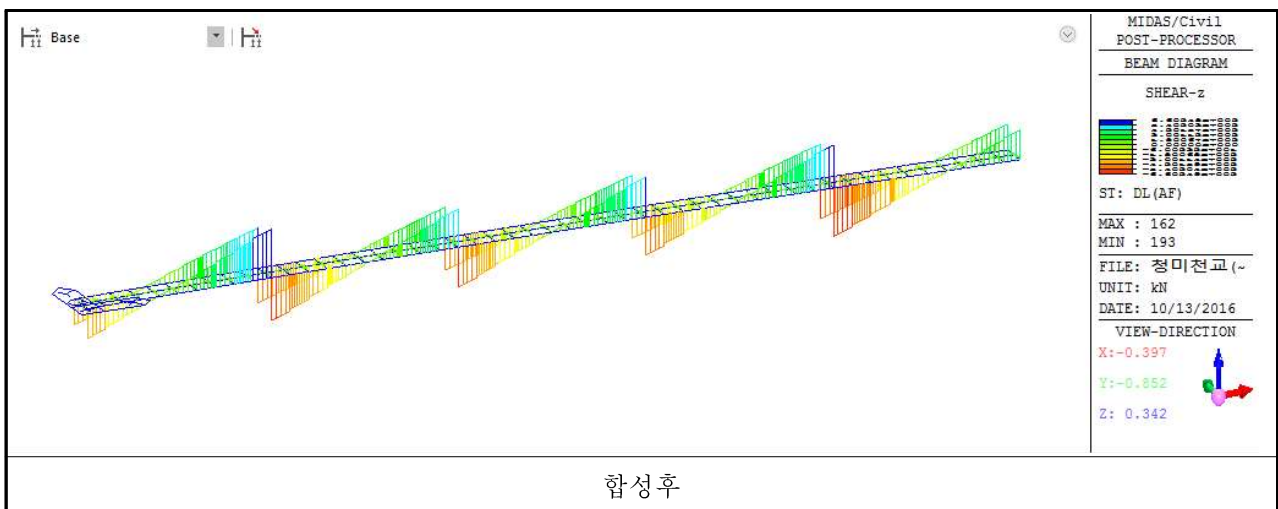
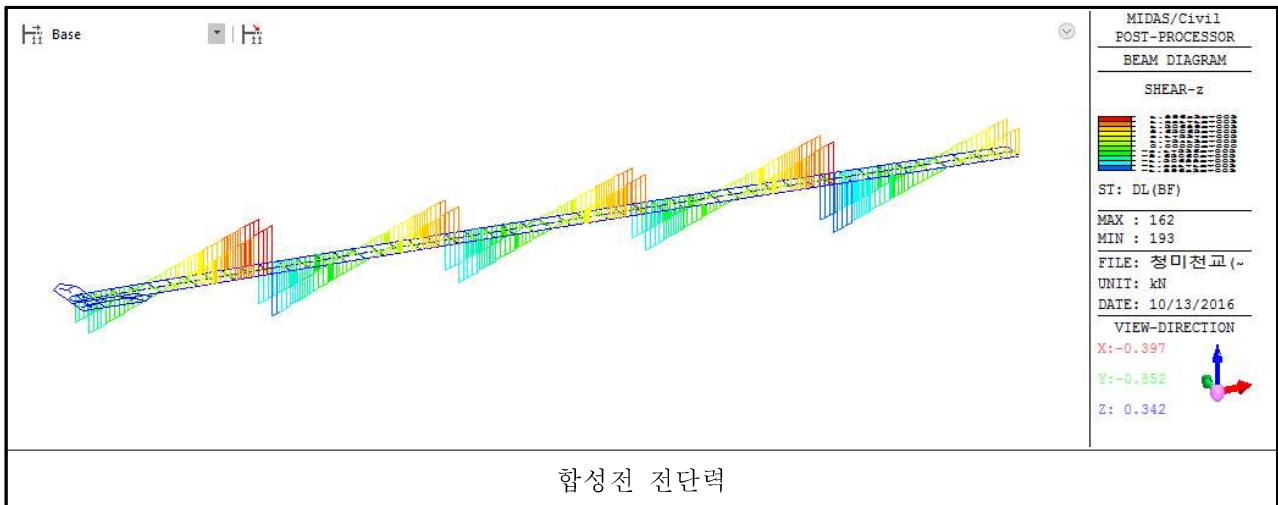
① 단면력도

■ 휨모멘트



【그림 5-5】 휨모멘트

■ 전단력

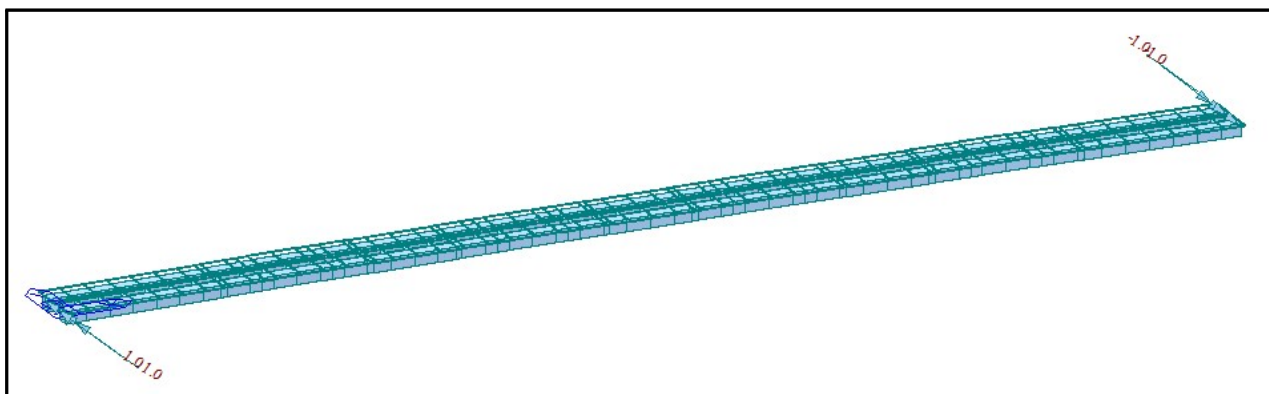


【그림 5-6】 전단력

② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

콘크리트-강재 합성형 교량에서는 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 건조수축, 크리프, 강재-콘크리트 온도차에 의한 응력이 발생한다. 특히, 강합성형교가 2경간 이상의 연속 교일 경우에는 건조수축, 크리프, 온도차에 의해 부정정력이 추가로 발생되며 이와 같은 하중을 2차 모멘트라고 한다.

부정정계에서 2차 모멘트를 구하기 위하여 해석모델 교량의 양단에 단위 모멘트를 작용시켜 각 절점에서의 모멘트(이 값을 영향계수 k 라 함)를 구하여 이를 단면의 응력 검토시에 이용하였다.



【그림 5-7】 2차 부정정력에 대한 영향 검토

③ 단면력 산정결과

㉠ 최대정모멘트부

【표 5-5】 최대정모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
S1	휨모멘트(kN · m)	10763.770	3941.848	6020.110	20,725.728
	전단력(kN)	6.240	-2.369	-4.741	-0.870
	비틀림모멘트(kN · m)	143.420	-35.890	453.930	561.460

㉡ 최대부모멘트부

【표 5-6】 최대부모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
P1	휨모멘트(kN · m)	-18520.690	-6153.818	-7334.550	-32,009.058
	전단력(kN)	-1737.300	649.310	-872.780	-1,960.770
	비틀림모멘트(kN · m)	37.870	-119.196	-448.050	-529.376

6) 강박스 거더의 응력 검토

강박스 거더에 대한 응력검토는 내·외측경간 최대 정모멘트부 및 내·외측 지점부 최대 부모멘트부 단면에 대하여 실시하였으며, 이에 대한 상세 검토결과는 부록에 첨부하였다.

하중종류1	합성전 고정하중	하중종류4	크리프
하중종류2	합성후 고정하중	하중종류5	건조수축
하중종류3	활하중	하중종류6	온도차

① 최대정모멘트부

㉠ S1-G1(단면-1)

■ 휨응력

【표 5-7】 최대정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	88.286	-87.926	190.000	190.000	2.152	2.161
1+2+3	103.253	-164.849	190.000	190.000	1.840	1.153
1+2+3+4	110.739	-162.755	218.500	190.000	1.973	1.167
1+2+3+4+5	135.304	-156.607	218.500	190.000	1.615	1.213
1+2+3+4+5+6	152.224	-151.062	247.000	218.500	1.623	1.446
1+2+3+4+5-6	118.385	-162.151	247.000	218.500	2.086	1.348

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w)$$

$$= 12.120 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{135.304}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{12.120}{110.000}\right)^2 = 0.383 + 0.012 = 0.396 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-164.849}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.120}{110.000}\right)^2 = 0.753 + 0.012 = 0.765 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 최대부모멘트부

㉠ P1-G1 (단면-5)

■ 휨응력

【표 5-8】 최대부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-100.321	95.127	190.00	190.00	1.894	1.997
1+2+3	-176.375	176.412	190.00	190.00	1.077	1.077
1+2+3+4	-183.021	164.231	190.00	190.00	1.038	1.157
1+2+3+4+5	-172.232	185.511	190.00	190.00	1.103	1.024
1+2+3+4+5+6	-155.730	211.621	218.50	218.50	1.403	1.033
1+2+3+4+5-6	-188.734	159.400	218.50	218.50	1.158	1.371

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w)$$

$$= 18.414 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-183.201}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{18.414}{110.000} \right)^2 = 0.928 + 0.028 = 0.956 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{185.511}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{18.414}{110.000} \right)^2 = 0.953 + 0.028 = 0.981 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 강박스 거더의 응력 검토

① 휨응력

【표 5-9】 강박스 거더의 휨응력 검토결과

구 분		휨 응 력				안전율		검토결과
		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)				
		상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
정모멘트부	S1-G1	103.253	-164.849	190.000	190.000	1.840	1.153	O.K
부모멘트부	P1-G1	-172.232	185.511	190.00	190.00	1.103	1.024	O.K

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

② 전단응력

【표 5-10】 강박스 거더의 전단응력 검토결과

구 분		전 단 응 력		안전율	검토결과
		작용응력 (MPa)	허용응력 (MPa)		
정모멘트부	S1-G1	12.120	110.000	9.076	O.K
부모멘트부	P1-G1	18.414	110.000	5.974	O.K

허용응력법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하연에 발생하는 최대응력은 허용응력 이내(휨응력 : 1.024, 전단응력 : 5.974)로 검토되어 구조 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

③ 합성응력

허용응력법에 의한 강박스 거더의 휨응력과 전단응력에 의한 합성응력 검토결과, 최대부모멘트 및 최대전단력 발생구간인 교각 지점부에서 합성응력이 0.956~0.981 사이로 허용기준치 1.2를 넘지 않은 것으로 검토되었다.

라. 교량받침용량 검토

【표 5-11】 교량받침용량 검토

구 분			합성전고정하중 (kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	받침용량 (kN)	검토 결과
			Steel	Concrete					
A1	G1	Sh01	133.811	381.114	262.859	355.685	1133.469	1600	O.K
		Sh02	165.067	483.705	69.030	439.456	1157.258	1600	O.K
	G2	Sh03	164.734	470.794	73.878	437.321	1146.727	1600	O.K
		Sh04	137.212	303.063	278.340	335.762	1054.377	1600	O.K
P1	G1	Sh01	488.145	1240.334	628.434	761.056	3117.969	4000	O.K
		Sh02	526.97	1391.190	372.710	886.778	3177.648	4000	O.K
	G2	Sh03	525.937	1283.524	392.751	871.614	3073.826	4000	O.K
		Sh04	489.013	1062.782	663.137	723.08	2938.012	4000	O.K
P2	G1	Sh01	393.558	1039.413	560.211	721.356	2714.538	4000	O.K
		Sh02	430.717	1194.218	290.217	851.857	2767.009	4000	O.K
	G2	Sh03	430.607	1094.914	312.564	837.574	2675.659	4000	O.K
		Sh04	393.545	875.687	585.353	685.059	2539.644	4000	O.K
P3	G1	Sh01	393.557	1039.406	560.210	721.483	2714.656	4000	O.K
		Sh02	430.717	1194.221	290.220	851.924	2767.082	4000	O.K
	G2	Sh03	430.607	1094.915	312.564	837.611	2675.697	4000	O.K
		Sh04	393.546	875.689	585.350	685.192	2539.777	4000	O.K
P4	G1	Sh01	488.144	1240.328	628.435	760.901	3117.808	4000	O.K
		Sh02	526.97	1391.192	372.712	886.729	3177.603	4000	O.K
	G2	Sh03	525.937	1283.525	392.750	871.564	3073.776	4000	O.K
		Sh04	489.014	1062.784	663.135	722.944	2937.877	4000	O.K
P5	G1	Sh01	133.809	381.108	262.866	356.174	1133.957	1600	O.K
		Sh02	165.069	483.71	69.024	439.215	1157.018	1600	O.K
	G2	Sh03	164.735	470.794	73.877	437.356	1146.762	1600	O.K
		Sh04	137.212	303.063	278.340	335.753	1054.368	1600	O.K

받침용량에 대한 검토결과 교량받침은 용량이 최대 발생 반력값 보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

5.2.2 양평방향(S6 ~ S9)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 4경간 연속 강박스 거더교
- ② 교량연장 : $L = 4@50m = 200.0m$
- ③ 교량폭원 : 12.435m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5m$, $H = 2.5m$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0MPa$
- ㉡ 탄성계수 : $E_c = 27,804MPa$
- ㉢ 전단탄성계수 : $G_c = 11,781MPa$
- ㉣ 허용압축응력 : $f_{ca} = 10.8MPa$

② 철근(SD400)

- ㉠ 항복강도 : $f_y = 400.0MPa$
- ㉡ 탄성계수 : $E_s = 200,000MPa$
- ㉢ 허용압축응력 : $f_{ca} = 180.0MPa$
- ㉣ 허용인장응력 : $f_{ta} = 160.0MPa$

③ 강재

- ㉠ 주부재 : SM490(준공당시 기호 : SWS490)
- ㉡ 부부재 : SM400(준공당시 기호 : SWS400)
- ㉢ 탄성계수 : $E_{st} = 205,000MPa$
- ㉣ 전단탄성계수 : $G_{st} = 79,000MPa$
- ㉤ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa) : (S1~S5)참조

3) 사용 전산프로그램 : 안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 MIDAS CIVIL을 이용하였으며, 구조물의 기하학적 특성을 Frame Element로 모델링하였다.

4) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스 거더 : 허용응력설계법

5) 적용하중

① 고정하중

고정하중은 합성전 고정하중과 합성후 고정하중으로 구분하여 모델링하였다. 합성전 고정하중은 강재 및 바닥판 자중을 고려하였으며 합성후 고정하중은 방호벽 및 중앙분리대, 포장등을 고려하여 계산하였다.

② 활하중

본 교량은 1등급 교량으로서 DB-24 및 DL-24 하중을 적용한다.

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

㉠ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차(ΔT) : $\pm 10^{\circ} \text{C}$

㉡ 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수(α) : 12×10^{-6}

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

㉠ 크리프 계수(ϕ_1) : 2

㉡ 크리프 계산을 위한 탄성계수비 : $n_1 = n (1 + \phi_1 / 2) = 7 \times (1 + 2 / 2) = 14$

⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축

㉠ 최종수축율(ϵ_s) : 27×10^{-5}

㉡ 건조수축 계산을 위한 크리프 계수(ϕ_2) : $\phi_2 = 2 \phi_1 = 2 \times 2 = 4$

㉢ 건조수축 계산을 위한 탄성계수비 : $n_2 = n (1 + \phi_2 / 2) = 7 \times (1 + 4 / 2) = 21$

⑥ 하중조합

㉠ LCB1 : 합성전 고정하중

㉡ LCB2 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중

- ㉡ LCB3 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프
- ㉢ LCB4 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축
- ㉣ LCB5 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차
- ㉤ LCB6 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

6) 참고문헌

- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조설계기준(2012)
- ③ 도로설계편람(2008)
- ④ 도로설계요령(2009)
- ⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

나. 바닥판 구조검토

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

1) 캔틸레버부(방호벽)

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$0.280 \times 0.850 \times 25 = 5.950$	5.950	5.087	
②	$\frac{1}{2} \times 0.070 \times 0.850 \times 25 = 0.744$	0.744	0.515	
③	$0.350 \times 0.500 \times 25 = 1.313$	4.375	3.588	
④	$\frac{1}{2} \times 0.120 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.263	0.159	
⑤	$0.120 \times 0.325 \times 25 = 2.153$	0.975	0.570	
⑥	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 6.406$	6.406	3.283	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.925 \times 0.05 \times 25 = 0.578$	0.578	0.236	
⑧	$0.100 \times 0.050 \times 25 = 0.125$	0.125	0.006	
⑨	$0.525 \times 0.080 \times 23 = 0.633$	0.966	0.254	포장
계	20.382		13.698	

H1 =	0.250	m
H2 =	0.325	m
H3 =	0.175	m
H4 =	0.850	m
H5 =	0.300	m
H6 =	0.080	m
L1 =	0.030	m
L2 =	0.280	m
L3 =	0.070	m
L4 =	0.120	m
L5 =	0.525	m
L6 =	0.925	m
L7 =	0.100	m
L8 =	0.050	m

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
곡선반경(R) = ∞
설계속도 = 100km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.225 + 1.14 = 1.320\text{m}$$

여기서, $X = 0.225\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.225} = 0.373 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.225 \times (1+0.300)}{1.360} = 21.273\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 = (100 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\ = 23.333\text{kN/m}$$

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.230 = 28.700\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 원심하중

$$CF = 0.79 \left(\frac{V^2}{R} \right) (\%) = 0.79 \times \left(\frac{100^2}{5400} \right) (\%) = 1.463(\%)$$

$$P_{cf} = \frac{P_r}{E} \times \frac{1.463}{100} = 1.064 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 1.064 \times 1.8 = 1.915 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 풍하중

$$P_w = 3.0\text{kN/m}^2 \times 1.270\text{m} = 3.810\text{kN/m}$$

$$M_w = 3.810 \times 0.715 = 2.724\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑧ 하중조합

㉠ 계수모멘트

- $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} = 66.034 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 85.262 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 49.723 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 54.147 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

㉡ 사용모멘트

- $M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} = 36.886 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

⑨ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.225 + 230) = 248 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 300.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 248.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑩ 단면검토

㉠ 검토조건

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

단면폭(b) = 1000mm , 단면높이(h) = 300mm

철근 피복두께(d_c) = 60mm , 유효깊이(d) = 240mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

⑪ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > Mu = 85.262 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑫ 사용성(균열) 검토

$$\textcircled{㉠} \text{탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8$$

$$\textcircled{㉡} \text{중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.400$$

$$\textcircled{㉢} \text{철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 36.886 \times 10^6 / [1588 \times (240 - 66.400/3)] = 106.615 \text{ MPa}$$

$$\textcircled{㉣} \text{최소 두께}(c_c) = 60.0 - 16.0/2 = 52.0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{㉤} \text{인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210/f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210/106.615) - 2.5 \times 52.0 = 609 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{㉥} \text{인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210/106.615) = 591 \text{ mm} \end{aligned}$$

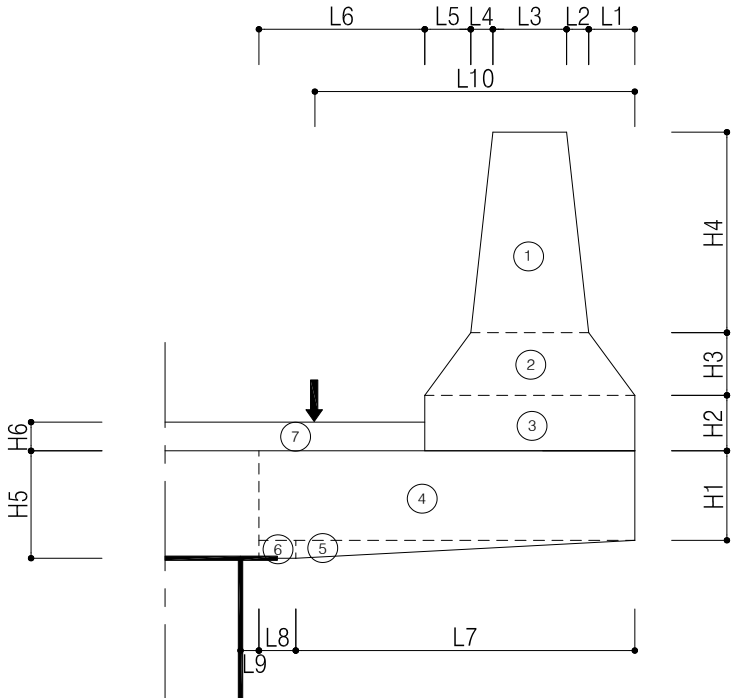
$$\textcircled{㉦} \text{철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 591 \text{ mm}$$

$$\textcircled{㉧} \text{철근 평균간격 } s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 591 \text{ mm} \text{ 이므로, } \therefore \text{O.K}$$

2) 캔틸레버부(중분대)

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$1/2 \times (0.360+0.15) \times 1.020 \times 25 = 6.503$	1.005	6.536	
②	$1/2 \times (0.360+0.61) \times 0.175 \times 25 = 2.122$	1.005	2.133	
③	$0.610 \times 0.155 \times 25 = 2.364$	1.005	2.376	
④	$1.310 \times 0.250 \times 25 = 8.188$	0.655	5.363	
⑤	$1/2 \times 1.210 \times 0.050 \times 25 = 0.756$	0.503	0.381	
⑥	$0.100 \times 0.050 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
⑦	$0.700 \times 0.080 \times 23 = 1.288$	0.350	0.451	포장
계	21.346		17.246	



H1 =	0.250	m
H2 =	0.155	m
H3 =	0.175	m
H4 =	1.020	m
H5 =	0.300	m
H6 =	0.080	m
L1 =	0.125	m
L2 =	0.105	m
L3 =	0.150	m
L4 =	0.105	m
L5 =	0.125	m
L6 =	0.700	m
L7 =	1.210	m
L8 =	0.100	m
L9 =	0.050	m
L10 =	0.910	m

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³

아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³

트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN

곡선반경(R) = ∞

설계속도 = 100km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.400 + 1.14 = 1.460\text{m}$$

여기서, $X = 0.400\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.400} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.400 \times (1+0.300)}{1.460} = 34.192 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 = (100 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\ = 23.333 \text{ kN/m}$$

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.230 = 28.700 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 원심하중

$$CF = 0.79 \left(\frac{V^2}{R} \right) (\%) = 0.79 \times \left(\frac{100^2}{5400} \right) (\%) = 1.463 (\%)$$

$$P_{cf} = \frac{P_r}{E} \times \frac{1.463}{100} = 0.962 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 0.962 \times 1.8 = 1.732 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.270 \text{ m} = 3.810 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.720 \times 0.715 = 2.724 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑧ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\begin{aligned}
 \blacksquare M_{u1} &= 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 98.184 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \\
 \blacksquare M_{u2} &= 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 106.430 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \\
 \blacksquare M_{u3} &= 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 70.891 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \\
 \blacksquare M_{u4} &= 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 58.404 \text{ kN}\cdot\text{m/m}
 \end{aligned}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 53.170 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑨ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.400 + 230) = 262.0 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 262.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 262.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑩ 단면검토

㉠ 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000 \text{ mm} , \quad \text{단면높이}(h) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60 \text{ mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 240 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@125} = 1588.8 \text{ mm}^2$$

⑪ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$$

$$= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 106.430 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑫ 사용성(균열) 검토

$$\textcircled{㉠} \text{탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8$$

$$\textcircled{㉡} \text{중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.400$$

$$\textcircled{㉢} \text{철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 53.170 \times 10^6 / [1588 \times (240 - 66.400/3)] = 153.623 \text{ MPa}$$

$$\textcircled{㉣} \text{최소 두께}(c_c) = 60.0 - 16.0/2 = 52.0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{㉤} \text{인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210/f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210/153.623) - 2.5 \times 52.0 = 383 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{㉥} \text{인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210/153.623) = 410 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\textcircled{㉦} \text{철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 383 \text{ mm}$$

$$\textcircled{㉧} \text{철근 평균간격 } s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 383 \text{ mm} \text{ 이므로, } \therefore \text{O.K}$$

3) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{16} = \frac{8.550 \times 2.500^2}{16} = 5.056 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.500m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

㉠ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.500} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

㉡ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.500+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 40.300 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 40.300 = 32.240 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 77.587 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 38.602 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot L + 130) = (30 \times 2.50 + 130) = 205 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$$

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

⑤ 단면검토

㉠ 검토조건

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

단면폭(b) = 1000mm , 단면높이(h) = 250mm

철근 피복두께(d_c) = 40mm , 유효깊이(d) = 210mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

㉡ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉢ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 77.587 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

$$\textcircled{1} \text{ 탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8$$

$$\textcircled{2} \text{ 중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 61.5 \text{ mm}$$

$$\textcircled{3} \text{ 철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 38.602 \times 10^6 / [1588 \times (210.0 - 61.5/3)] = 128.213 \text{ MPa}$$

$$\textcircled{4} \text{ 최소 두께}(c_c) = 40.0 - 16/2 = 32.0 \text{ mm}$$

- ㉠ 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 128.213) - 2.5 \times 32.00 = 534\text{mm}$
- ㉡ 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 128.213) = 491\text{mm}$
- ㉢ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 491\text{mm}$
- ㉣ 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 491\text{mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

4) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.148로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5-12】 바닥판의 단면검토결과

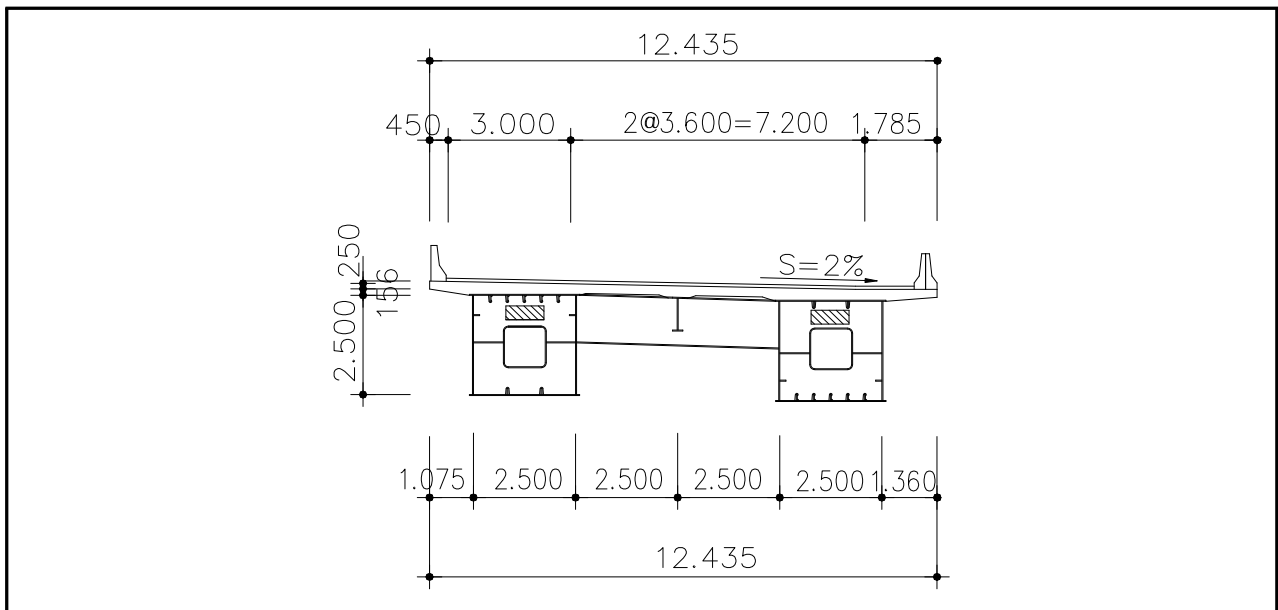
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토결과
캔틸레버부(방호벽측)	85.262	122.167	1.433	O.K
캔틸레버부(중분대측)	106.430	122.167	1.148	O.K
중양부	77.587	105.961	1.366	O.K

【표 5-13】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	철근 평균간격(s) (mm)	철근 소요중심간격(s_a) (mm)	검토결과
캔틸레버부(방호벽측)	36.886	106.615	240.000	125.000	590.911	O.K
캔틸레버부(중분대측)	53.170	153.623	240.000	125.000	382.619	O.K
중양부	38.602	128.213	240.000	125.000	491.370	O.K

다. 강박스 거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5-8】 해석단면

2) 하중 산정

① 2블럭(S6~S9)

㉠ 합성전 고정하중

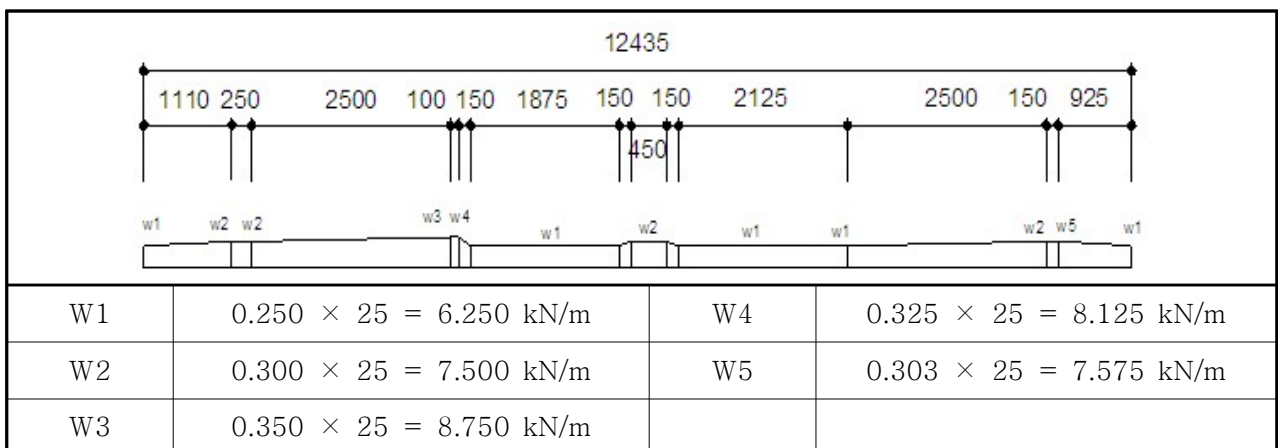
■ 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

◦ 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재 자중을 31.0% 할증 적용

◦ 총 강재중량 / 모델링 강재중량 = 1.310

■ 바닥판 자중

◦ 횡방향 하중분배



【그림 5-9】 합성전 바닥판 자중 재하도

◦ 거더별 작용하중

구분	거더 폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	16.429	16.102	32.531	-0.409	
ST		16.365	-	16.365	-	
G2	2.500	18.642	19.352	37.994	0.888	

㉞ 합성후 고정하중

합성후 고정하중은 콘크리트 바닥판에 의한 횡분배 효과를 반영하기 위하여 2차원 프레임 모델을 사용하여 반력을 산출한 후 그 반력을 3차원 격자모델에 재하하였다.

■ 횡방향 하중분배

포장	$0.080 \times 23 = 1.840 \text{ kN/m}$	방호벽측	20.382kN, 작용점 : 0.192m
중분대측	20.888kN, 작용점 : 0.305m		

【그림 5-10】 합성후 고정하중 재하도

■ 거더별 작용하중

구분	거더 폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	20.723	-2.139	18.584	-28.578	
ST			-	8.084	-	
G2	2.500	-2.897	20.361	17.464	29.073	

■ 활하중

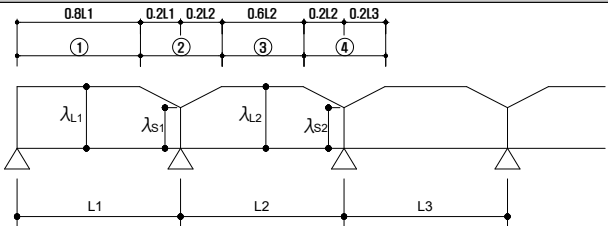
구 분	활하중			
• 교 폭	• 12.435m			
• 지간장(L)	• 5@50.0m = 250m			
• 연석간 교폭(W _c)	• 11.375m			
• 설계 차로수(N)	• 9.1m ≤ W _c < 12.8m ∴ 3차로 재하			
• 설계 차로폭(W)	• 11.375m / 3 = 3.792m > 3.600m 이므로, ∴ W = 3.600m			
• 충격계수(i)	• 제1~5지간 : 15 / (40+50.0)=0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 적용			
	• 제1~4내부지점 : 15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 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 도로교설계기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75% • 각 CASE별 하중재하도 및 각 거더별 작용하중은 부록 참조.			

3) 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

전단지연(Shear Lag) 현상의 영향으로 인한 플랜지 및 바닥판의 유효폭은 다음과 같으며, 단면응력 검토 시 적용하였다.(상세한 계산과정은 부록 참조)

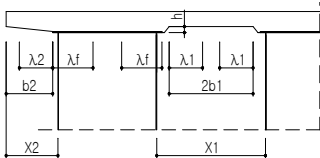
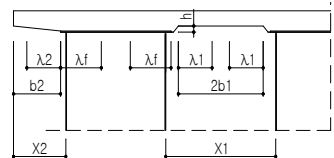
① 플랜지 유효폭

【표 5-14】 플랜지의 유효폭 산정

구 분	플랜지(m)		비 고
	G1	G2	
제6~9지간 중양부	2.700	2.700	 상부 : 복부간격 $2b = 2.500\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ 하부 : 복부간격 $2b = 2.500\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ $L6 \sim L9 = 4@50.00\text{m}$
제6~8중간 지점부	2.394	2.394	

② 바닥판 유효폭

【표 5-15】 바닥판의 유효폭 산정

구 분	바닥판(m)	
	G1	G2
개 요	 $X_1 = 5.000\text{m}$, $X_2 = 1.360\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$	 $X_1 = 5.000\text{m}$, $X_2 = 1.075\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$
제6, 9지간 중양부	6.319	6.034
제6~8지간 중양부	6.227	5.942
제5~8중간 지점부	5.301	5.089

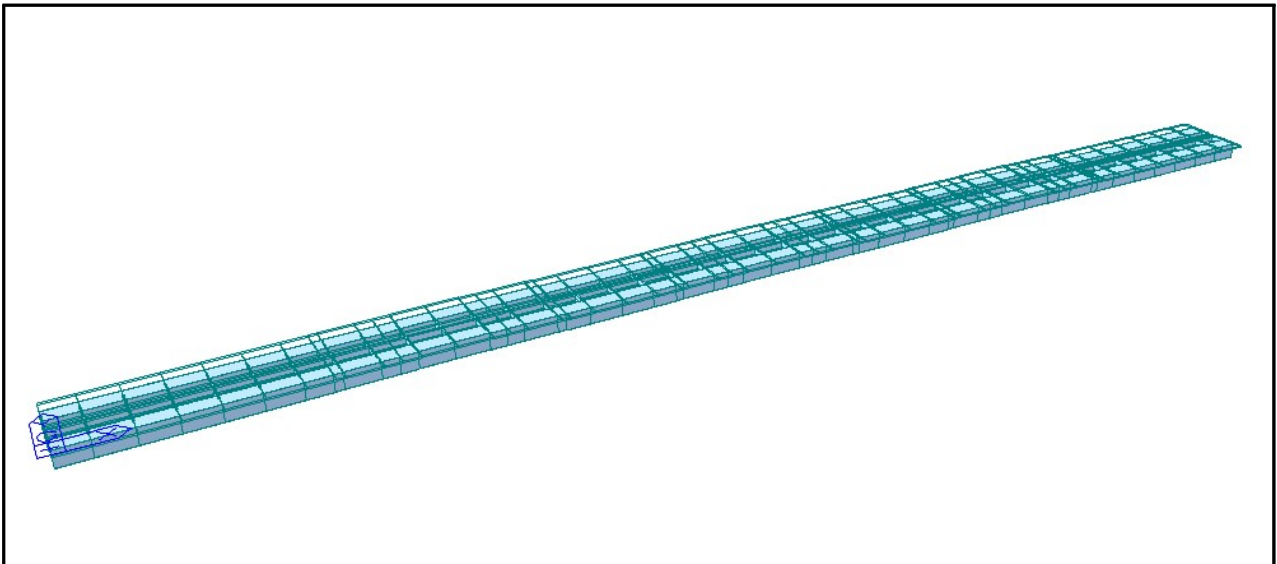
4) 모델링 및 단면 제정수

① 모델링

해석모델은 3차원 격자모델을 적용하였으며, 보요소로 이상화된 각 구조요소의 연결은 부재편심(Offset)이 반영되도록 하였다. 또한 시공단계별로 대상교량의 실제 강성과 최대한 근접할 수 있도록 모델링하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

㉠ 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.

㉡ 경계조건은 현장조사시 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.

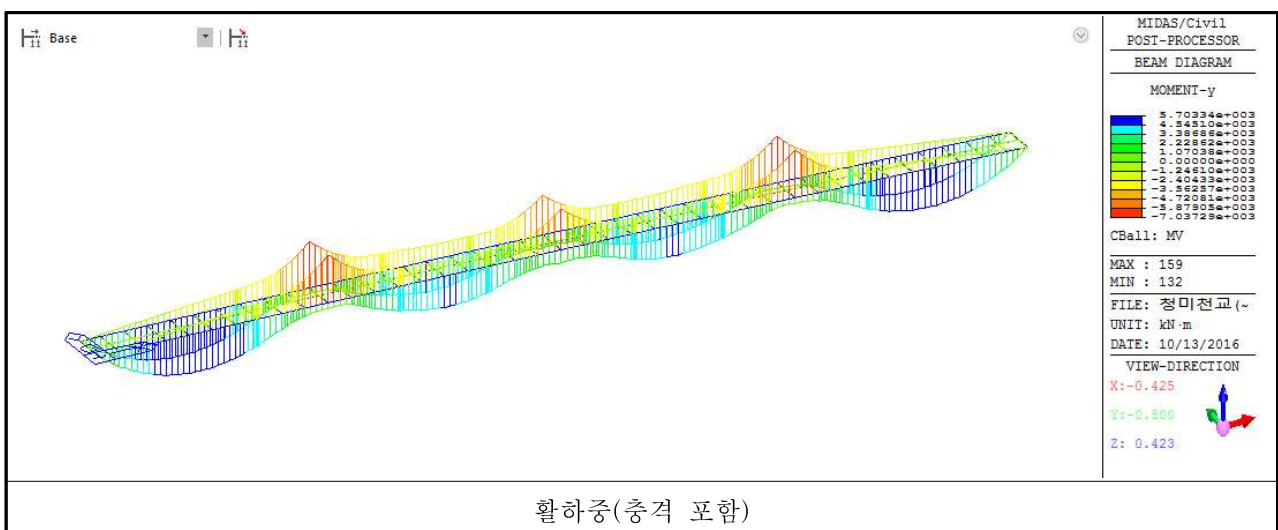
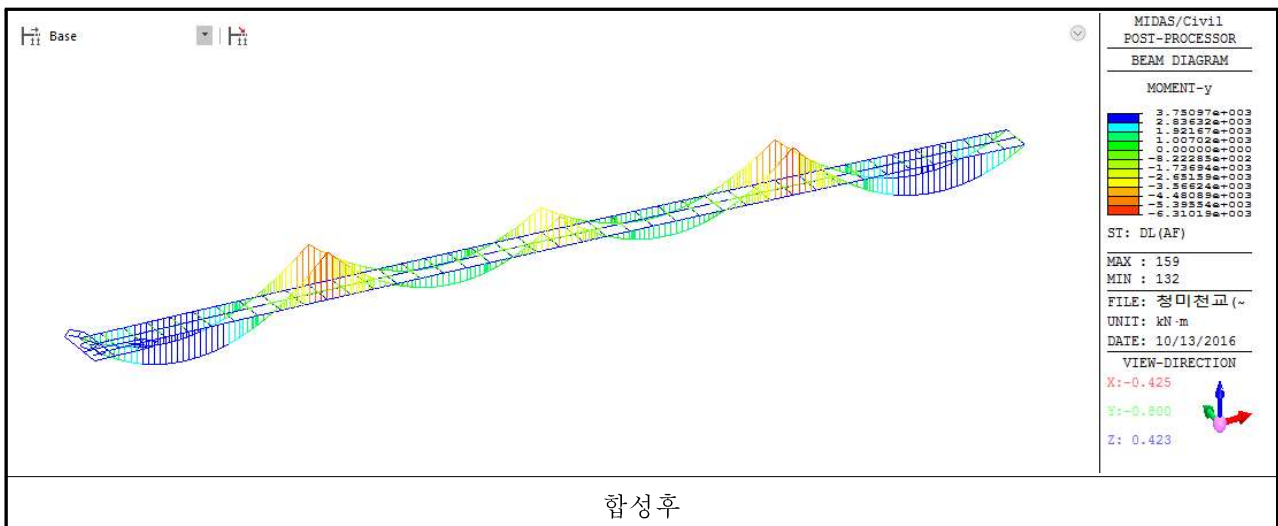
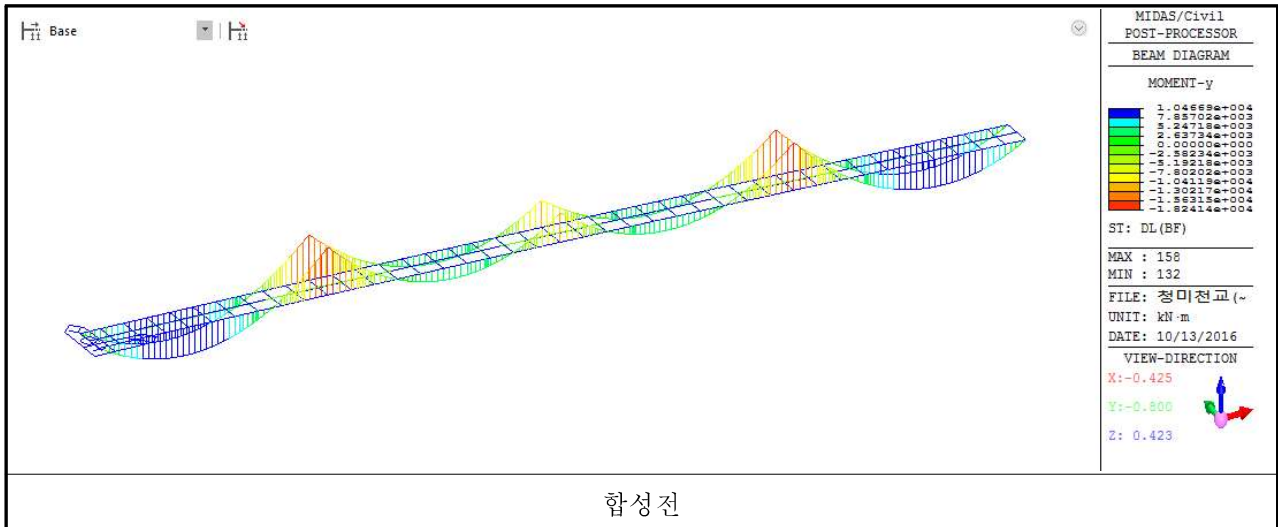


【그림 5-11】 해석모델링

5) 구조해석 결과

① 단면력도

■ 휨모멘트

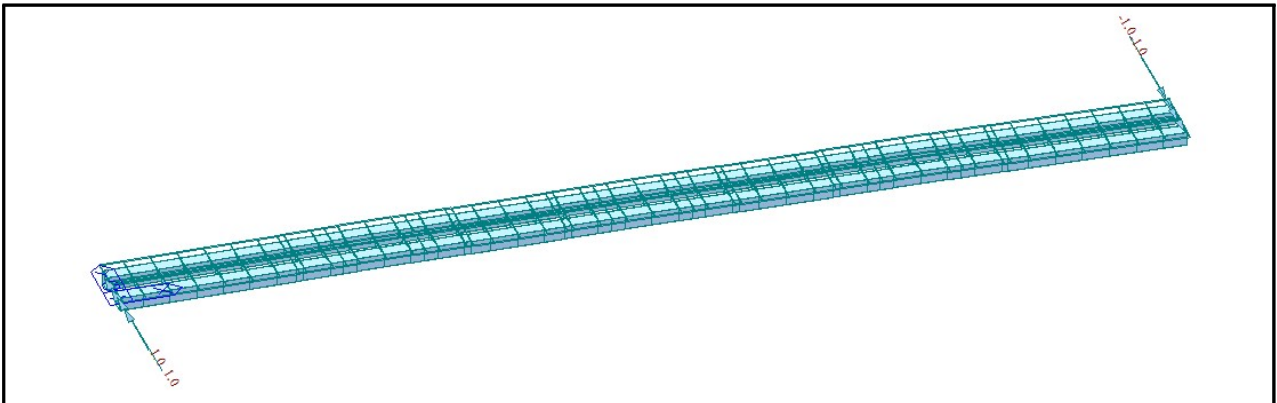


【그림 5-12】 휨모멘트

② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

콘크리트-강재 합성형 교량에서는 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 건조수축, 크리프, 강재-콘크리트 온도차에 의한 응력이 발생한다. 특히, 강합성형교가 2경간 이상의 연속 교일 경우에는 건조수축, 크리프, 온도차에 의해 부정정력이 추가로 발생되며 이와 같은 하중을 2차 모멘트라고 한다.

부정정계에서 2차 모멘트를 구하기 위하여 해석모델 교량의 양단에 단위 모멘트를 작용시켜 각 절점에서의 모멘트(이 값을 영향계수 k 라 함)를 구하여 이를 단면의 응력 검토시에 이용하였다.



【그림 5-14】 2차 부정정력에 대한 영향 검토

③ 단면력 산정결과

㉠ 최대정모멘트부

【표 5-16】 최대정모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
S6	휨모멘트(kN · m)	10480.510	3875.674	6049.490	20,405.674
	전단력(kN)	59.200	0.727	291.420	351.347
	비틀림모멘트(kN · m)	-29.860	-33.027	370.410	307.523

㉡ 최대부모멘트부

【표 5-17】 최대부모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
P6	휨모멘트(kN · m)	-18266.160	-6292.952	-7676.770	-32,235.882
	전단력(kN)	-1709.820	651.544	-895.980	-1,954.256
	비틀림모멘트(kN · m)	-40.820	-128.472	-695.510	-864.802

6) 강박스 거더의 응력 검토

강박스 거더에 대한 응력검토는 내·외측경간 최대 정모멘트부 및 내·외측 지점부 최대 부모멘트부 단면에 대하여 실시하였으며, 이에 대한 상세 검토결과는 부록에 첨부하였다.

하중종류1	합성전 고정하중	하중종류4	크리프
하중종류2	합성후 고정하중	하중종류5	건조수축
하중종류3	활하중	하중종류6	온도차

① 최대정모멘트부

㉠ S6-G1(단면-1)

■ 휨응력

【표 5-18】 최대정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	85.963	-85.612	190.000	190.000	2.210	2.219
1+2+3	100.874	-162.250	190.000	190.000	1.884	1.171
1+2+3+4	108.179	-160.034	218.500	190.000	2.020	1.187
1+2+3+4+5	132.514	-153.380	218.500	190.000	1.649	1.239
1+2+3+4+5+6	149.360	-147.455	247.000	218.500	1.654	1.482
1+2+3+4+5-6	115.668	-159.306	247.000	218.500	2.135	1.372

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w)$$

$$= 11.502 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{132.514}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{11.502}{110.000}\right)^2 = 0.368 + 0.011 = 0.379 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-162.250}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.502}{110.000}\right)^2 = 0.729 + 0.011 = 0.740 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 최대부모멘트부

㉠ P6-G1 (단면-5)

■ 휨응력

【표 5-19】 최대부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-98.943	93.819	190.00	190.00	1.920	2.025
1+2+3	-177.408	177.683	190.00	190.00	1.071	1.069
1+2+3+4	-183.931	164.934	190.00	190.00	1.033	1.152
1+2+3+4+5	-173.649	186.755	190.00	190.00	1.094	1.017
1+2+3+4+5+6	-157.611	213.362	218.50	218.50	1.386	1.024
1+2+3+4+5-6	-189.686	160.149	218.50	218.50	1.152	1.364

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w)$$

$$= 22.289 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-184.029}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{22.544}{110.000} \right)^2 = 0.937 + 0.041 = 0.978 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{186.807}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{22.544}{110.000} \right)^2 = 0.966 + 0.041 = 1.007 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 강박스 거더의 응력 검토

① 휨응력

【표 5-20】 강박스 거더의 휨응력 검토결과

구 분		휨 응 력				안전율		검토결과
		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)				
		상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
정모멘트부	S6-G1	100.874	-162.250	190.000	190.000	1.884	1.171	O.K
부모멘트부	P6-G1	-173.649	186.755	190.00	190.00	1.094	1.017	O.K

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

② 전단응력

【표 5-21】 강박스 거더의 전단응력 검토결과

구 분		전 단 응 력		안전율	검토결과
		작용응력 (MPa)	허용응력 (MPa)		
정모멘트부	S6-G1	11.502	110.000	9.564	O.K
부모멘트부	P6-G1	22.289	110.000	4.935	O.K

허용응력법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하연에 발생하는 최대응력은 허용응력 이내(휨응력 : 1.017, 전단응력 : 4.935)로 검토되어 구조 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

③ 합성응력

허용응력법에 의한 강박스 거더의 휨응력과 전단응력에 의한 합성응력 검토결과, 최대부모멘트 및 최대전단력 발생구간인 교각 지점부에서 합성응력이 0.978~1.007 사이로 허용기준치 1.2를 넘지 않은 것으로 검토되었다.

라. 교량받침용량 검토

【표 5-22】 교량받침용량 검토

구 분			합성전고정하중 (kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	받침용량 (kN)	검토 결과
			Steel	Concrete					
P5	G1	Sh01	133.000	372.690	269.720	329.387	1104.797	1600	O.K
		Sh02	171.721	485.194	135.547	403.543	1196.005	1600	O.K
	G2	Sh03	170.925	477.160	138.599	400.442	1187.126	1600	O.K
		Sh04	136.847	291.375	287.686	310.332	1026.240	1600	O.K
P6	G1	Sh01	502.106	1246.856	716.566	716.769	3182.297	4000	O.K
		Sh02	550.401	1417.514	532.473	801.487	3301.875	4000	O.K
	G2	Sh03	549.458	1315.853	552.543	783.590	3201.444	4000	O.K
		Sh04	502.561	1065.617	749.646	679.462	2997.286	4000	O.K
P7	G1	Sh01	377.411	964.472	590.573	666.805	2599.261	4000	O.K
		Sh02	424.574	1138.957	394.934	753.287	2711.752	4000	O.K
	G2	Sh03	424.532	1045.530	416.899	737.304	2624.265	4000	O.K
		Sh04	377.633	798.798	615.428	630.195	2422.054	4000	O.K
P8	G1	Sh01	502.106	1246.854	716.568	716.767	3182.295	4000	O.K
		Sh02	550.400	1417.517	532.470	801.481	3301.868	4000	O.K
	G2	Sh03	549.458	1315.854	552.541	783.594	3201.447	4000	O.K
		Sh04	502.561	1065.614	749.649	679.467	2997.291	4000	O.K
A2	G1	Sh01	132.998	372.714	269.692	329.547	1104.951	1600	O.K
		Sh02	171.722	485.176	135.568	403.557	1196.023	1600	O.K
	G2	Sh03	170.925	477.158	138.602	400.436	1187.121	1600	O.K
		Sh04	136.847	291.369	287.691	310.439	1026.346	1600	O.K

받침용량에 대한 검토결과 교량받침은 용량이 최대 발생 반력값 보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

5.2.3 마산방향(S1 ~ S5)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 5경간 연속 강박스 거더교
- ② 교량연장 : $L = 5@50m = 250.0m$
- ③ 교량폭원 : 11.855m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5m$, $H = 2.5m$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0MPa$
- ㉡ 탄성계수 : $E_c = 27,804MPa$
- ㉢ 전단탄성계수 : $G_c = 11,781MPa$
- ㉣ 허용압축응력 : $f_{ca} = 10.8MPa$

② 철근(SD400)

- ㉠ 항복강도 : $f_y = 400.0MPa$
- ㉡ 탄성계수 : $E_s = 200,000MPa$
- ㉢ 허용압축응력 : $f_{ca} = 180.0MPa$
- ㉣ 허용인장응력 : $f_{ta} = 160.0MPa$

③ 강재

- ㉠ 주부재 : SM490(준공당시 기호 : SWS490)
- ㉡ 부부재 : SM400(준공당시 기호 : SWS400)
- ㉢ 탄성계수 : $E_{st} = 205,000MPa$
- ㉣ 전단탄성계수 : $G_{st} = 79,000MPa$
- ㉤ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	140	190	215	270
40초과 75이하	130	175	200	260
75초과 100이하			195	250

㉞ 허용축방향압축응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM 570 SMA 570
40이하	$140 : \ell/r \leq 18.6$	$190 : \ell/r \leq 16.0$	$215 : \ell/r \leq 15.1$	$270 : \ell/r \leq 13.4$
	$140 - 0.82(\ell/r - 18.6) :$	$190 - 1.29(\ell/r - 16.0) :$	$215 - 1.55(\ell/r - 15.1) :$	$270 - 2.19(\ell/r - 13.4) :$
	$18.6 < \ell/r \leq 92.8$	$16.0 < \ell/r \leq 80.1$	$15.1 < \ell/r \leq 75.5$	$13.4 < \ell/r \leq 67.1$
	$\frac{1,200,000}{6,700 + (\ell/r)^2} :$	$\frac{1,200,000}{5,000 + (\ell/r)^2} :$	$\frac{1,200,000}{4,400 + (\ell/r)^2} :$	$\frac{1,200,000}{3,500 + (\ell/r)^2} :$
	$92.8 < \ell/r$	$80.1 < \ell/r$	$75.5 < \ell/r$	$67.1 < \ell/r$

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM 570 SMA 570
40초과 75이하	130 : $\ell/r \leq 19.4$	175 : $\ell/r \leq 16.6$	200 : $\ell/r \leq 15.5$ 200-1.40(ℓ/r -15.5) : 15.5 < $\ell/r \leq 77.7$ $\frac{1,200,000}{4,700+(\ell/r)^2}$: 77.7 < ℓ/r	260 : $\ell/r \leq 13.7$ 260-2.07(ℓ/r -13.7) : 13.7 < $\ell/r \leq 68.6$ $\frac{1,200,000}{3,600+(\ell/r)^2}$: 68.6 < ℓ/r
75초과 100이하	19.4 < $\ell/r \leq 97.0$ $\frac{1,200,000}{7,300+(\ell/r)^2}$: 97.0 < ℓ/r	16.6 < $\ell/r \leq 82.8$ $\frac{1,200,000}{5,300+(\ell/r)^2}$: 82.8 < ℓ/r	195 : $\ell/r \leq 15.8$ 195-1.35(ℓ/r -15.8) : 15.8 < $\ell/r \leq 78.9$ $\frac{1,200,000}{4,800+(\ell/r)^2}$: 78.9 < ℓ/r	250 : $\ell/r \leq 13.9$ 250-1.96(ℓ/r -13.9) : 13.9 < $\ell/r \leq 69.4$ $\frac{1,200,000}{3,700+(\ell/r)^2}$: 69.4 < ℓ/r

여기서, ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm)
 r : 부재 종단면의 단면회전반경(mm)

⊗ 허용휨압축응력(MPa)

- 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우, 상자형 단면, π 형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	140	190	215	270
40초과 75이하	130	175	200	260
75초과 100이하			195	250

강종 판두께(mm)		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	40이하	140 : $\ell/b \leq 4.6$ 140-2.49($\ell/b-4.6$) : 4.6 < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 4.0$ 190-3.91($\ell/b-4.0$) : 4.0 < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 3.8$ 215-4.69($\ell/b-3.8$) : 3.8 < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 3.4$ 270-6.64($\ell/b-3.4$) : 3.4 < $\ell/b \leq 25$
	40초과 75이하	130 : $\ell/b \leq 4.9$	175 : $\ell/b \leq 4.1$	200 : $\ell/b \leq 3.9$ 200-4.24($\ell/b-3.9$) : 3.9 < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 3.4$ 260-6.25($\ell/b-3.4$) : 3.4 < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-2.21($\ell/b-4.9$) : 4.9 < $\ell/b \leq 30$	175-3.48($\ell/b-4.1$) : 4.1 < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 3.9$ 195-4.07($\ell/b-3.9$) : 3.9 < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 3.5$ 250-5.94($\ell/b-3.5$) : 3.5 < $\ell/b \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	40이하	140 : $\ell/b \leq 9.3/K$ 140-1.24(K $\ell/b-9.3$) : 9.3/K < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 8.0/K$ 190-1.95(K $\ell/b-8.0$) : 8.0/K < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 7.5/K$ 215-2.35(K $\ell/b-7.5$) : 7.5/K < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 6.7/K$ 270-3.32(K $\ell/b-6.7$) : 6.7/K < $\ell/b \leq 25$
	40초과 75이하	130 : $\ell/b \leq 9.7/K$	175 : $\ell/b \leq 8.3/K$	200 : $\ell/b \leq 7.8/K$ 200-2.12(K $\ell/b-7.8$) : 7.8/K < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 260-3.12(K $\ell/b-6.9$) : 6.9/K < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-1.10(K $\ell/b-9.7$) : 9.7/K < $\ell/b \leq 30$	175-1.74(K $\ell/b-8.3$) : 8.3/K < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 7.9/K$ 195-2.04(K $\ell/b-7.9$) : 7.9/K < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 250-2.97(K $\ell/b-6.9$) : 6.9/K < $\ell/b \leq 25$
비 고		A_w : 복부판의 총 단면적(mm ²) A_c : 압축플랜지의 총 단면적(mm ²) ℓ : 압축플랜지의 고정점간의 거리(mm) b : 압축플랜지의 폭(mm) $K : \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$			

◎ 허용전단응력(MPa)

강종 판두께 (mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	80	110	125	155
40초과 75이하	75	100	115	150
75초과 100이하			115	145

㉞ 항복응력 (MPa)

강종 판두께 (mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	235	315	355	450
40초과 75이하	215	295	335	430
75초과 100이하			325	420

㉞ 강재 주거더의 허용응력 증가율

하중의 조합			증가율 (%)	
			정의 휨모멘트를 받는 부분	부의 휨모멘트를 받는 부분
1	크리프의 영향과 건조수축의영향을 제외한 주하중		0	0
2	주하중	압축연	15	0
		인장연	0	0
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차	압축연	30	15
		인장연	15	15
4	가설시 하중	압축연	25	25
		인장연	25	25

3) 사용 전산프로그램 : 안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 MIDAS CIVIL을 이용하였으며, 구조물의 기하학적 특성을 Frame Element로 모델링하였다.

4) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스 거더 : 허용응력설계법

5) 적용하중

① 고정하중

고정하중은 합성전 고정하중과 합성후 고정하중으로 구분하여 모델링하였다. 합성전 고정하중은 강재 및 바닥판 자중을 고려하였으며 합성후 고정하중은 방호벽 및 중앙분리대, 포장 등을 고려하여 계산하였다.

② 활하중

본 교량은 1등급 교량으로서 DB-24 및 DL-24 하중을 적용한다.

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

㉠ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차(ΔT) : $\pm 10^{\circ} \text{C}$

㉡ 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수(α) : 12×10^{-6}

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

㉠ 크리프 계수(ϕ_1) : 2

㉡ 크리프 계산을 위한 탄성계수비 : $n_1 = n (1 + \phi_1 / 2) = 7 \times (1 + 2 / 2) = 14$

⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축

㉠ 최종수축율(ε_s) : 27×10^{-5}

㉡ 건조수축 계산을 위한 크리프 계수(ϕ_2) : $\phi_2 = 2 \phi_1 = 2 \times 2 = 4$

㉢ 건조수축 계산을 위한 탄성계수비 : $n_2 = n (1 + \phi_2 / 2) = 7 \times (1 + 4 / 2) = 21$

⑥ 하중조합

㉠ LCB1 : 합성전 고정하중

㉡ LCB2 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중

㉢ LCB3 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프

㉣ LCB4 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축

㉤ LCB5 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차

㉥ LCB6 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

6) 참고문헌

① 도로교 설계기준(2010)

② 콘크리트 구조설계기준(2012)

③ 도로설계편람(2008)

④ 도로설계요령(2009)

⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

나. 바닥판 구조검토

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

1) 캔틸레버부(방호벽)-마산방향

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$0.700 \times 0.230 \times 25 = 1.330$	0.880	3.542	
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.700 \times 25 = 0.420$	0.742	0.454	
③	$0.175 \times 0.300 \times 25 = 0.678$	0.875	1.148	
④	$1/2 \times 0.175 \times 0.120 \times 25 = 0.273$	0.655	0.172	
⑤	$0.205 \times 0.420 \times 25 = 1.085$	0.785	1.690	
⑥	$0.250 \times 1.025 \times 25 = 6.375$	0.513	3.283	
⑦	$1/2 \times 0.050 \times 0.925 \times 25 = 1.150$	0.408	0.236	
⑧	$0.050 \times 0.100 \times 25 = 0.250$	0.050	0.006	
⑨	$0.080 \times 0.275 \times 23 = 1.012$	0.288	0.145	포장
⑩	방음벽하중 = 2.382	0.880	2.096	방음벽
계	18.362		12.774	

H1 =	0.700	m
H2 =	0.175	m
H3 =	0.205	m
H4 =	0.250	m
H5 =	0.050	m
L1 =	0.230	m
L2 =	0.070	m
L3 =	0.120	m
L4 =	0.300	m
L5 =	0.305	m
L6 =	0.925	m
L7 =	0.100	m

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
 곡선반경(R) = ∞
 설계속도 = 100km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.275 + 1.14 = 1.360\text{m}$$

여기서, $X = 0.275\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.275} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.275 \times (1+0.300)}{1.360} = 25.235\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 = (100 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\ = 23.333\text{kN/m}$$

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.230 = 28.700\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 원심하중

$$CF = 0.79 \left(\frac{V^2}{R} \right) (\%) = 0.79 \times \left(\frac{100^2}{5400} \right) (\%) = 1.463(\%)$$

$$P_{cf} = \frac{P_r}{E} \times \frac{1.463}{100} = 1.033 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 1.033 \times 1.8 = 1.859 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 풍하중

$$P_w = 3.0\text{kN/m}^2 \times 4.000\text{m} = 12.000\text{kN/m}$$

$$M_w = 12.000 \times 2.080 = 24.960\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑧ 하중조합

㉠ 계수모멘트

- $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} = 73.278 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 89.138 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 68.052 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 79.721 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

㉡ 사용모멘트

- $M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} = 39.868 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

⑨ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.275 + 230) = 252 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 265.2 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 252 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑩ 단면검토

㉠ 검토조건

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

단면폭(b) = 1000mm , 단면높이(h) = 300mm

철근 피복두께(d_c) = 60mm , 유효깊이(d) = 240mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

⑪ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 89.138 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑫ 사용성(균열) 검토

$$\textcircled{㉠} \text{탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8$$

$$\textcircled{㉡} \text{중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.400$$

$$\textcircled{㉢} \text{철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 39.868 \times 10^6 / [1588 \times (240 - 66.400/3)] = 115.180 \text{ MPa}$$

$$\textcircled{㉣} \text{최소 두께}(c_c) = 60.0 - 16.0/2 = 52.0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{㉤} \text{인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210/f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210/115.180) - 2.5 \times 52.0 = 554 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{㉥} \text{인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210/115.180) = 547 \text{ mm} \end{aligned}$$

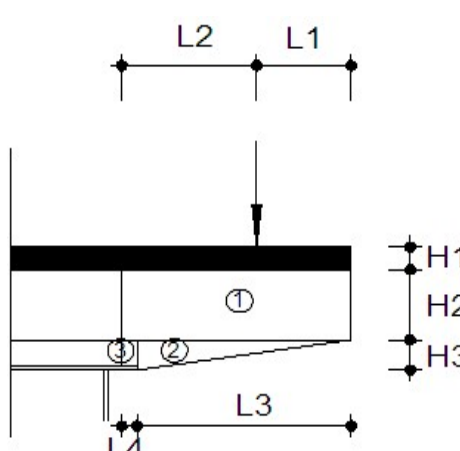
$$\textcircled{㉦} \text{철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 547 \text{ mm}$$

$$\textcircled{㉧} \text{철근 평균간격 } s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 547 \text{ mm} \text{ 이므로, } \therefore \text{O.K}$$

2) 캔틸레버부(중분대)

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$0.250 \times 0.730 \times 25 = 4.563$	0.365	1.665	
②	$1/2 \times 0.050 \times 0.68 \times 25 = 0.425$	0.277	0.118	
③	$0.050 \times 0.050 \times 25 = 0.063$	0.025	0.002	
④	$0.080 \times 0.730 \times 23 = 1.343$	0.365	0.490	
계	6.393		2.275	



H1 =	0.080	m
H2 =	0.250	m
H3 =	0.050	m
L1 =	0.300	m
L2 =	0.430	m
L3 =	0.680	m
L4 =	0.050	m

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
 곡선반경(R) = ∞
 설계속도 = 100km/hr

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.430 + 1.14 = 1.484\text{m}$$

여기서, X = 0.430m

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.400} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.430 \times (1+0.300)}{1.460} = 36.162\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 원심하중

$$CF = 0.79 \left(\frac{V^2}{R} \right) (\%) = 0.79 \times \left(\frac{100^2}{5400} \right) (\%) = 1.463 (\%)$$

$$P_{cf} = \frac{P_r}{E} \times \frac{1.463}{100} = 0.941 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 0.966 \times 1.8 = 1.703 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} = 80.706 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} = 82.919 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} = 40.140 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.430 + 230) = 264.4 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 264.4 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 264.4 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 단면검토

㉠ 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000 \text{ mm} , \quad \text{단면높이}(h) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60 \text{ mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 240 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@125} = 1588.8 \text{ mm}^2$$

⑨ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$$

$$= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 82.919 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8$

㉡ 중립축 거리(χ) = $-nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.400$

㉢ 철근응력(f_s) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 40.140 \times 10^6 / [1588 \times (240 - 66.400/3)] = 115.962 \text{ MPa}$

㉣ 최소 두께(c_c) = $60.0 - 16.0/2 = 52.0 \text{ mm}$

㉤ 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/115.962) - 2.5 \times 52.0 = 549 \text{ mm}$

㉥ 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/115.962) = 543 \text{ mm}$

㉦ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 543 \text{ mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 543 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 중앙부

㉠ 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{16} = \frac{8.550 \times 2.500^2}{16} = 5.056 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.500m

㉡ 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

㉠ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.500} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

㉡ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.500+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 40.300 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 40.300 = 32.240 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

③ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 77.587 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 38.602 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot L + 130) = (30 \times 2.50 + 130) = 205 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$$

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

⑤ 단면검토

㉠ 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000 \text{ mm}, \quad \text{단면높이}(h) = 250 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 40 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 210 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@125} = 1588.8 \text{ mm}^2$$

㉡ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉢ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 77.587 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

$$\text{㉠ 탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8$$

$$\text{㉡ 중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 61.5 \text{ mm}$$

$$\text{㉢ 철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 38.602 \times 10^6 / [1588 \times (210.0 - 61.5/3)] = 128.213 \text{ MPa}$$

$$\text{㉣ 최소 두께}(c_c) = 40.0 - 16/2 = 32.0 \text{ mm}$$

- ㉔ 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 128.213) - 2.5 \times 32.00 = 534\text{mm}$
- ㉕ 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 128.213) = 491\text{mm}$
- ㉖ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 491\text{mm}$
- ㉗ 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 491\text{mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

4) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.154로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5-23】 바닥판의 단면검토결과

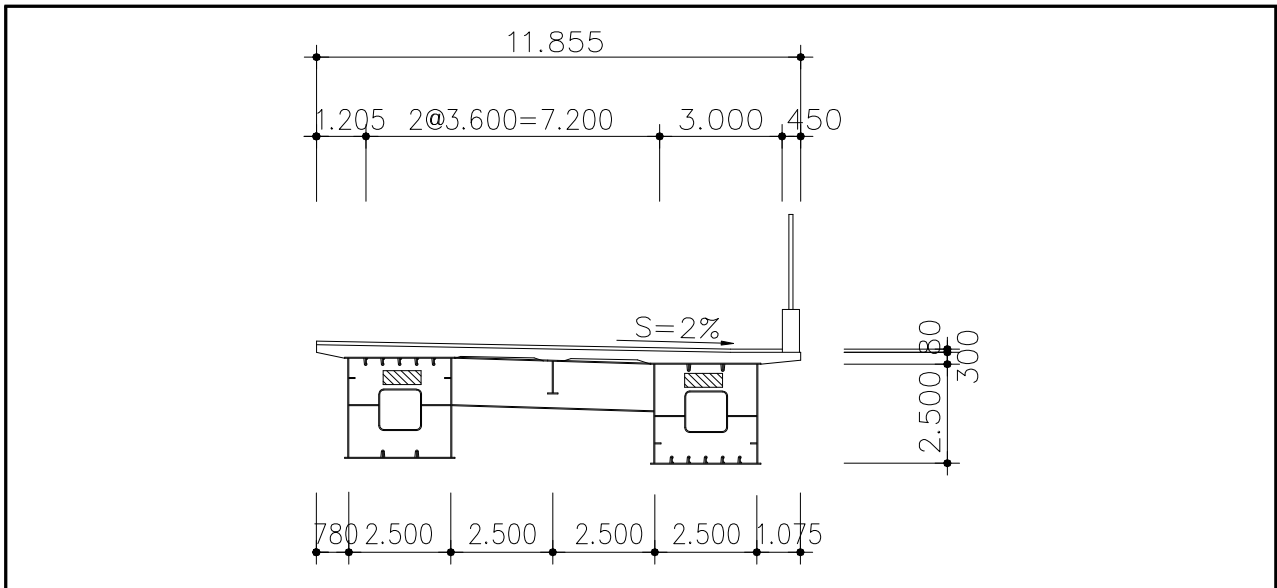
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토결과
캔틸레버부(방호벽측)	89.138	122.167	1.371	O.K
캔틸레버부(중분대측)	82.919	122.167	1.473	O.K
중양부	77.587	105.961	1.366	O.K

【표 5-24】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

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)	39.868	115.180	240.000	125.000	547.000	O.K
캔틸레버부(중분대측)	40.140	115.962	240.000	125.000	543.000	O.K
중양부	38.602	128.213	240.000	125.000	491.000	O.K

다. 강박스 거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5-15】 해석단면

2) 하중 산정

① 2블럭(S9~S9)

㉠ 합성전 고정하중

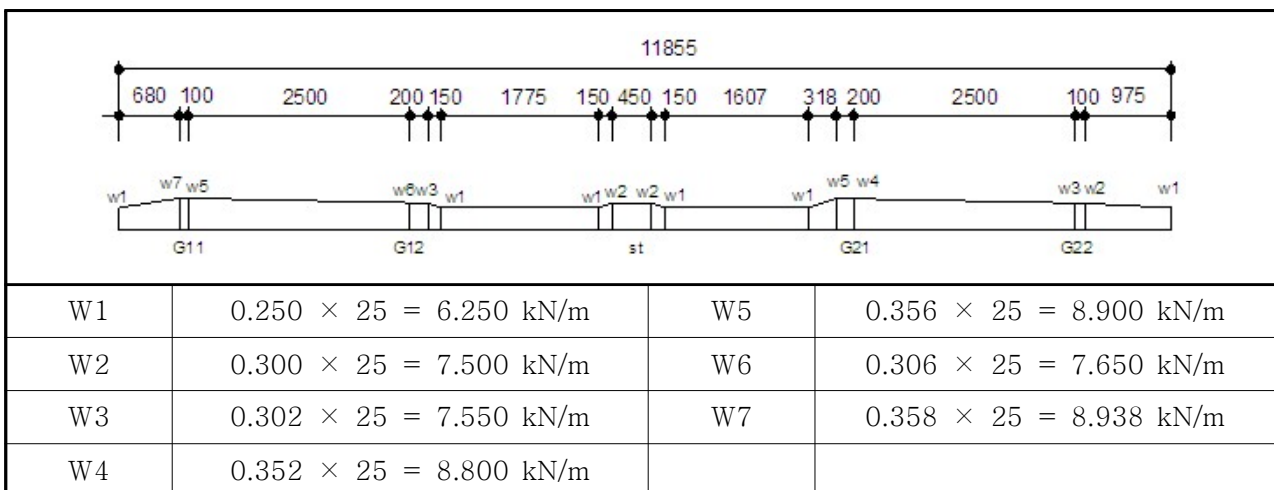
■ 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

◦ 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재 자중을 31.0% 할증 적용

◦ 총 강재중량 / 모델링 강재중량 = 1.310

■ 바닥판 자중

◦ 횡방향 하중분배



【그림 5-16】 합성전 바닥판 자중 재하도

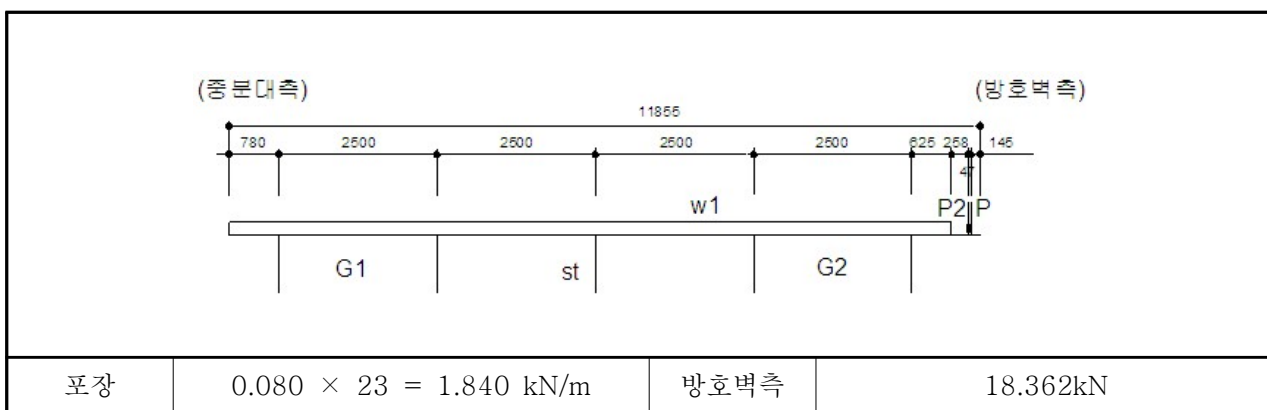
◦ 거더별 작용하중

구분	거더 폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	16.710	18.214	34.924	1.880	
ST			—	16.391	—	
G2	2.500	19.269	17.367	36.636	-2.377	

㉞ 합성후 고정하중

합성후 고정하중은 콘크리트 바닥판에 의한 횡분배 효과를 반영하기 위하여 2차원 프레임 모델을 사용하여 반력을 산출한 후 그 반력을 3차원 격자모델에 재하하였다.

■ 횡방향 하중분배



【그림 5-17】 합성후 고정하중 재하도

■ 거더별 작용하중

구분	거더 폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	3.735	4.600	8.335	1.081	
ST			—	4.600	—	
G2	2.500	4.600	14.197	18.797	11.996	

■ 활하중

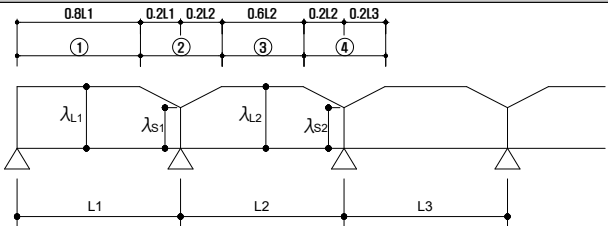
구 분	활하중			
• 교 폭	• 11.855m			
• 지간장(L)	• 4@50.0m = 200m			
• 연석간 교폭(W_c)	• 11.405m			
• 설계 차로수(N)	• $9.1\text{m} \leq W_c < 12.8\text{m} \quad \therefore$ 3차로 재하			
• 설계 차로폭(W)	• $11.405\text{m} / 3 = 3.802\text{m} > 3.600\text{m}$ 이므로, $\therefore W = 3.600\text{m}$			
• 충격계수(i)	• 제6~9지간 : $15 / (40+50.0)=0.167 < 0.3 \quad \therefore i = 0.167$ 적용			
	• 제6~8내부지점 : $15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 \quad \therefore i = 0.167$ 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 도로교설계기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75% • 각 CASE별 하중재하도 및 각 거더별 작용하중은 부록 참조.			

3) 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

전단지연(Shear Lag) 현상의 영향으로 인한 플랜지 및 바닥판의 유효폭은 다음과 같으며, 단면응력 검토 시 적용하였다.(상세한 계산과정은 부록 참조)

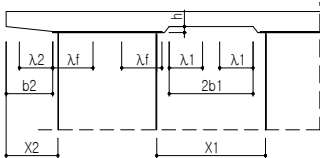
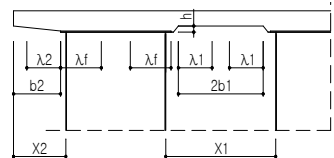
① 플랜지 유효폭

【표 5-25】 플랜지의 유효폭 산정

구 분	플랜지(m)		비 고
	G1	G2	
제6~5지간 중양부	2.700	2.700	 상부 : 복부간격 $2b = 2.500\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ 하부 : 복부간격 $2b = 2.500\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ $L1 \sim L5 = 5@50.00\text{m}$
제1~4중간 지점부	2.394	2.394	

② 바닥판 유효폭

【표 5-26】 바닥판의 유효폭 산정

구 분	바닥판(m)	
	G1	G2
개 요	 $X_1 = 5.000\text{m}$, $X_2 = 1.360\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$	 $X_1 = 5.000\text{m}$, $X_2 = 1.075\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$
제1, 5지간 중양부	5.739	6.034
제2~4지간 중양부	5.647	5.942
제1~4중간 지점부	4.847	5.089

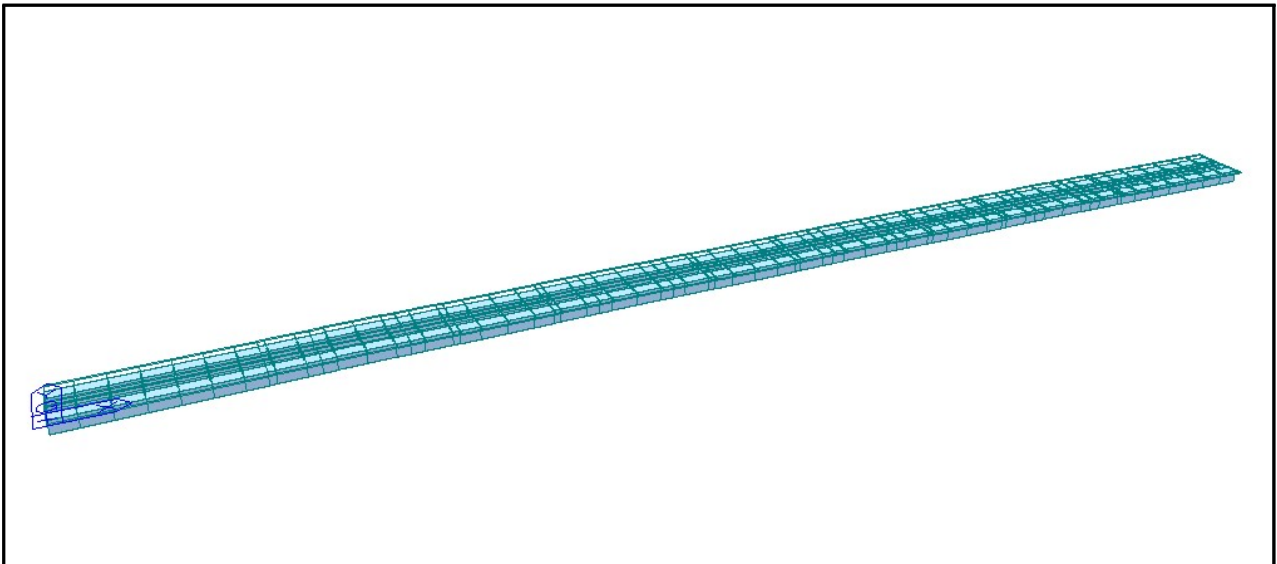
4) 모델링 및 단면 제정수

① 모델링

해석모델은 3차원 격자모델을 적용하였으며, 보요소로 이상화된 각 구조요소의 연결은 부재편심(Offset)이 반영되도록 하였다. 또한 시공단계별로 대상교량의 실제 강성과 최대한 근접할 수 있도록 모델링하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

㉠ 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.

㉡ 경계조건은 현장조사시 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.

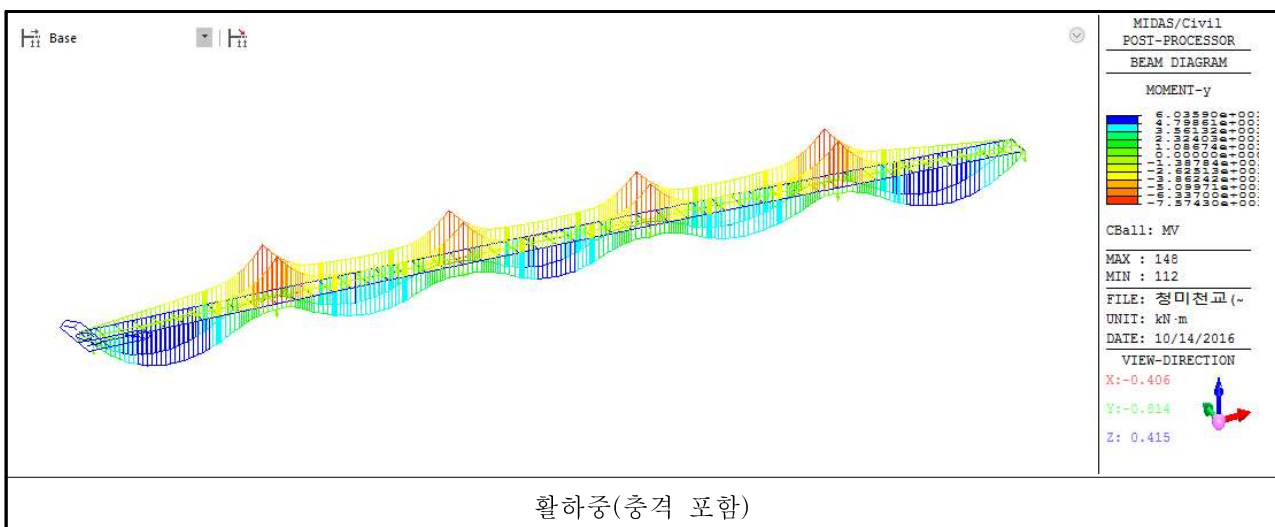
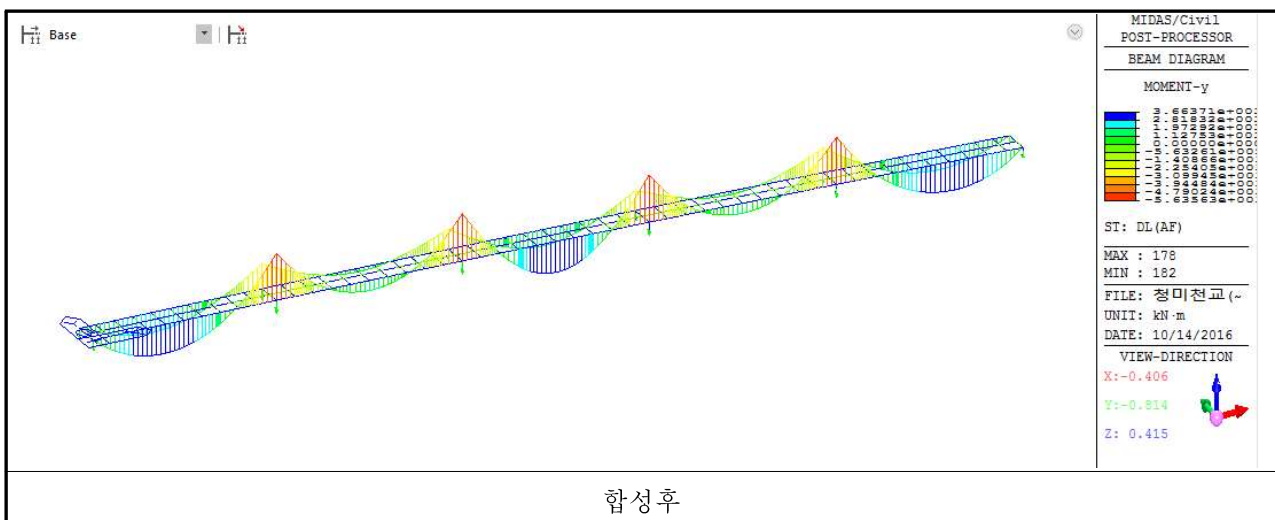
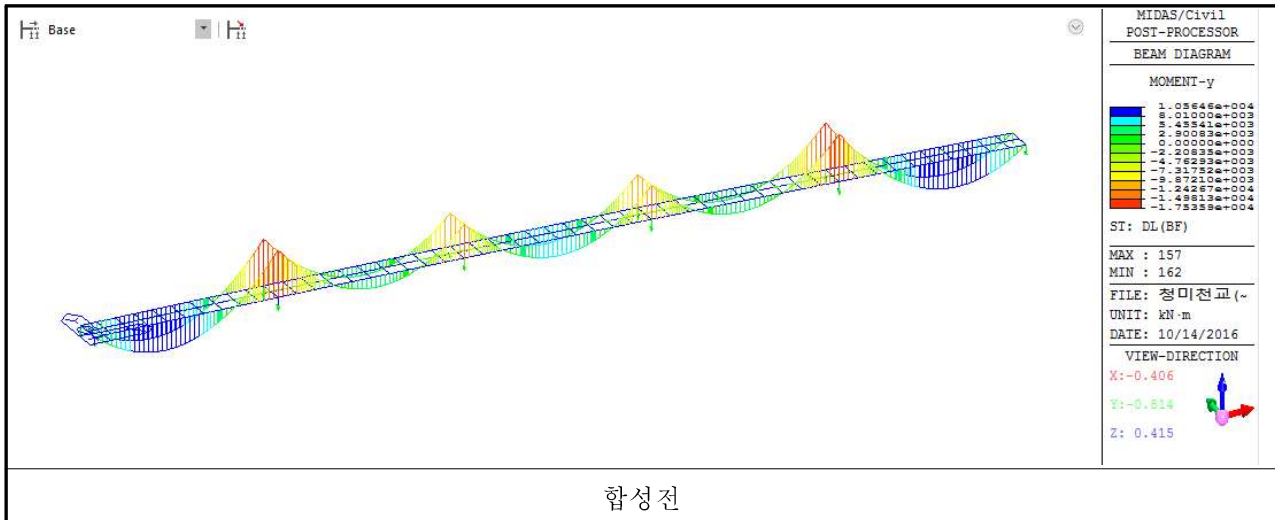


【그림 5-18】 해석모델링

5) 구조해석 결과

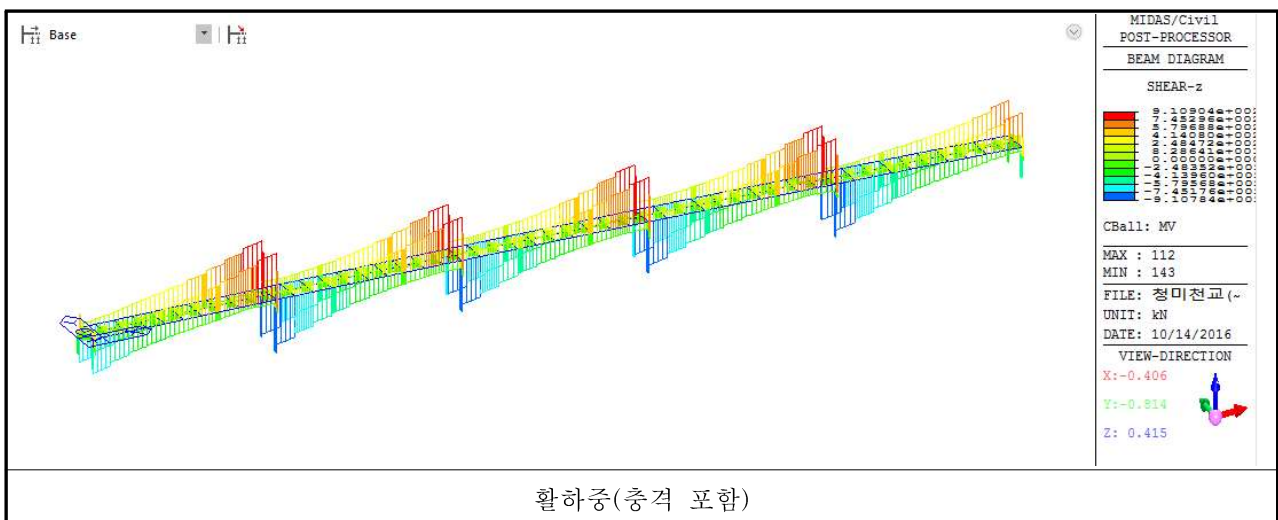
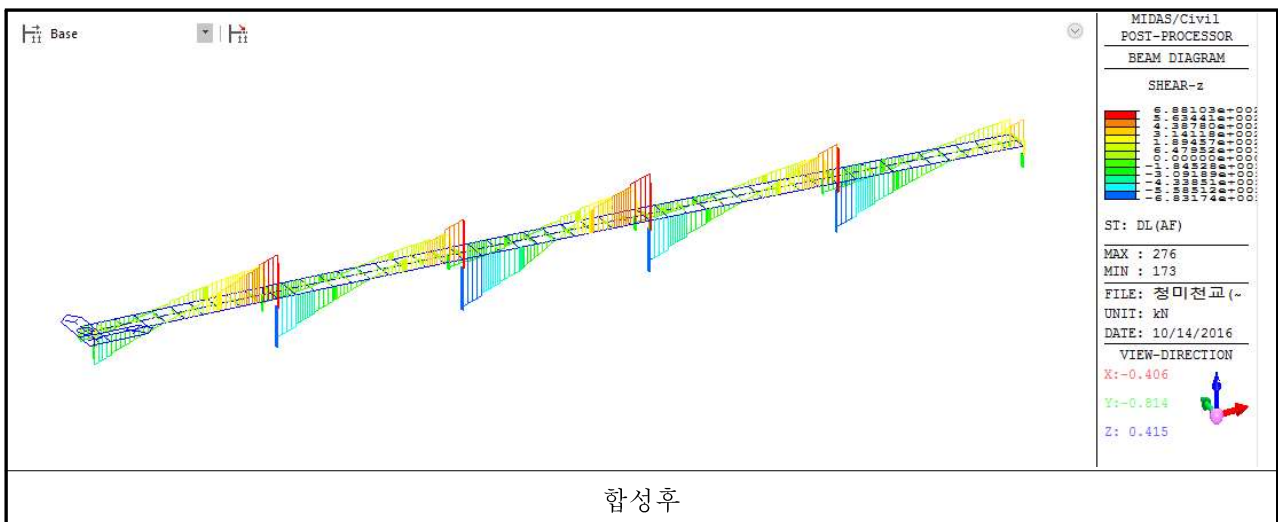
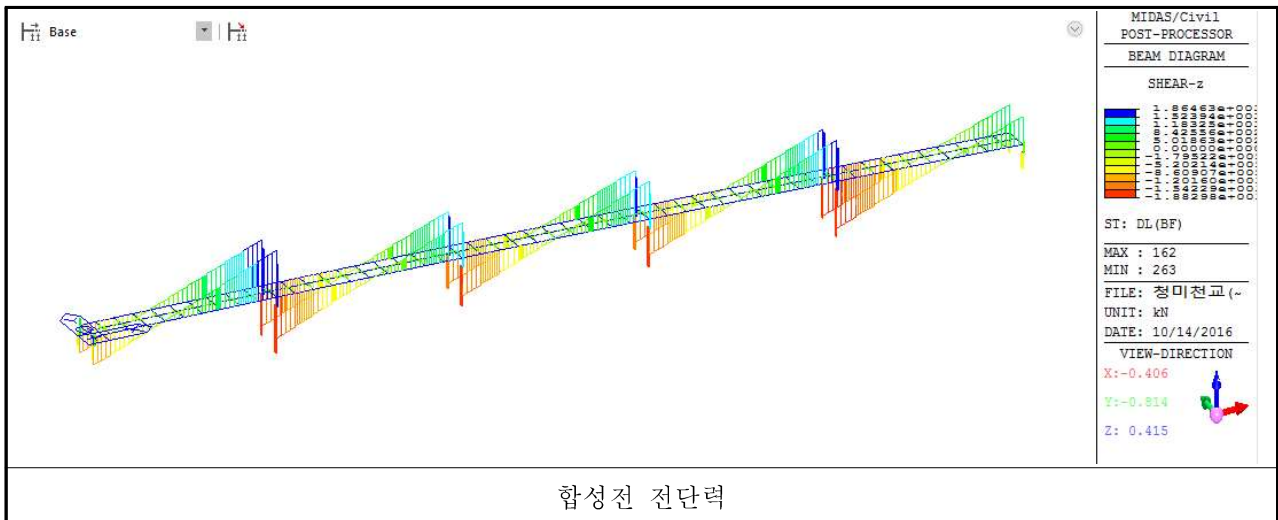
① 단면력도

■ 휨모멘트



【그림 5-19】 휨모멘트

■ 전단력

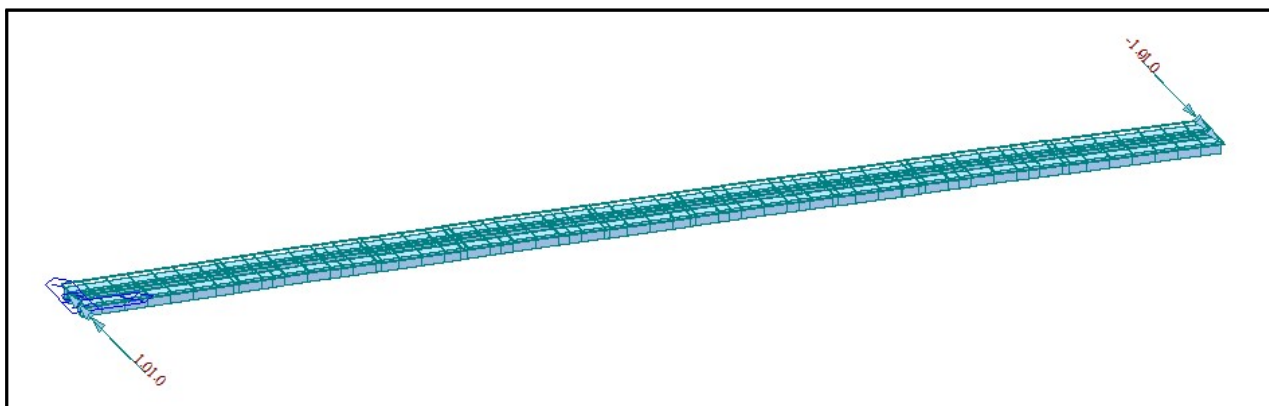


【그림 5-20】 전단력

② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

콘크리트-강재 합성형 교량에서는 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 건조수축, 크리프, 강재-콘크리트 온도차에 의한 응력이 발생한다. 특히, 강합성형교가 2경간 이상의 연속 교일 경우에는 건조수축, 크리프, 온도차에 의해 부정정력이 추가로 발생되며 이와 같은 하중을 2차 모멘트라고 한다.

부정정계에서 2차 모멘트를 구하기 위하여 해석모델 교량의 양단에 단위 모멘트를 작용시켜 각 절점에서의 모멘트(이 값을 영향계수 k 라 함)를 구하여 이를 단면의 응력 검토시에 이용하였다.



【그림 5-21】 2차 부정정력에 대한 영향 검토

③ 단면력 산정결과

㉠ 최대정모멘트부

【표 5-27】 최대정모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
S1	휨모멘트(kN · m)	10,528.070	2,411.470	6,035.830	18,975.370
	전단력(kN)	57.370	11.700	289.450	358.520
	비틀림모멘트(kN · m)	44.650	-3.250	386.630	428.030

㉡ 최대부모멘트부

【표 5-28】 최대부모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
P1	휨모멘트(kN · m)	-17,302.160	-2,922.780	-7,574.020	-27,798.960
	전단력(kN)	-1,595.820	-230.280	-888.780	-2,714.880
	비틀림모멘트(kN · m)	79.530	13.090	-655.670	-563.050

6) 강박스 거더의 응력 검토

강박스 거더에 대한 응력검토는 내·외측경간 최대 정모멘트부 및 내·외측 지점부 최대 부모멘트부 단면에 대하여 실시하였으며, 이에 대한 상세 검토결과는 부록에 첨부하였다.

하중종류1	합성전 고정하중	하중종류4	크리프
하중종류2	합성후 고정하중	하중종류5	건조수축
하중종류3	활하중	하중종류6	온도차

① 최대정모멘트부

㉠ S1-G2(단면-1)

■ 휨응력

【표 5-29】 최대정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	86.353	-86.001	190.000	190.000	2.200	2.209
1+2+3	100.694	-153.107	190.000	190.000	1.887	1.241
1+2+3+4	105.417	-151.764	218.500	190.000	2.073	1.252
1+2+3+4+5	128.652	-145.840	218.500	190.000	1.698	1.303
1+2+3+4+5+6	145.056	-140.370	247.000	218.500	1.703	1.557
1+2+3+4+5-6	112.248	-151.310	247.000	218.500	2.200	1.444

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w)$$

$$= 12.946 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{218.652}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{12.946}{110.000}\right)^2 = 0.347 + 0.014 = 0.361 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-153.107}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.946}{110.000}\right)^2 = 0.649 + 0.014 = 0.663 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 최대부모멘트부

㉠ P1-G2(단면-5)

■ 휨응력

【표 5-30】 최대부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-93.721	88.868	190.00	190.00	2.027	2.138
1+2+3	-156.363	155.241	190.00	190.00	1.215	1.224
1+2+3+4	-159.407	149.554	190.00	190.00	1.192	1.270
1+2+3+4+5	-149.622	169.180	190.00	190.00	1.270	1.123
1+2+3+4+5+6	-134.675	193.334	218.50	218.50	1.622	1.130
1+2+3+4+5-6	-164.569	145.026	218.50	218.50	1.328	1.507

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w)$$

$$= 26.180 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-159.407}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{26.180}{110.000} \right)^2 = 0.740 + 0.057 = 0.761 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{169.180}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{26.180}{110.000} \right)^2 = 0.793 + 0.057 = 0.849 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 강박스 거더의 응력 검토

① 휨응력

【표 5-31】 강박스 거더의 휨응력 검토결과

구 분		휨 응 력				안전율		검토결과
		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)				
		상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
정모멘트부	S1-G2	100.694	-153.107	190.000	190.000	1.887	1.241	O.K
부모멘트부	P1-G2	-149.622	169.180	190.00	190.00	1.270	1.123	O.K

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

② 전단응력

【표 5-32】 강박스 거더의 전단응력 검토결과

구 분		전 단 응 력		안전율	검토결과
		작용응력 (MPa)	허용응력 (MPa)		
정모멘트부	S1-G1	12.946	110.000	8.497	O.K
부모멘트부	P1-G1	26.180	110.000	4.202	O.K

허용응력법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하연에 발생하는 최대응력은 허용응력 이내(휨응력 : 1.123, 전단응력 : 4.202)로 검토되어 구조 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

③ 합성응력

허용응력법에 의한 강박스 거더의 휨응력과 전단응력에 의한 합성응력 검토결과, 최대부모멘트 및 최대전단력 발생구간인 교각 지점부에서 합성응력이 0.761~0.849 사이로 허용기준치 1.2를 넘지 않은 것으로 검토되었다.

라. 교량받침용량 검토

【표 5-33】 교량받침용량 검토

구 분			합성전고정하중 (kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	받침용량 (kN)	검토 결과
			Steel	Concrete					
A1	G1	Sh01	135.817	356.464	242.891	334.650	1069.822	1600	O.K
		Sh02	162.483	481.124	186.940	427.121	1257.668	1600	O.K
	G2	Sh03	163.040	475.753	119.361	431.925	1190.079	1600	O.K
		Sh04	138.324	341.618	60.392	355.210	895.544	1600	O.K
P1	G1	Sh01	491.105	1195.306	645.270	732.129	3063.810	4000	O.K
		Sh02	521.652	1359.435	596.316	858.355	3335.758	4000	O.K
	G2	Sh03	519.790	1325.463	285.566	865.987	2996.806	4000	O.K
		Sh04	493.179	1147.218	231.153	768.922	2640.472	4000	O.K
P2	G1	Sh01	395.938	997.307	688.021	694.109	2775.375	4000	O.K
		Sh02	426.750	1163.673	625.060	823.640	3039.123	4000	O.K
	G2	Sh03	427.111	1132.911	256.239	830.799	2647.060	4000	O.K
		Sh04	395.290	952.316	192.514	733.648	2273.768	4000	O.K
P3	G1	Sh01	395.938	997.304	688.103	694.289	2775.634	4000	O.K
		Sh02	426.749	1163.670	625.151	823.707	3039.277	4000	O.K
	G2	Sh03	427.111	1132.902	256.196	830.890	2647.099	4000	O.K
		Sh04	395.292	952.330	192.385	733.762	2273.769	4000	O.K
P4	G1	Sh01	491.104	1195.303	645.378	731.948	3063.733	4000	O.K
		Sh02	521.652	1359.432	596.390	858.281	3335.755	4000	O.K
	G2	Sh03	519.790	1325.459	285.510	865.914	2996.673	4000	O.K
		Sh04	493.180	1147.229	231.027	768.794	2640.230	4000	O.K
P5	G1	Sh01	135.817	356.464	242.891	334.652	1069.824	1600	O.K
		Sh02	162.483	481.123	186.986	427.167	1257.759	1600	O.K
	G2	Sh03	163.038	475.744	119.665	431.560	1190.007	1600	O.K
		Sh04	138.327	341.628	60.042	355.875	895.872	1600	O.K

받침용량에 대한 검토결과 교량받침은 용량이 최대 발생 반력값 보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

5.2.4 마산방향(S6 ~ S9)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 4경간 연속 강박스 거더교
- ② 교량연장 : $L = 4@50m = 200.0m$
- ③ 교량폭원 : 11.855m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5m$, $H = 2.5m$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0MPa$
- ㉡ 탄성계수 : $E_c = 27,804MPa$
- ㉢ 전단탄성계수 : $G_c = 11,781MPa$
- ㉣ 허용압축응력 : $f_{ca} = 10.8MPa$

② 철근(SD400)

- ㉠ 항복강도 : $f_y = 400.0MPa$
- ㉡ 탄성계수 : $E_s = 200,000MPa$
- ㉢ 허용압축응력 : $f_{ca} = 180.0MPa$
- ㉣ 허용인장응력 : $f_{ta} = 160.0MPa$

③ 강재

- ㉠ 주부재 : SM490(준공당시 기호 : SWS490)
- ㉡ 부부재 : SM400(준공당시 기호 : SWS400)
- ㉢ 탄성계수 : $E_{st} = 205,000MPa$
- ㉣ 전단탄성계수 : $G_{st} = 79,000MPa$
- ㉤ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa) : (S1~S5)참조

3) 사용 전산프로그램 : 안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 MIDAS CIVIL을 이용하였으며, 구조물의 기하학적 특성을 Frame Element로 모델링하였다.

4) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스 거더 : 허용응력설계법

5) 적용하중

① 고정하중

고정하중은 합성전 고정하중과 합성후 고정하중으로 구분하여 모델링하였다. 합성전 고정하중은 강재 및 바닥판 자중을 고려하였으며 합성후 고정하중은 방호벽 및 중앙분리대, 포장등을 고려하여 계산하였다.

② 활하중

본 교량은 1등급 교량으로서 DB-24 및 DL-24 하중을 적용한다.

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

㉠ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차(ΔT) : $\pm 10^{\circ} \text{C}$

㉡ 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수(α) : 12×10^{-6}

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

㉠ 크리프 계수(ϕ_1) : 2

㉡ 크리프 계산을 위한 탄성계수비 : $n_1 = n (1 + \phi_1 / 2) = 7 \times (1 + 2 / 2) = 14$

⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축

㉠ 최종수축율(ϵ_s) : 27×10^{-5}

㉡ 건조수축 계산을 위한 크리프 계수(ϕ_2) : $\phi_2 = 2 \phi_1 = 2 \times 2 = 4$

㉢ 건조수축 계산을 위한 탄성계수비 : $n_2 = n (1 + \phi_2 / 2) = 7 \times (1 + 4 / 2) = 21$

⑥ 하중조합

㉠ LCB1 : 합성전 고정하중

㉡ LCB2 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중

- ㉡ LCB3 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프
- ㉢ LCB4 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축
- ㉣ LCB5 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차
- ㉤ LCB6 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

6) 참고문헌

- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조설계기준(2012)
- ③ 도로설계편람(2008)
- ④ 도로설계요령(2009)
- ⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

나. 바닥판 구조검토

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

1) 캔틸레버부(방호벽)-마산방향

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$0.700 \times 0.230 \times 25 = 1.330$	0.880	3.542	
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.700 \times 25 = 0.420$	0.742	0.454	
③	$0.175 \times 0.300 \times 25 = 0.678$	0.875	1.148	
④	$1/2 \times 0.175 \times 0.120 \times 25 = 0.273$	0.655	0.172	
⑤	$0.205 \times 0.420 \times 25 = 1.085$	0.785	1.690	
⑥	$0.250 \times 1.025 \times 25 = 6.375$	0.513	3.283	
⑦	$1/2 \times 0.050 \times 0.925 \times 25 = 1.150$	0.408	0.236	
⑧	$0.050 \times 0.100 \times 25 = 0.250$	0.050	0.006	
⑨	$0.080 \times 0.275 \times 23 = 1.012$	0.288	0.145	포장
⑩	방음벽하중 = 2.382	0.880	2.096	방음벽
계	18.362		12.774	

H1 =	0.700	m
H2 =	0.175	m
H3 =	0.205	m
H4 =	0.250	m
H5 =	0.050	m
L1 =	0.230	m
L2 =	0.070	m
L3 =	0.120	m
L4 =	0.300	m
L5 =	0.305	m
L6 =	0.925	m
L7 =	0.100	m

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
 곡선반경(R) = ∞
 설계속도 = 100km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.275 + 1.14 = 1.360\text{m}$$

여기서, $X = 0.275\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.275} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.275 \times (1+0.300)}{1.360} = 25.235\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 = (100 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\ = 23.333\text{kN/m}$$

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.230 = 28.700\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 원심하중

$$CF = 0.79 \left(\frac{V^2}{R} \right) (\%) = 0.79 \times \left(\frac{100^2}{5400} \right) (\%) = 1.463(\%)$$

$$P_{cf} = \frac{P_r}{E} \times \frac{1.463}{100} = 1.033 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 1.033 \times 1.8 = 1.859 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 풍하중

$$P_w = 3.0\text{kN/m}^2 \times 4.000\text{m} = 12.000\text{kN/m}$$

$$M_w = 12.000 \times 2.080 = 24.960\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑧ 하중조합

㉠ 계수모멘트

- $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} = 73.278 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 89.138 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 68.052 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 79.721 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

㉡ 사용모멘트

- $M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} = 39.868 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

⑨ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.275 + 230) = 252 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 265.2 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 252 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑩ 단면검토

㉠ 검토조건

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

단면폭(b) = 1000mm , 단면높이(h) = 300mm

철근 피복두께(d_c) = 60mm , 유효깊이(d) = 240mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

⑪ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 89.138 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑫ 사용성(균열) 검토

$$\textcircled{㉑} \text{탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8$$

$$\textcircled{㉒} \text{중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.400$$

$$\textcircled{㉓} \text{철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 39.868 \times 10^6 / [1588 \times (240 - 66.400/3)] = 115.180 \text{ MPa}$$

$$\textcircled{㉔} \text{최소 두께}(c_c) = 60.0 - 16.0/2 = 52.0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{㉕} \text{인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210/f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210/115.180) - 2.5 \times 52.0 = 554 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{㉖} \text{인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210/115.180) = 547 \text{ mm} \end{aligned}$$

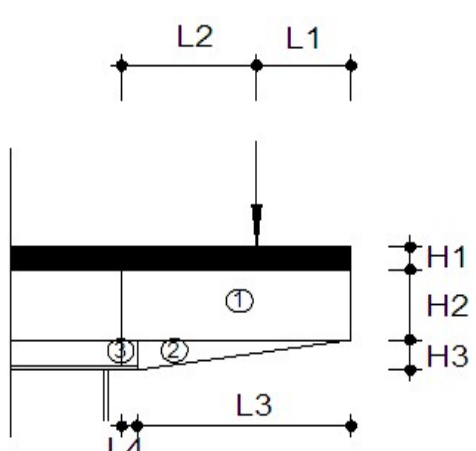
$$\textcircled{㉗} \text{철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 547 \text{ mm}$$

$$\textcircled{㉘} \text{철근 평균간격 } s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 547 \text{ mm} \text{ 이므로, } \therefore \text{O.K}$$

2) 캔틸레버부(중분대)

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$0.250 \times 0.730 \times 25 = 4.563$	0.365	1.665	
②	$1/2 \times 0.050 \times 0.68 \times 25 = 0.425$	0.277	0.118	
③	$0.050 \times 0.050 \times 25 = 0.063$	0.025	0.002	
④	$0.080 \times 0.730 \times 23 = 1.343$	0.365	0.490	
계	6.393		2.275	



H1 = 0.080 m

H2 = 0.250 m

H3 = 0.050 m

L1 = 0.300 m

L2 = 0.430 m

L3 = 0.680 m

L4 = 0.050 m

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
 곡선반경(R) = ∞
 설계속도 = 100km/hr

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.430 + 1.14 = 1.484\text{m}$$

여기서, X = 0.430m

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.400} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.430 \times (1+0.300)}{1.460} = 36.162\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 원심하중

$$CF = 0.79 \left(\frac{V^2}{R} \right) (\%) = 0.79 \times \left(\frac{100^2}{5400} \right) (\%) = 1.463 (\%)$$

$$P_{cf} = \frac{P_r}{E} \times \frac{1.463}{100} = 0.941 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 0.966 \times 1.8 = 1.703 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} = 80.706 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} = 82.919 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} = 40.140 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.430 + 230) = 264.4 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 264.4 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 264.4 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 단면검토

㉠ 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000 \text{ mm} , \quad \text{단면높이}(h) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60 \text{ mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 240 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@125} = 1588.8 \text{ mm}^2$$

⑨ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$$

$$= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 82.919 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8$

㉡ 중립축 거리(χ) = $-nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.400$

㉢ 철근응력(f_s) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 40.140 \times 10^6 / [1588 \times (240 - 66.400/3)] = 115.962 \text{ MPa}$

㉣ 최소 두께(c_c) = $60.0 - 16.0/2 = 52.0 \text{ mm}$

㉤ 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/115.962) - 2.5 \times 52.0 = 549 \text{ mm}$

㉥ 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/115.962) = 543 \text{ mm}$

㉦ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 543 \text{ mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 543 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{16} = \frac{8.550 \times 2.500^2}{16} = 5.056 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.500m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

㉠ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.500} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

㉡ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.500+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 40.300 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 40.300 = 32.240 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

③ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 77.587 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 38.602 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot L + 130) = (30 \times 2.50 + 130) = 205 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$$

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

⑤ 단면검토

㉠ 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000 \text{ mm}, \quad \text{단면높이}(h) = 250 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 40 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 210 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@125} = 1588.8 \text{ mm}^2$$

㉡ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉢ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 77.587 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

$$\text{㉠ 탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8$$

$$\text{㉡ 중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 61.5 \text{ mm}$$

$$\text{㉢ 철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 38.602 \times 10^6 / [1588 \times (210.0 - 61.5/3)] = 128.213 \text{ MPa}$$

$$\text{㉣ 최소 두께}(c_c) = 40.0 - 16/2 = 32.0 \text{ mm}$$

- ㉔ 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 128.213) - 2.5 \times 32.00 = 534\text{mm}$
- ㉕ 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 128.213) = 491\text{mm}$
- ㉖ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 491\text{mm}$
- ㉗ 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 491\text{mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

4) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.154로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5-34】 바닥판의 단면검토결과

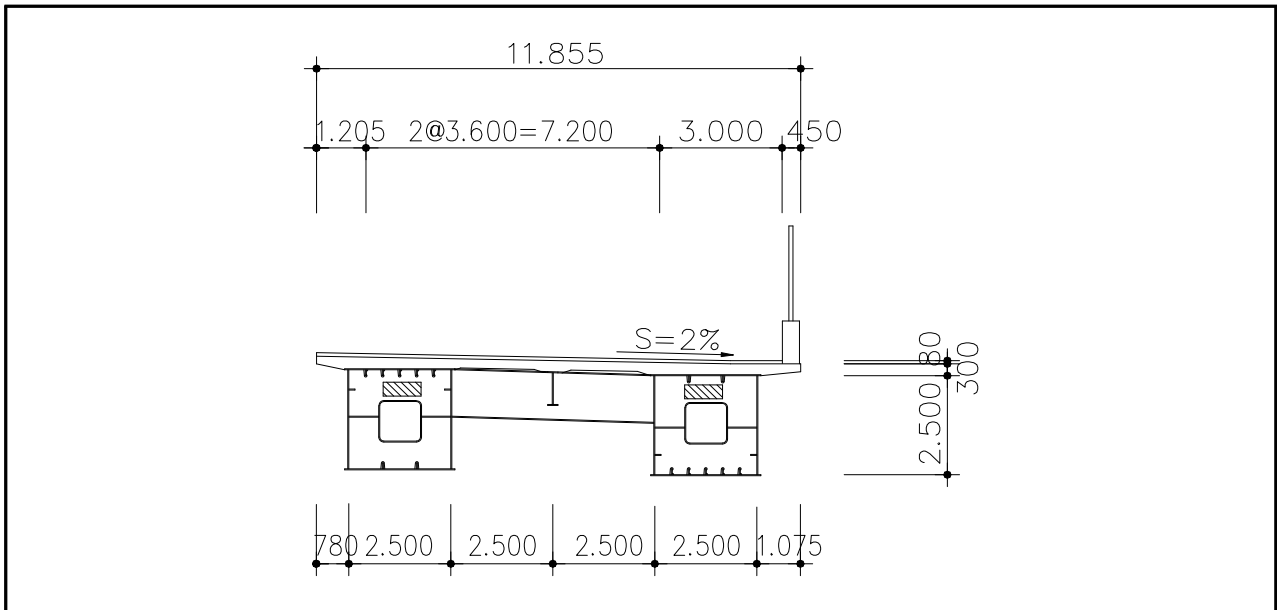
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토결과
캔틸레버부(방호벽측)	89.138	122.167	1.371	O.K
캔틸레버부(중분대측)	82.919	122.167	1.473	O.K
중양부	77.587	105.961	1.366	O.K

【표 5-35】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

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)	39.868	115.180	240.000	125.000	547.000	O.K
캔틸레버부(중분대측)	40.140	115.962	240.000	125.000	543.000	O.K
중양부	38.602	128.213	240.000	125.000	491.000	O.K

다. 강박스 거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5-22】 해석단면

2) 하중 산정

① 2블럭(S6~S9)

㉠ 합성전 고정하중

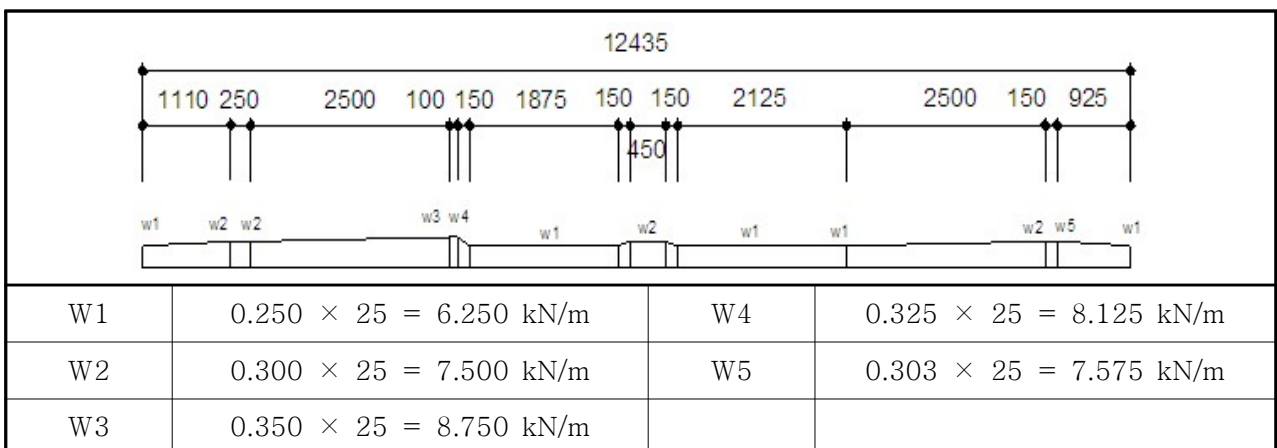
■ 강제 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

◦ 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재 자중을 31.0% 할증 적용

◦ 총 강제중량 / 모델링 강제중량 = 1.310

■ 바닥판 자중

◦ 횡방향 하중분배



【그림 5-23】 합성전 바닥판 자중 재하도

◦ 거더별 작용하중

구분	거더 폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	16.429	16.102	32.531	-0.409	
ST		16.365	-	16.365	-	
G2	2.500	18.642	19.352	37.994	0.888	

㉔ 합성후 고정하중

합성후 고정하중은 콘크리트 바닥판에 의한 횡분배 효과를 반영하기 위하여 2차원 프레임 모델을 사용하여 반력을 산출한 후 그 반력을 3차원 격자모델에 재하하였다.

■ 횡방향 하중분배

포장	$0.080 \times 23 = 1.840 \text{ kN/m}$	방호벽측	16.107kN, 작용점 : 0.192m
중분대측	20.888kN, 작용점 : 0.305m		

【그림 5-24】 합성후 고정하중 재하도

■ 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	15.313	-0.170	15.143	-19.354	
ST			-	7.571	-	
G2	2.500	-2.771	20.340	17.569	28.889	

■ 활하중

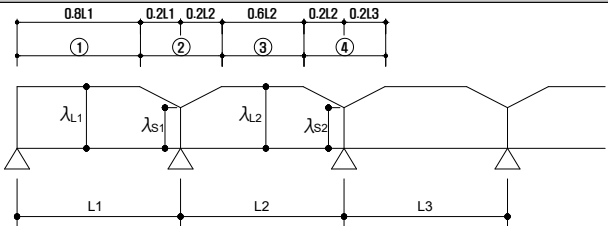
구 분	활하중			
• 교 폭	• 12.435m			
• 지간장(L)	• 5@50.0m = 250m			
• 연석간 교폭(W _c)	• 11.375m			
• 설계 차로수(N)	• 9.1m ≤ W _c < 12.8m ∴ 3차로 재하			
• 설계 차로폭(W)	• 11.375m / 3 = 3.792m > 3.600m 이므로, ∴ W = 3.600m			
• 충격계수(i)	• 제1~5지간 : 15 / (40+50.0)=0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 적용			
	• 제1~4내부지점 : 15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 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 도로교설계기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75% • 각 CASE별 하중재하도 및 각 거더별 작용하중은 부록 참조.			

3) 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

전단지연(Shear Lag) 현상의 영향으로 인한 플랜지 및 바닥판의 유효폭은 다음과 같으며, 단면응력 검토 시 적용하였다.(상세한 계산과정은 부록 참조)

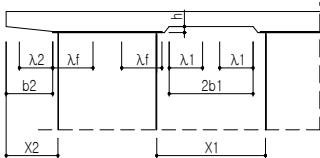
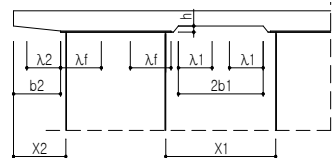
① 플랜지 유효폭

【표 5-36】 플랜지의 유효폭 산정

구 분	플랜지(m)		비 고
	G1	G2	
제6~5지간 중양부	2.700	2.700	 상부 : 복부간격 $2b = 2.500\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ 하부 : 복부간격 $2b = 2.500\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ $L1 \sim L5 = 5@50.00\text{m}$
제1~4중간 지점부	2.394	2.394	

② 바닥판 유효폭

【표 5-37】 바닥판의 유효폭 산정

구 분	바닥판(m)	
	G1	G2
개 요	 $X_1 = 5.000\text{m}$, $X_2 = 1.360\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$	 $X_1 = 5.000\text{m}$, $X_2 = 1.075\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$
제1, 5지간 중양부	5.739	6.034
제2~4지간 중양부	5.647	5.942
제1~4중간 지점부	4.847	5.089

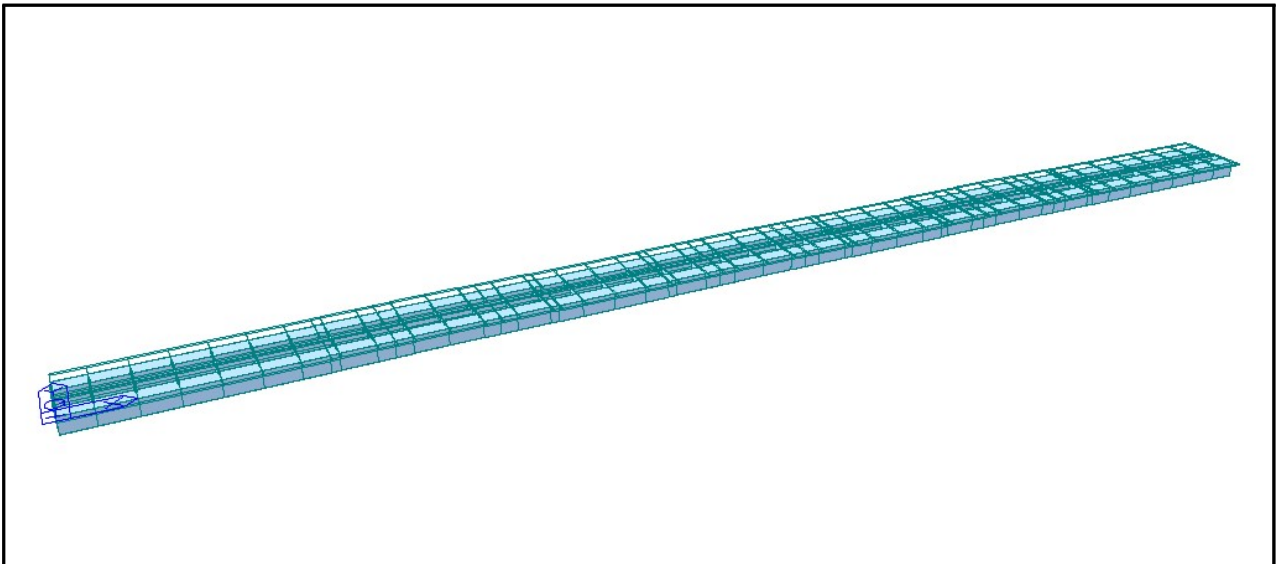
4) 모델링 및 단면 제정수

① 모델링

해석모델은 3차원 격자모델을 적용하였으며, 보요소로 이상화된 각 구조요소의 연결은 부재편심(Offset)이 반영되도록 하였다. 또한 시공단계별로 대상교량의 실제 강성과 최대한 근접할 수 있도록 모델링하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

㉠ 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.

㉡ 경계조건은 현장조사시 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.

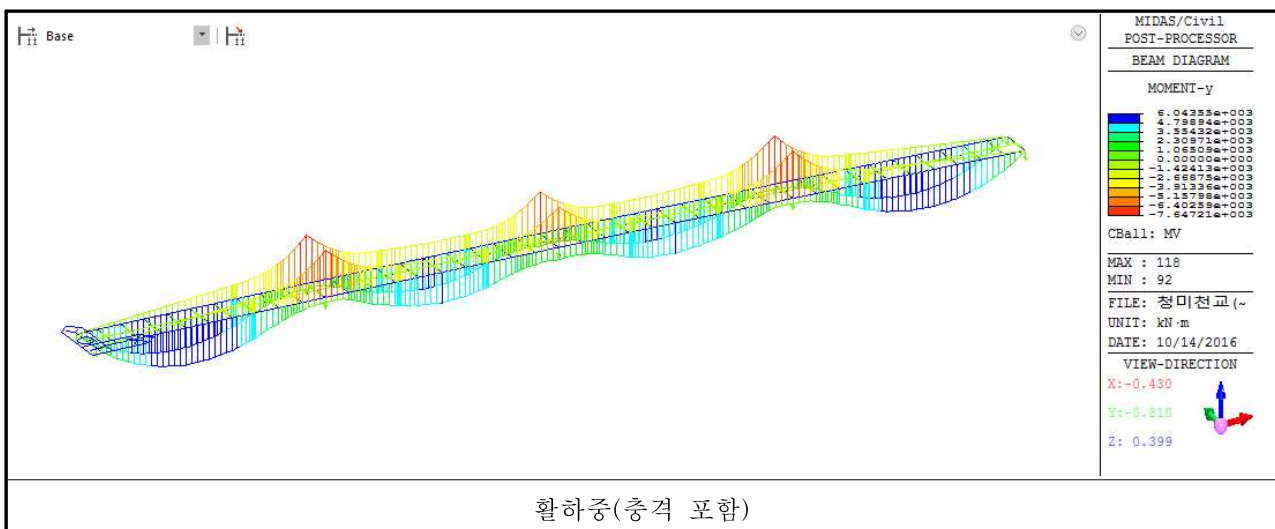
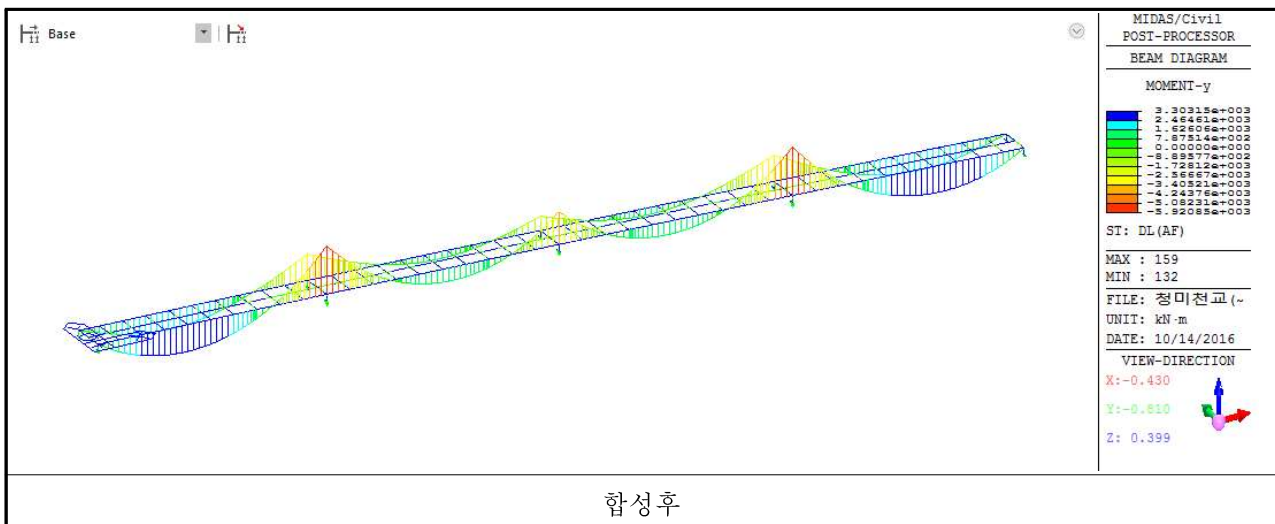
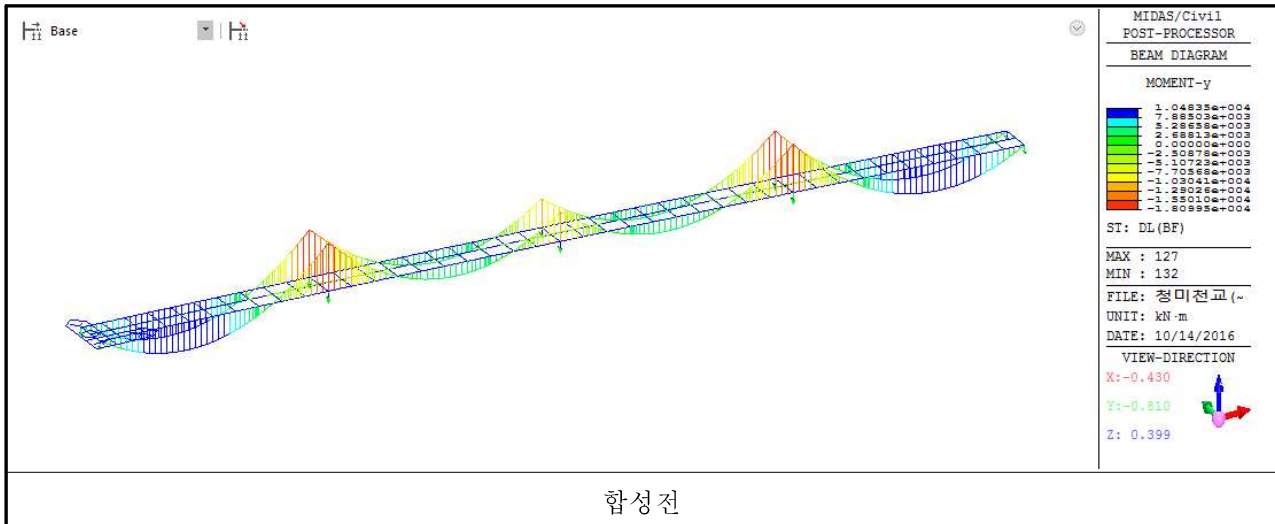


【그림 5-25】 해석모델링

5) 구조해석 결과

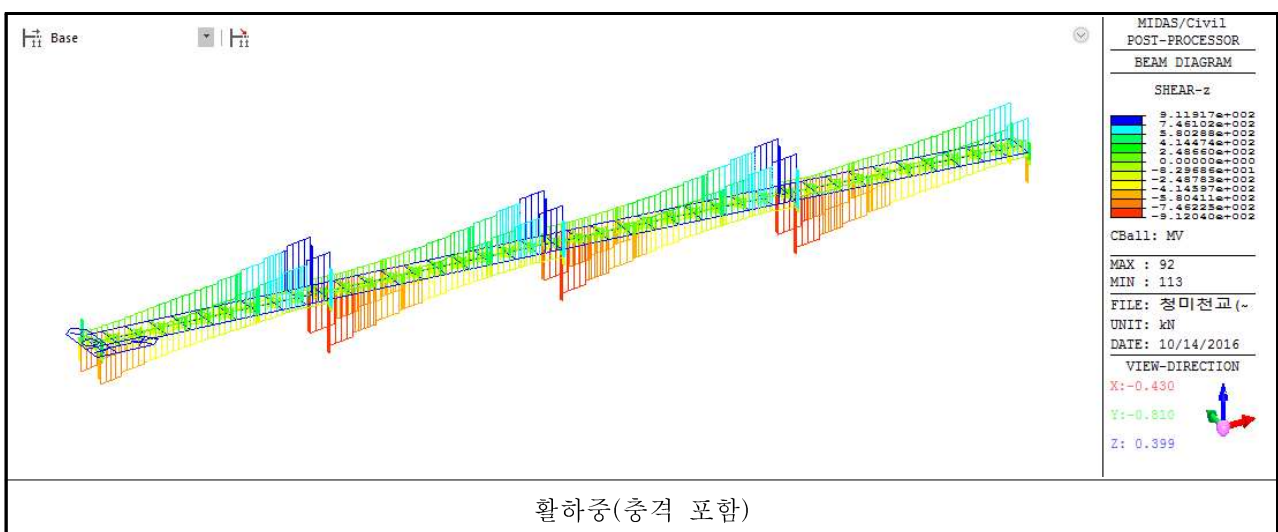
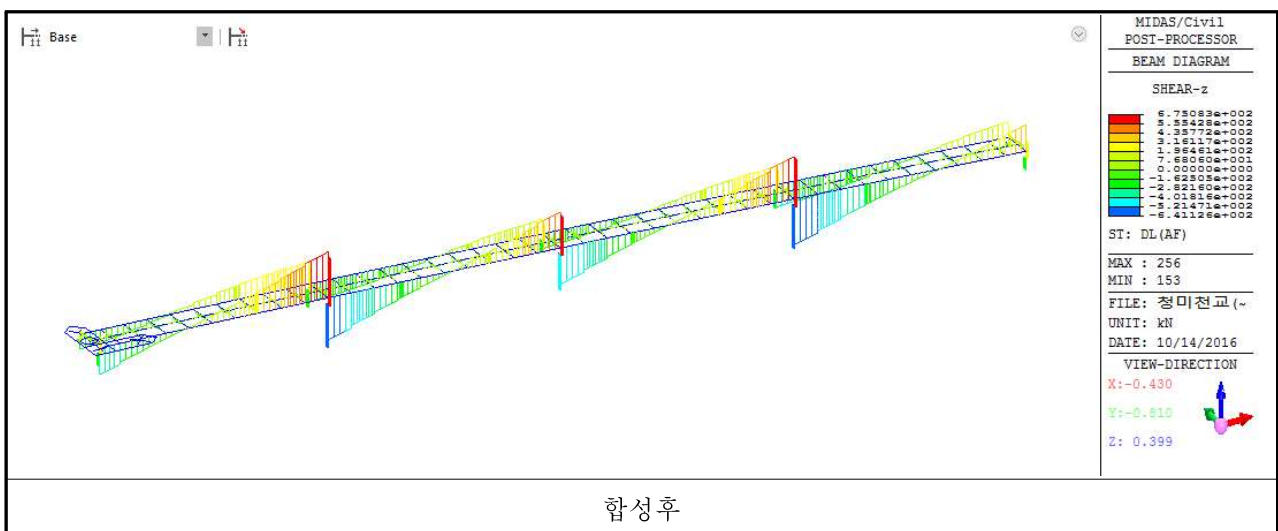
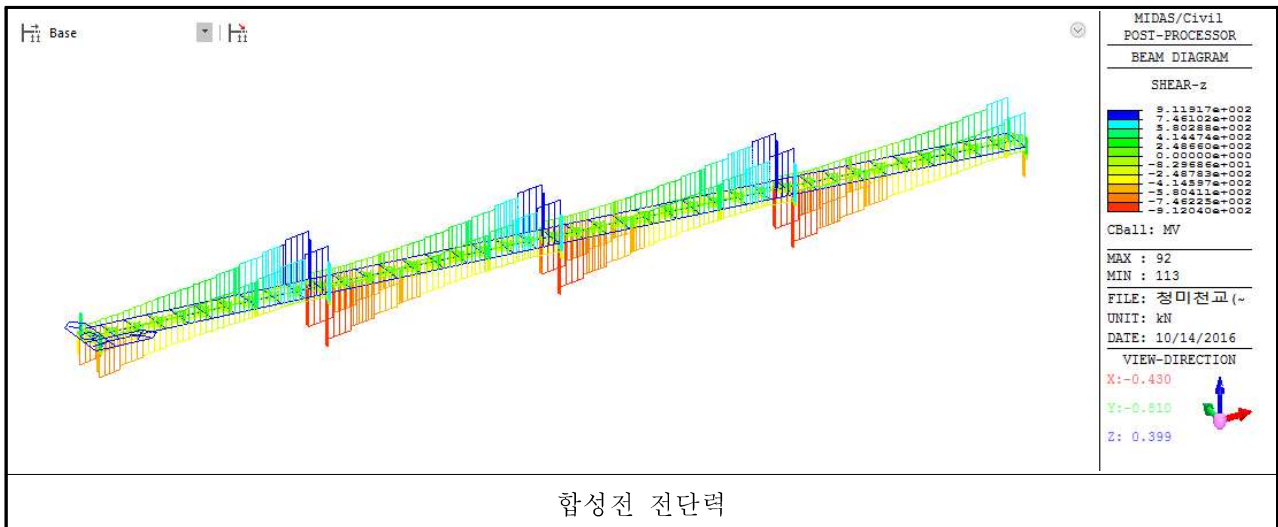
① 단면력도

■ 휨모멘트



【그림 5-26】 휨모멘트

■ 전단력

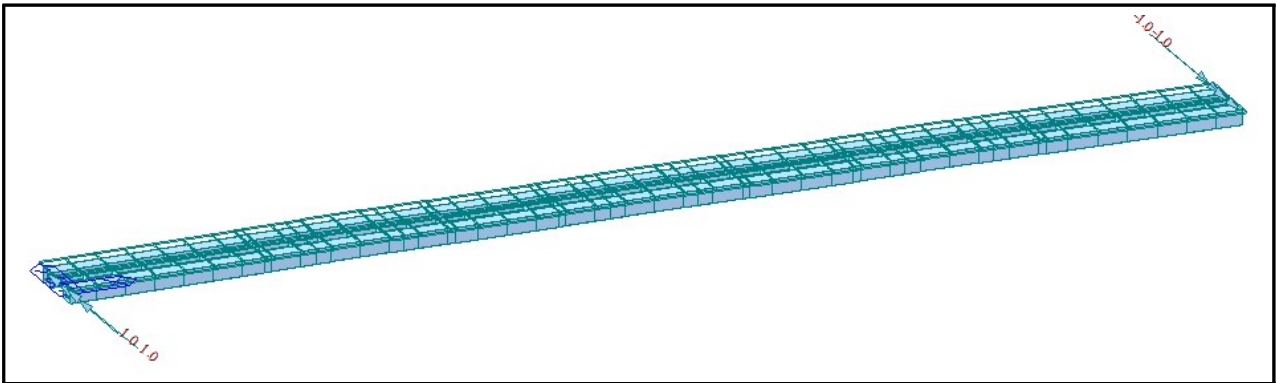


【그림 5-27】 전단력

② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

콘크리트-강재 합성형 교량에서는 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 건조수축, 크리프, 강재-콘크리트 온도차에 의한 응력이 발생한다. 특히, 강합성형교가 2경간 이상의 연속 교일 경우에는 건조수축, 크리프, 온도차에 의해 부정정력이 추가로 발생되며 이와 같은 하중을 2차 모멘트라고 한다.

부정정계에서 2차 모멘트를 구하기 위하여 해석모델 교량의 양단에 단위 모멘트를 작용시켜 각 절점에서의 모멘트(이 값을 영향계수 k 라 함)를 구하여 이를 단면의 응력 검토시에 이용하였다.



【그림 5-28】 2차 부정정력에 대한 영향 검토

③ 단면력 산정결과

㉠ 최대정모멘트부

【표 5-38】 최대정모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
S6	휨모멘트(kN · m)	10,447.200	2,306.840	6,043.310	18,797.350
	전단력(kN)	11.640	-11.130	266.980	267.490
	비틀림모멘트(kN · m)	70.330	90.910	343.490	504.730

㉡ 최대부모멘트부

【표 5-39】 최대부모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
P6	휨모멘트(kN · m)	-17,870.970	-3,239.430	-7,643.600	-28,754
	전단력(kN)	-1,648.500	-259.780	-892.840	-2,801.12
	비틀림모멘트(kN · m)	108.260	37.090	-638.760	-493.41

6) 강박스 거더의 응력 검토

강박스 거더에 대한 응력검토는 내·외측경간 최대 정모멘트부 및 내·외측 지점부 최대 부모멘트부 단면에 대하여 실시하였으며, 이에 대한 상세 검토결과는 부록에 첨부하였다.

하중종류1	합성전 고정하중	하중종류4	크리프
하중종류2	합성후 고정하중	하중종류5	건조수축
하중종류3	활하중	하중종류6	온도차

① 최대정모멘트부

㉠ S6-G2(단면-1)

■ 휨응력

【표 5-40】 최대정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	85.689	-85.340	190.000	190.000	2.217	2.226
1+2+3	99.194	-151.658	190.000	190.000	1.915	1.253
1+2+3+4	103.616	-150.332	218.500	190.000	2.109	1.264
1+2+3+4+5	127.367	-143.917	218.500	190.000	1.716	1.320
1+2+3+4+5+6	143.984	-138.121	247.000	218.500	1.715	1.582
1+2+3+4+5-6	110.749	-149.712	247.000	218.500	2.230	1.459

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w)$$

$$= 11.093 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{143.984}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{11.093}{110.000}\right)^2 = 0.340 + 0.010 = 0.350 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-151.658}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.093}{110.000}\right)^2 = 0.637 + 0.010 = 0.647 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 최대부모멘트부

㉠ P6-G2(단면-5)

■ 휨응력

【표 5-41】 최대부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-96.802	91.790	190.00	190.00	1.963	2.070
1+2+3	-161.204	160.171	190.00	190.00	1.179	1.186
1+2+3+4	-164.552	153.700	190.00	190.00	1.155	1.236
1+2+3+4+5	-154.562	174.580	190.00	190.00	1.229	1.088
1+2+3+4+5+6	-139.084	200.128	218.50	218.50	1.571	1.092
1+2+3+4+5-6	-170.039	149.031	218.50	218.50	1.285	1.466

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w)$$

$$= 22.782 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-164.552}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{22.782}{110.000} \right)^2 = 0.750 + 0.043 = 0.793 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{174.580}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{22.782}{110.000} \right)^2 = 0.844 + 0.043 = 0.887 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 강박스 거더의 응력 검토

① 휨응력

【표 5-42】 강박스 거더의 휨응력 검토결과

구 분		휨 응 력				안전율		검토결과
		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)				
		상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
정모멘트부	S6-G2	99.194	-151.658	190.000	190.000	1.915	1.253	O.K
부모멘트부	P6-G2	-154.562	174.580	190.00	190.00	1.229	1.088	O.K

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

② 전단응력

【표 5-43】 강박스 거더의 전단응력 검토결과

구 분		전 단 응 력		안전율	검토결과
		작용응력 (MPa)	허용응력 (MPa)		
정모멘트부	S6-G2	11.093	110.000	9.916	O.K
부모멘트부	P6-G2	22.782	110.000	4.828	O.K

허용응력법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하연에 발생하는 최대응력은 허용응력 이내(휨응력 : 1.088, 전단응력 : 4.828)로 검토되어 구조 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

③ 합성응력

허용응력법에 의한 강박스 거더의 휨응력과 전단응력에 의한 합성응력 검토결과, 최대부모멘트 및 최대전단력 발생구간인 교각 지점부에서 합성응력이 0.793~0.887 사이로 허용기준치 1.2를 넘지 않은 것으로 검토되었다.

라. 교량받침용량 검토

【표 5-44】 교량받침용량 검토

구 분			합성전고정하중 (kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	받침용량 (kN)	검토 결과
			Steel	Concrete					
P5	G1	Sh01	135.519	334.075	249.026	334.209	1052.829	1600	O.K
		Sh02	169.710	496.759	169.113	442.363	1277.945	1600	O.K
	G2	Sh03	171.037	493.404	131.861	444.733	1241.035	1600	O.K
		Sh04	137.394	317.988	46.599	357.393	859.374	1600	O.K
P6	G1	Sh01	506.508	1181.495	675.083	726.824	3089.910	4000	O.K
		Sh02	548.116	1406.793	601.099	883.905	3439.913	4000	O.K
	G2	Sh03	549.439	1377.287	315.769	895.629	3138.124	4000	O.K
		Sh04	506.986	1130.654	237.528	758.150	2633.318	4000	O.K
P7	G1	Sh01	381.247	901.113	556.819	675.137	2514.316	4000	O.K
		Sh02	423.321	1128.877	492.668	833.826	2878.692	4000	O.K
	G2	Sh03	424.919	1102.026	235.340	844.270	2606.555	4000	O.K
		Sh04	379.023	854.471	162.738	705.566	2101.798	4000	O.K
P8	G1	Sh01	506.508	1181.494	675.079	726.814	3089.895	4000	O.K
		Sh02	548.116	1406.794	601.107	883.908	3439.925	4000	O.K
	G2	Sh03	549.439	1377.287	315.774	895.626	3138.126	4000	O.K
		Sh04	506.986	1130.654	237.519	758.167	2633.326	4000	O.K
A2	G1	Sh01	135.518	334.077	249.040	334.330	1052.965	1600	O.K
		Sh02	169.709	496.758	169.119	442.362	1277.948	1600	O.K
	G2	Sh03	171.036	493.403	131.911	444.709	1241.059	1600	O.K
		Sh04	137.396	317.988	46.529	357.582	859.495	1600	O.K

받침용량에 대한 검토결과 교량받침은 용량이 최대 발생 반력값 보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

5.3 내하력평가

5.3.1 개 요

본 교량의 내하력평가는 주요 구조부재의 정밀 외관조사, 비파괴 현장시험 및 재료시험 결과를 토대로 횡방향 해석에 의한 바닥판슬래브는 강도설계법에 의하여 내하력을 평가하며, 종방향 해석에 의한 강박스 거더의 경우에는 허용응력법과 강도설계법, 두가지 방법에 대해서 기본 내하력을 평가하였다.

1) 허용응력법에 의한 내하력평가

$$\textcircled{㉠} \text{ 내하율(RF)} = \frac{f_a - (f_d + f_{ps} + f_{cs})}{f_\ell (1 + i)}$$

$$\textcircled{㉡} \text{ 기본 내하력(P)} = \text{RF} \times P_r$$

여기서, f_a : 실측 허용응력

f_d : 실측 고정하중에 의한 응력

f_ℓ : 설계 활하중에 의한 응력

i : 이론 충격계수

f_{ps} : 프리스트레스에 의한 응력

f_{cs} : 크리프/건조수축에 의한 응력

P_r : 설계 활하중(DB, DL하중)

P : 기본 내하력

2) 강도설계법에 의한 내하력평가

$$\textcircled{㉠} \text{ 내하율(RF)} = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)}$$

$$\textcircled{㉡} \text{ 기본 내하력(P)} = \text{RF} \times P_r$$

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 청미천교-양평방향

가. 1블럭(S1~S5)

【표 5-45】 허용응력법에 의한 강박스 거더의 내하력평가 결과(양평방향)

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력(P)
		고정하중	활하중	허용응력		
S1-G1 정모멘트 최대	상연	93.396	9.857	190.000	9.801	DB-24이상
	하연	-114.190	-50.659	-190.000	1.496	"
P1-G1 부모멘트 최대	상연	-129.221	-47.154	-190.000	1.289	"
	하연	126.014	50.398	190.000	1.270	"

【표 5-46】 강도설계법에 의한 바닥판 내하력평가 결과(양평방향)

구 분	설계강도(kN·m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트(kN·m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN·m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (방호벽)	122.167	1.3	13.698	2.15	25.235	1.923	DB-24 이상
캔틸레버부 (중분대)	122.167	1.3	17.246	2.15	34.192	1.357	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	5.056	2.15	32.240	1.434	"

나. 2블럭(S6~S9)

【표 5-47】 허용응력법에 의한 강박스 거더의 내하력평가 결과(양평방향)

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력(P)
		고정하중	활하중	허용응력		
S6-G1 정모멘트 최대	상연	90.987	9.887	190.000	10.014	DB-24이상
	하연	-111.435	-50.815	-190.000	1.546	"
P6-G1 부모멘트 최대	상연	-128.495	-48.912	-190.000	1.257	"
	하연	125.405	52.278	190.000	1.236	"

【표 5-48】 강도설계법에 의한 바닥판 내하력평가 결과(양평방향)

구 분	설계강도(kN·m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트(kN·m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN·m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (방호벽)	122.167	1.3	13.698	2.15	25.235	1.923	DB-24 이상
캔틸레버부 (중분대)	122.167	1.3	17.246	2.15	34.192	1.357	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	5.056	2.15	32.240	1.434	"

5.3.3 청미천교-마산방향

가. 1블럭(S1~S5)

【표 5-49】 허용응력법에 의한 강박스 거더의 내하력평가 결과(마산방향)

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력(P)
		고정하중	활하중	허용응력		
S1- G2 정모멘트 최대	상연	89.802	10.892	190.000	9.199	DB-24이상
	하연	-102.141	-50.965	-190.000	1.724	"
P1-G2 부모멘트 최대	상연	-107.588	-48.775	-190.000	1.690	"
	하연	103.560	51.680	190.000	1.673	"

【표 5-50】 강도설계법에 의한 바닥판 내하력평가 결과(마산방향)

구 분	설계강도(kN·m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트(kN·m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함)(kN·m)	기본내하 율(RF)	기본내하력(P)
캔틸레버부 (방호벽)	122.167	1.3	12.774	2.15	25.235	1.946	DB-24 이상
캔틸레버부 (중분대)	122.167	1.3	2.275	2.15	36.162	1.533	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	5.056	2.15	32.240	1.434	"

나. 2블럭(S6~S9)

【표 5-51】 허용응력법에 의한 강박스 거더의 내하력평가 결과(마산방향)

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력(P)
		고정하중	활하중	허용응력		
S6- G2 정모멘트 최대	상연	88.826	10.368	190.000	9.758	DB-24이상
	하연	-100.743	-50.915	-190.000	1.753	"
P6-G2 부모멘트 최대	상연	-112.134	-49.070	-190.000	1.587	"
	하연	108.068	52.103	190.000	1.573	"

【표 5-52】 강도설계법에 의한 바닥판 내하력평가 결과(마산방향)

구 분	설계강도(kN·m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트(kN·m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함)(kN·m)	기본내하 율(RF)	기본내하력(P)
캔틸레버부 (방호벽)	122.167	1.3	12.774	2.15	25.235	1.946	DB-24 이상
캔틸레버부 (중분대)	122.167	1.3	2.275	2.15	36.162	1.533	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	5.056	2.15	32.240	1.434	"

5.3.4 기본내하율 이전상태 비교

기진단과 금회차 정밀안전진단 기본내하율 평가결과 본 교량의 기본내하력은 설계활하중 DB-24이상으로 평가되었다. 금회 진단 시 방호울타리 및 중앙분리대 제원 실측결과 양평방향의 방호울타리 높이1.08에서 1.35m로 중앙분리대 높이0.89m에서 1.35m로 증설된 것으로 확인되었으며 실측값 적용결과 합성후 고정하중이 일부 증가하여 양평방향 거더 내하율이 다소 낮게 산정되었다.

【표 5-53】 기진단과 금회차 내하력평가 비교

구 분				2012년 정밀안전진단 기본내하율	금회 정밀안전진단 기본내하율	비고
양평 방향	1블럭	바닥판	캔틸레버부	1.456	1.357	
			중앙부	1.523	1.434	
		거더	정모멘트부	1.576	1.496	
			부모멘트부	1.360	1.270	
	2블럭	바닥판	캔틸레버부	1.448	1.357	
			중앙부	1.514	1.434	
		거더	정모멘트부	1.624	1.546	
			부모멘트부	1.325	1.236	
마산 방향	1블럭	바닥판	캔틸레버부	1.526	1.533	
			중앙부	1.514	1.434	
		거더	정모멘트부	1.724	1.724	
			부모멘트부	1.673	1.673	
	2블럭	바닥판	캔틸레버부	1.526	1.533	
			중앙부	1.514	1.434	
		거더	정모멘트부	1.724	1.753	
			부모멘트부	1.673	1.573	

5.4 하부구조 안전성 평가

외관 및 내구성조사 결과, 지금까지 공용기간 중 하부구조에 구조적인 손상이나 부등침하, 전도 및 활동 등의 이상 징후는 없는 상태이며 상기 조사결과와 구체 및 기초형식, 제원, 상부하중, 발생한 손상 등을 감안하여 교대, 교각에 대해서 도로교 설계기준(2010)에 따라 하부구조 안전성 검토를 실시하였다.(자세한 계산과정은 부록 참조)

5.4.1 청미천교-양평방향

가. 교대(A1) 구조검토

1) 검토조건

- ㉠ 일반조건
- ㉡ 하부구조형식 : 역T형 교대
- ㉢ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉣ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉤ 교대총폭 : $B=12.435\text{m}$
- ㉥ 교대총높이 : $H=8.000\sim 8.223\text{m}$
- ㉦ 기초형식 : 말뚝기초
- ㉧ SKEW : 90.000°

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ㉡ 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 20.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ㉢ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 19.000\text{kN/m}^3$
- ㉣ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 237.915\text{kN/m}$
- ㉥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 143.493\text{kN/m}$
- ㉦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 뒷채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ㉡ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉢ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 45.000^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)

㉞ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$

㉞ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.327 (\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트

④ 사용재료

㉠ 콘크리트

■ 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa

■ 탄성계수(E_c) : 26,986

㉡ 철근(SD30)

■ 항복강도(f_y) : 300 MPa

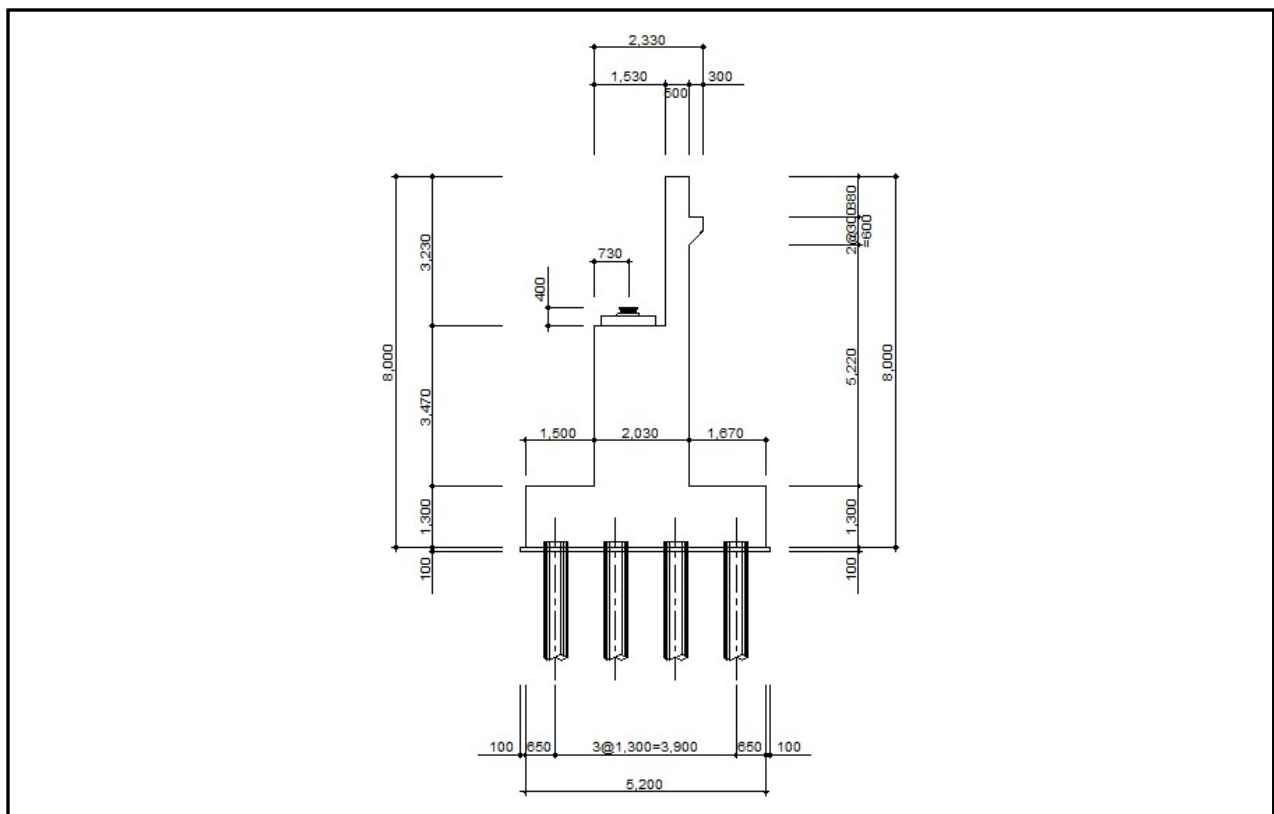
■ 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

㉠ 안전성검토 : 허용응력설계법

㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-29】 해석단면 (A1)

3) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 교대구체

$$W_c = 15.55\text{m}^2 \times 25.0 = 388.853\text{kN/m}$$

㉡ 뒷채움채

$$W_c = 11.05\text{m}^2 \times 20.0 = 221.080\text{kN/m}$$

② 토압

㉠ 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)

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

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
Ka	0.271	0.251

③ 토압에 의한 하중집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.271 \times 20 \times 8.000^2 \times \cos 0.000$	173.434	2.667	462.490
	배면활하중 토압	$0.271 \times 10.000 \times 8.000 \times \cos 0.000$	21.679	4.000	86.717

④ 상부구조물 하중

㉠ 상부구조물 하중 집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
연직하중	고정하중	2958.470 / 12.435	237.915	2.230	530.550
	활하중	1784.340 / 12.435	143.493	2.230	319.990
	배면활하중	10.000×1.670	16.700	4.365	72.896
수평하중	온도하중	237.915×0.050000	11.896	5.170	61.501

⑤ 하중요약

구 분	V(kN/m)	H(kN/m)	팔길이(m)		Moment(kN/m · m)	
			x	y	Mx	My
교대본체자중	388.853	—	2.641	—	1027.092	—
뒷굽상부토자중	221.080	—	4.374	—	966.909	—
상부고정하중	237.915	—	2.230	—	530.550	—
상부활하중	143.493	—	2.230	—	319.990	—
수평토압	—	173.434	—	2.667	—	462.490
배면활하중	16.700	21.679	4.365	4.000	72.896	86.717
온도하중	—	11.896	—	5.170	—	61.501

⑥ 하중조합

㉠ 사용하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBS1	1	0	0	0	1	0	0	
LCBS2	1	1	0	0	1	0	0	
LCBS3	1	1	1	1	1	0	0	
LCBS4	1	1	1	1	1	1	0	

㉡ 계수하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBF1	1.3	0	0	0	1.7	0	0	
LCBF2	1.3	1.3	0	0	1.7	0	0	
LCBF3	1.3	1.3	2.15	2.15	1.7	0	0	
LCBF4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	0	

D : 자중(구체자중, 뒷굽배면토사) 또는 이에 따른 단면력

Rd : 상부고정하중 또는 이에 따른 단면력

RI : 상부활하중 또는 이에 따른 단면력

LU : 배면활하중(연직하중) 또는 이에 따른 단면력

H : 수평토압(배면활하중 토압 포함) 또는 이에 따른 단면력

G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

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

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

⑦ 하중조합 결과

하 중 조 합		V (kN/m)	H (kN/m)	Mr (kN/m · m)	Mo (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	609.933	173.434	1994.000	462.490	
	LCBS2	847.847	173.434	2524.550	462.490	
	LCBS3	1008.041	195.113	2917.436	549.207	
	LCBS4	847.847	247.804	2524.550	743.980	
계수하중	LCBF1	792.912	294.837	2592.200	786.232	
	LCBF2	1102.201	294.837	3281.915	786.232	
	LCBF3	1446.617	331.692	4126.619	933.651	
	LCBF4	1310.453	347.156	3792.667	1013.602	

4) 말뚝 검토

① 검토조건

㉠ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	부식두께 (mm)	길이 (m)
강관말뚝	508	12	2	6.542

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

· 말뚝의 탄성계수 : $E = 205,000\text{MPa}$

· 말뚝의 단면2차 모멘트 : $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.486^4) = 0.0004736\text{m}^4$

② 단위길이당 작용하는 하중

구 분		V(kN/m)	H(kN/m)	e(m)	Mc (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	609.933	173.434	1994.000	462.490	
	LCBS2	847.847	173.434	2524.550	462.490	
	LCBS3	1008.041	195.113	2917.436	549.207	
	LCBS4	847.847	247.804	2524.550	743.980	
계수하중	LCBF1	792.912	294.837	2592.200	786.232	
	LCBF2	1102.201	294.837	3281.915	786.232	
	LCBF3	1446.617	331.692	4126.619	933.651	
	LCBF4	1310.453	347.156	3792.667	1013.602	

③ Pile 본체 검토

㉠ 휨응력 검토(사용하중)

구 분		V(kN/m)	M (kN/m · m)	f(MPa)	fsa(MPa)	안전율
LCBS1	FIX	284.189	60.873	50.701	140.000	OK(2.761)
	HINGE	227.999	41.596	36.824	140.000	OK(3.802)
LCBS2	FIX	393.210	59.544	57.019	140.000	OK(2.455)
	HINGE	338.246	41.596	43.928	140.000	OK(3.187)
LCBS3	FIX	489.304	65.591	66.428	140.000	OK(2.108)
	HINGE	428.759	46.796	52.526	140.000	OK(2.665)
LCBS4	FIX	487.506	64.467	65.715	210.000	OK(3.196)
	HINGE	427.998	49.089	53.698	210.000	OK(3.911)

㉠ 전단응력 검토(사용하중)

구 분		H(kN/m)	τ	τ_{sa}	안전율
MAX	평상시	67.395	8.682	80.000	O.K.(9.214)

④ 말뚝의 지지력 검토

구 분		압축력(kN)		인발력(kN)		안전율
		반력	허용	반력	허용	
상 시	LCBS1	284.189	3325.000	0.000	0.000	O.K.(11.700)
상 시	LCBS2	393.210	3325.000	0.000	0.000	O.K.(8.456)
상 시	LCBS3	489.304	3325.000	0.000	0.000	O.K.(6.795)
상 시	LCBS4	487.506	4987.500	0.000	75.156	O.K.(10.231)

5) 교대 단면력에 대한 검토

① 연직벽

㉠ 단면력 산정

구 분		하중산식	P(kN/m)	x(m)	M(kN·m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 6.700^2 \times \cos 11.667$	110.280	2.233	246.291
	배면활하중 토압	$0.2508 \times 10.000 \times 6.700 \times \cos 11.667$	16.460	3.350	55.140
	온도하중	237.915×0.050000	11.896	3.870	46.037

㉡ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M(kN·m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	110.280	246.291
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	110.280	246.291
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	126.739	301.431
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	157.798	410.050
	Max							157.798	410.050
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	215.457	512.433
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	230.921	572.280
	Max							230.921	572.280

② 흙벽

㉠ 단면력 산정

구 분	하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN·m/m)
수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 3.230^2 \times \cos 11.667$	25.630	1.077	27.595
윤하중	11.46×0.2508	28.747	2.870	82.505

㉡ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	25.630	27.595
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	25.630	27.595
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	54.377	110.100
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	36.108	46.944
	Max							54.377	110.100
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	43.571	46.912
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	43.571	46.912
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	92.442	187.170
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	92.442	187.170
	Max							92.442	187.170

③ 압굽

㉠ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN·m/m)	V (kN/m)	M (kN·m/m)	
사용하중	LCBS1	0.000	174.833	0.000	140.265	
	LCBS2	0.000	241.902	0.000	208.089	
	LCBS3	0.000	301.019	0.000	263.772	
	LCBS4	0.000	299.913	0.000	263.304	
계수하중	LCBF1	0.000	275.998	0.000	218.632	
	LCBF2	0.000	363.189	0.000	306.803	
	LCBF3	0.000	481.000	0.000	418.868	
	LCBF4	0.000	466.420	0.000	401.678	

㉞ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	11.375	138.270
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	11.375	205.340
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	11.375	264.457
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	11.375	263.351
	Max							11.375	264.457
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	14.788	228.467
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	14.788	315.657
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	14.788	433.468
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	14.788	418.889
	Max							14.788	433.468

④ 뒷굽

㉞ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN · m/m)	V (kN/m)	M (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	99.281	101.266	139.949	142.748	
	LCBS2	139.333	142.119	179.114	182.696	
	LCBS3	149.880	152.878	193.700	197.574	
	LCBS4	71.084	72.506	114.154	116.437	
계수하중	LCBF1	71.753	73.188	139.243	142.027	
	LCBF2	123.820	126.297	190.156	193.959	
	LCBF3	157.427	160.575	230.523	235.133	
	LCBF4	106.496	108.626	182.664	186.317	

㉞ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	176.074	130.550
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	136.022	89.696
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	142.175	92.883
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	220.971	173.254
	Max							220.971	173.254
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	286.209	228.173
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	234.141	175.064
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	236.440	170.766
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	273.175	210.862
	Max							286.209	228.173

⑤ 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	Φ M _n / M _u
연직벽체	1930	D22-20EA=4645.2	572.280	1519.438	O.K.(2.655)
홍벽	420	D22-16EA=6193.6	187.170	320.216	O.K.(1.711)
압굽	1150	D22-20EA=4645.2	433.468	903.492	O.K.(2.084)
뒷굽	1200	D22-20EA=4645.2	228.173	966.376	O.K.(4.235)

6) 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.711로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

말뚝기초에 대한 검토 결과 최소 안전율 2.108로 나와 안전한 것으로 판단된다.

나. 교대(A2) 구조검토

1) 검토조건

① 일반조건

- ㉠ 하부구조형식 : 역T형 교대
- ㉡ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉢ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉣ 교대총폭 : B=12.435m
- ㉤ 교대총높이 : H=8.000m
- ㉥ 기초형식 : 말뚝기초
- ㉦ SKEW : 90.000°

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ㉡ 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 20.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ㉢ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 19.000\text{kN/m}^3$
- ㉣ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 235.474\text{kN/m}$
- ㉥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 148.165\text{kN/m}$
- ㉦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 뒷채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ㉡ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉢ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 27.200^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉣ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ㉤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.327 (\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트)

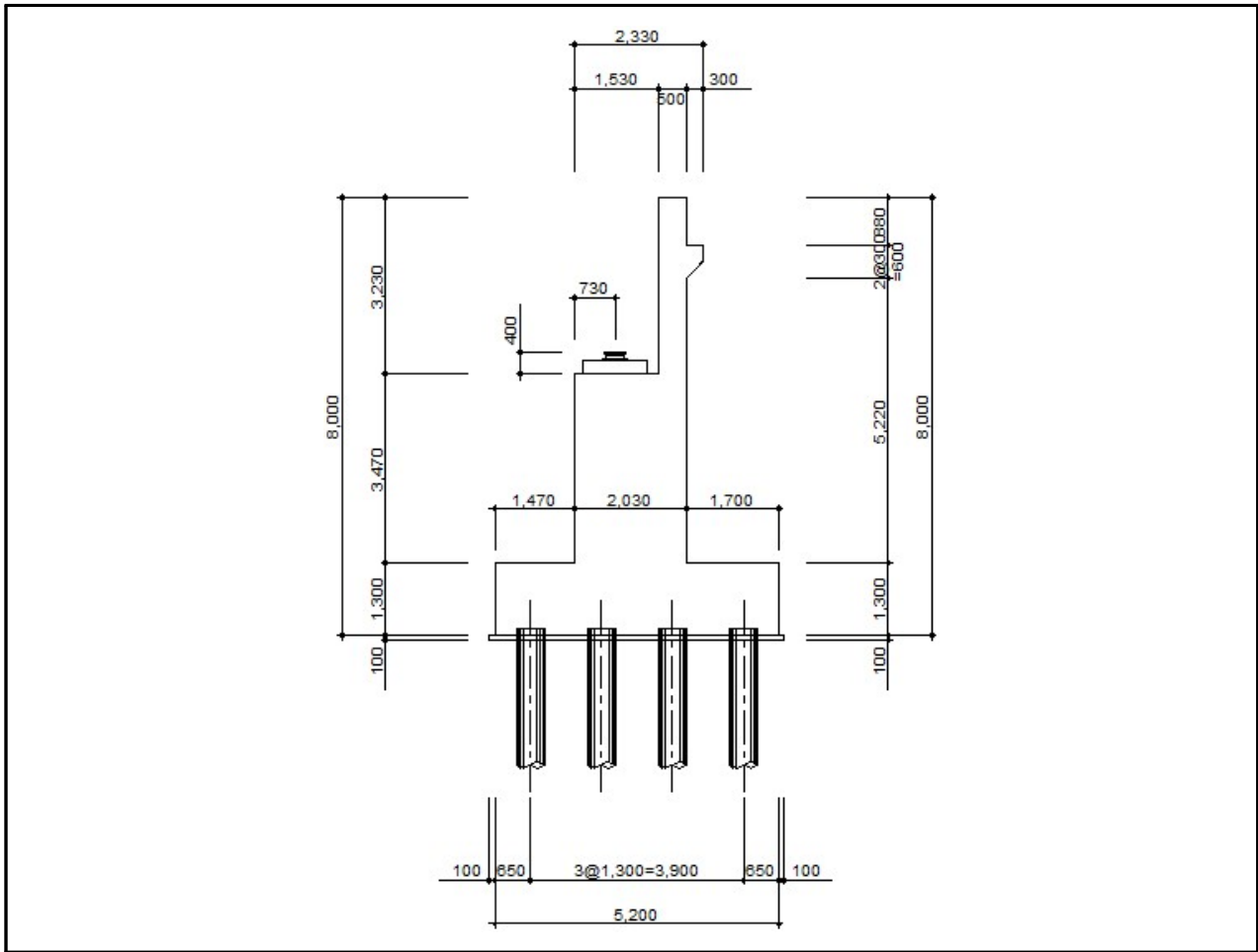
④ 사용재료

- ㉠ 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa
 - 탄성계수(E_c) : 26,986
- ㉡ 철근(SD30)
 - 항복강도(f_y) : 300 MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

- ㉠ 안전성검토 : 허용응력설계법
- ㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-30】 해석단면 (A2)

3) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 교대구체

$$W_c = 15.55\text{m}^2 \times 25.0 = 388.853\text{kN/m}$$

㉡ 뒷채움채

$$W_c = 11.26\text{m}^2 \times 20.0 = 225.100\text{kN/m}$$

② 토압

㉠ 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)

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

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
Ka	0.271	0.251

③ 토압에 의한 하중집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2710 \times 20 \times 8.000^2 \times \cos 0.000$	173.434	2.667	462.490
	배면활하중 토압	$0.2710 \times 10.000 \times 8.000 \times \cos 0.000$	21.679	4.000	86.717

④ 상부구조물 하중

㉠ 상부구조물 하중 집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
연직하중	고정하중	2928.120 / 12.435	235.474	2.230	525.107
	활하중	1842.430 / 12.435	148.165	2.230	330.408
	배면활하중	10.000×1.700	17.000	4.350	73.950
수평하중	온도하중	235.474×0.050000	11.774	5.170	60.870

⑤ 하중요약

구 분	V(kN/m)	H(kN/m)	팔길이(m)		Moment(kN/m · m)	
			x	y	Mx	My
교대본체자중	388.853	—	2.624	—	1020.496	—
뒷굽상부토자중	225.100	—	4.359	—	981.120	—
상부고정하중	235.474	—	2.230	—	525.107	—
상부활하중	148.165	—	2.230	—	330.408	—
수평토압	—	173.434	—	2.667	—	462.490
배면활하중	17.000	21.679	4.350	4.000	73.950	86.717
온도하중	—	11.774	—	5.170	—	60.870

⑥ 하중조합

㉠ 사용하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBS1	1	0	0	0	1	0	0	
LCBS2	1	1	0	0	1	0	0	
LCBS3	1	1	1	1	1	0	0	
LCBS4	1	1	1	1	1	1	0	

㉡ 계수하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBF1	1.3	0	0	0	1.7	0	0	
LCBF2	1.3	1.3	0	0	1.7	0	0	
LCBF3	1.3	1.3	2.15	2.15	1.7	0	0	
LCBF4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	0	

D : 자중(구체자중, 뒷굽배면토사) 또는 이에 따른 단면력

Rd : 상부고정하중 또는 이에 따른 단면력

RI : 상부활하중 또는 이에 따른 단면력

LU : 배면활하중(연직하중) 또는 이에 따른 단면력

H : 수평토압(배면활하중 토압 포함) 또는 이에 따른 단면력

G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

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

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

⑦ 하중조합 결과

하 중 조 합		V(kN/m)	H(kN/m)	Mr (kN/m · m)	Mo (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	613.953	173.434	2001.616	462.490	
	LCBS2	849.427	173.434	2526.723	462.490	
	LCBS3	1014.591	195.113	2931.081	549.207	
	LCBS4	1014.591	206.887	2931.081	610.077	
계수하중	LCBF1	798.138	294.837	2602.101	786.232	
	LCBF2	1104.255	294.837	3284.740	786.232	
	LCBF3	1459.359	331.692	4154.109	933.651	
	LCBF4	1318.969	346.998	3810.405	1012.782	

4) 말뚝 검토

① 검토조건

㉠ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
강관말뚝	508	12	2	9.022

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

· 말뚝의 탄성계수 : $E = 205,000\text{MPa}$

· 말뚝의 단면2차 모멘트 : $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.486^4) = 0.0004736\text{m}^4$

② 단위길이당 작용하는 하중

구 분		V(kN/m)	H(kN/m)	e(m)	Mc (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	613.953	173.434	2001.616	462.490	
	LCBS2	849.427	173.434	2526.723	462.490	
	LCBS3	1014.591	195.113	2931.081	549.207	
	LCBS4	1014.591	206.887	2931.081	610.077	
계수하중	LCBF1	798.138	294.837	2602.101	786.232	
	LCBF2	1104.255	294.837	3284.740	786.232	
	LCBF3	1459.359	331.692	4154.109	933.651	
	LCBF4	1318.969	346.998	3810.405	1012.782	

③ Pile 본체 검토

㉠ 휨응력 검토(사용하중)

구 분		V(kN/m)	M (kN/m · m)	f(MPa)	f _{sa} (MPa)	안전율
LCBS1	FIX	272.543	45.773	41.916	140.000	O.K.(3.340)
	HINGE	230.292	32.677	32.226	140.000	O.K.(4.344)
LCBS2	FIX	379.724	43.676	47.707	140.000	O.K.(2.935)
	HINGE	339.408	32.677	39.257	140.000	O.K.(3.566)
LCBS3	FIX	475.376	46.880	55.575	140.000	O.K.(2.519)
	HINGE	432.102	36.761	47.403	140.000	O.K.(2.953)
LCBS4	FIX	496.386	48.616	57.853	140.000	O.K.(2.420)
	HINGE	451.510	38.980	49.834	140.000	O.K.(2.809)

㉡ 전단응력 검토(사용하중)

구 분		H(kN/m)	τ	τ_{sa}	안전율
MAX	평상시	71.462	9.206	80.000	O.K.(8.690)

5) 교대 단면력에 대한 검토

① 연직벽

㉠ 단면력 산정

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 6.700^2 \times \cos 11.667$	110.280	2.233	246.291
	배면활하중 토압	$0.2508 \times 10.000 \times 6.700 \times \cos 11.667$	16.460	3.350	55.140
	온도하중	235.474×0.05	11.774	3.870	45.564

㉠ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	110.280	246.291
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	110.280	246.291
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	126.739	301.431
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	138.513	346.995
	Max							138.513	346.995
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	215.457	512.433
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	230.763	571.666
	Max							230.763	571.666

② 홍벽

㉠ 단면력 산정

구 분	하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN·m/m)
수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 3.230^2 \times \cos 11.667$	25.630	1.077	27.595
윤하중	11.46×0.2508	32.740	1.264	41.373

㉡ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	25.630	27.595
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	25.630	27.595
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	54.377	110.100
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	54.377	110.100
	Max							54.377	110.100
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	43.571	46.912
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	43.571	46.912
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	92.442	187.170
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	92.442	187.170
	Max							92.442	187.170

③ 압굽

㉠ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN · m/m)	V (kN/m)	M (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	0.000	167.668	0.000	141.675	
	LCBS2	0.000	233.606	0.000	208.803	
	LCBS3	0.000	292.451	0.000	265.829	
	LCBS4	0.000	305.376	0.000	277.768	
계수하중	LCBF1	0.000	262.438	0.000	220.465	
	LCBF2	0.000	348.157	0.000	307.732	
	LCBF3	0.000	466.046	0.000	422.682	
	LCBF4	0.000	449.127	0.000	404.191	

㉡ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	11.375	131.106
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	11.375	197.044
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	11.375	255.888
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	11.375	268.814
	Max							11.375	268.814
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	14.788	214.907
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	14.788	300.626
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	14.788	418.515
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	14.788	401.596
	Max							14.788	418.515

④ 뒹굽

㉠ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN · m/m)	V (kN/m)	M (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	110.813	115.205	141.474	147.315	
	LCBS2	151.391	157.377	180.647	188.015	
	LCBS3	164.996	171.398	196.398	204.284	
	LCBS4	149.749	155.431	182.315	189.535	
계수하중	LCBF1	91.603	94.834	141.112	146.683	
	LCBF2	144.353	149.657	192.038	199.594	
	LCBF3	183.782	190.460	234.932	244.027	
	LCBF4	133.174	137.654	186.180	193.164	

㉠ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	169.537	125.027
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	128.959	82.856
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	132.354	83.284
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	147.601	99.252
	Max							169.537	125.027
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	272.852	217.468
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	220.102	162.646
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	217.223	152.910
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	253.381	193.433
	Max							272.852	217.468

⑤ 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ΦM _n (kN · m)	ΦM _n / M _u
연직벽체	1900	D22-8EA=3096.8	571.666	1484.813	O.K.(2.597)
홍벽	420	D22-8EA=3096.8	187.170	320.216	O.K.(1.711)
압굽	1150	D22-8EA=3096.8	418.515	903.492	O.K.(2.159)
뒷굽	1200	D22-8EA=3096.8	217.468	966.376	O.K.(4.444)

⑥ 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.711로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

말뚝기초에 대한 검토 결과 최소 안전율 2.420으로 나와 안전한 것으로 판단된다.

다. 교각(P6) 구조검토

1) 검토조건

① 일반사항

- ㉠ 하부구조형식 : T형 교각
- ㉡ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉢ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉣ 기초형식 : 직접기초

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- ㉡ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ㉢ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 기초지반의 N치 : $N = 50$
- ㉡ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.400^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉢ 기초지반의 점착력 : $C = 0.0 \text{ kN/m}^2$
- ㉣ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.6$ ($\tan\phi_b = 0.60$, $C_b = 0$:암과 콘크리트)
- ㉤ 기초지반의 최대 허용지지력 : $Q_a = 700 \text{ kN/m}^2$

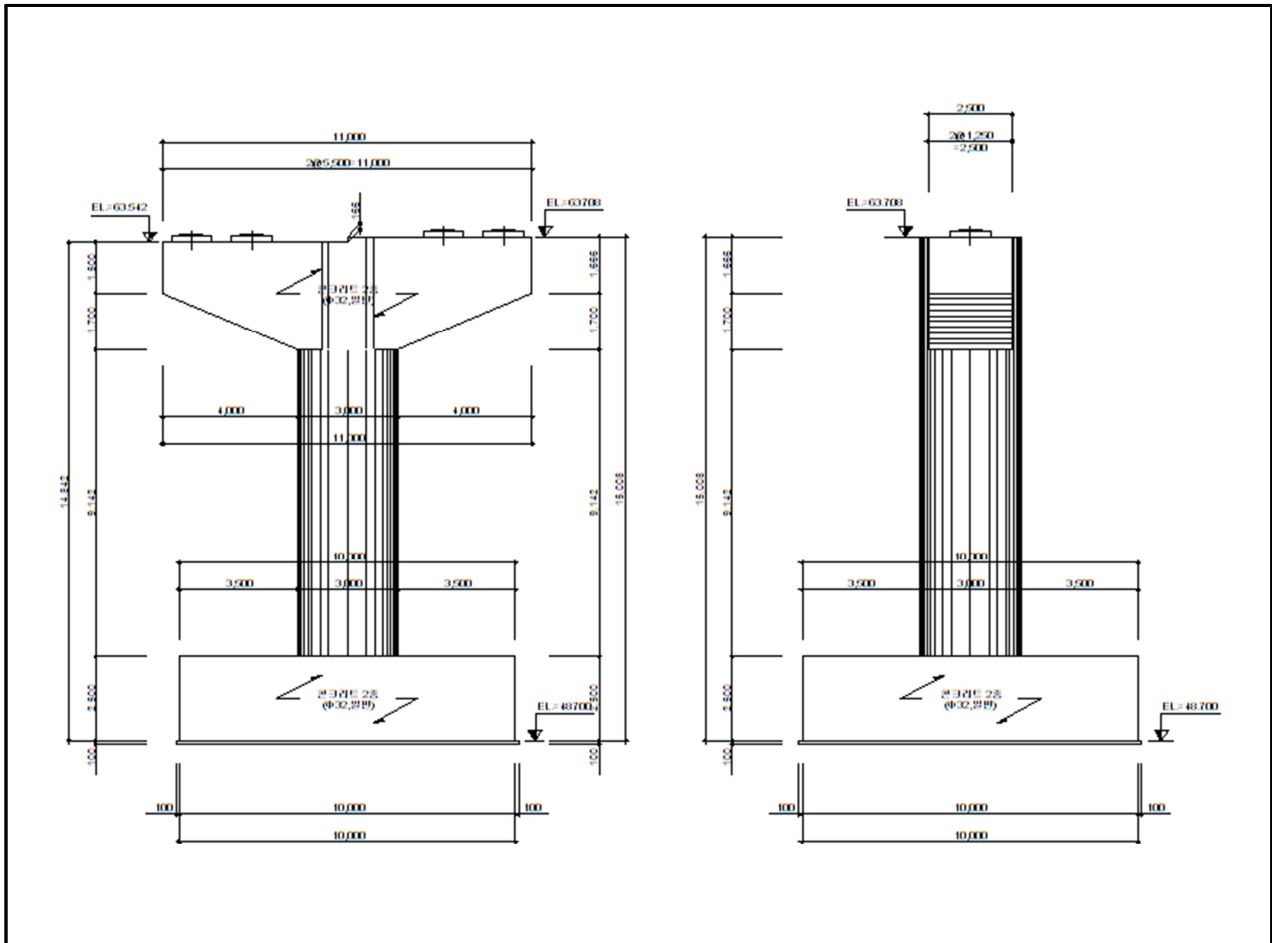
④ 사용재료

- ㉠ 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa(기둥, 기초)
 - 탄성계수(E_c) : 26,986MPa(기둥, 기초)
- ㉡ 철근(SD30)
 - 항복강도(f_y) : 300 MPa(기둥, 기초)
 - 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

- ㉠ 안정성검토 : 허용응력설계법
- ㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-31】 해석단면 (P6)

3) 하중산정

① 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중 (kN)	활하중 (kN)	합 계	비 고
1	2,296.630	887.600	3,184.230	
2	249.590	1,049.190	1,298.780	
3	2,383.960	1,031.390	3,415.350	
4	2,127.620	842.790	2,970.410	
계	7,057.800	3,810.970	10,868.770	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

② 풍하중

㉠ 상부풍하중

$$B/D = 12.435 / 3.880 = 3.205 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$P_w = 10.426 \times (50.000 + 50.000) / 2 = 521.320 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 0.400 + 3.880 / 2 = 2.340 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_x = P_w \times h = 521.320 \times 2.340 = 1219.889 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉡ 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_{wl} = 1.500 \times (50.000 + 50.000) / 2.0 = 75.000 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 0.400 + 2.830 + 1.5 = 4.730 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_{wl} \times h = 75.500 \times 4.730 = 354.750 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉢ 하부구조에 작용하는 풍하중

■ 교축방향

$$\circ W_{\text{coping}} = 3.000 \times 2.582 = 7.745 \text{ kN/m}$$

$$\circ W_{\text{column}} = 1.500 \times 3.000 = 4.500 \text{ kN/m}$$

■ 교축직각방향

$$\circ W_{\text{coping}} = 3.000 \times 2.500 = 7.500 \text{ kN/m}$$

$$\circ W_{\text{column}} = 1.500 \times 3.000 = 4.500 \text{ kN/m (풍상측)}$$

③ 온도하중

㉠ 교축직각방향

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

㉡ 교축방향

■ 상부구조 신축에 의한 수평력

$$P_{T1} = 3EI \delta / H^3 = 3 \times 23080000.000 \times 3.976 \times 1 \text{ EA} \times 0.015 / 12.342^3 = 2196.578 \text{ kN}$$

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 1.2 \text{ E} - 05 \times 25 \times 50.000 = 0.015 \text{ m} : \text{온도에 의한 신축량}$$

$$H = 12.342 \text{ m}$$

$$I = 3.976 \text{ m}^4$$

■ 교좌장치 마찰에 의한 수평력

$$PT2 = \mu \times Wd = 0.050 \times 7057.800 = 352.890 \text{ kN}$$

$Wd = 7057.800 \text{ kN}$: 전체상부고정하중

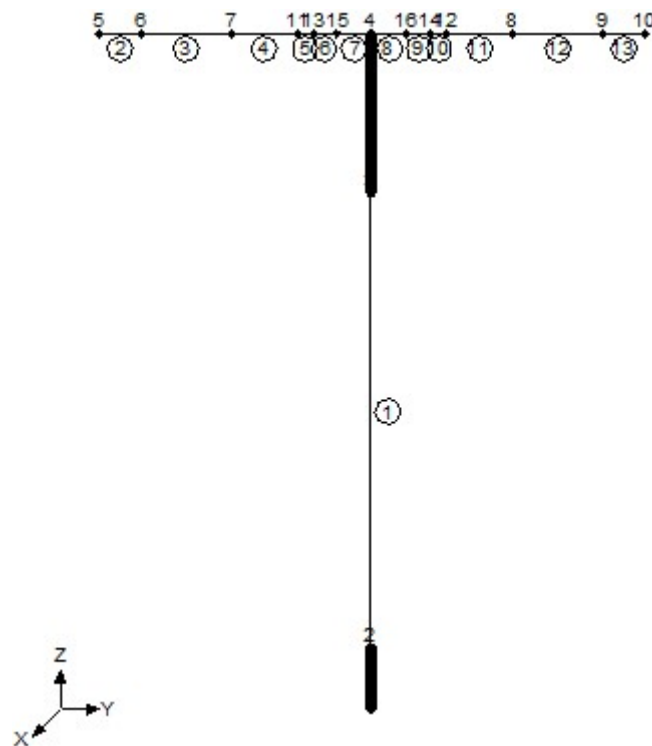
$\mu = 0.050$: Bearing 마찰계수

$$\therefore PT = \min[P_{T1}, P_{T2}] = 352.890 \text{ kN}$$

※ 베어링 개수로 나누어 각 베어링에 재하한다.

4) 모델링

① 구조해석 모델



② 절점정보

Node ID	Y(m)	Z(m)	Node ID	Y(m)	Z(m)
1	0.000	-1.250	2	0.000	0.000
3	0.000	9.142	4	0.000	12.342
5	-5.500	12.342	6	-4.650	12.342
7	-2.850	12.342	8	2.850	12.342
9	4.650	12.342	10	5.500	12.342
11	-1.500	12.342	12	1.500	12.342
13	-1.200	12.342	14	1.200	12.342
15	-0.700	12.342	16	0.700	12.342

③ 단면정보

SectionID	Y(m)			Node ID			Element No
	A (m ²)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	A (m ²)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	
1	7.069	3.976	3.976	7.069	3.976	3.976	1
2	3.750	0.703	1.953	4.653	1.343	2.424	2
3	4.653	1.343	2.424	6.566	3.774	3.420	3
4	6.566	3.774	3.420	8.000	6.827	4.167	4
5	8.000	6.827	4.167	8.000	6.827	4.167	5,6,9,10
6	8.000	682.667	4.167	8.000	682.667	4.167	7,8
7	8.000	6.827	4.167	6.566	3.774	3.420	11
8	6.566	3.774	3.420	4.653	1.343	2.424	12
9	4.653	1.343	2.424	3.750	0.703	1.953	13

④ 하중 조건별 단면력 산출

㉠ 코핑부

위 치		좌측부				우측부			
		내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
구 분		모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
고정하중 (D)		-9553.780	3193.720	0.000	0.000	-12492.406	-5159.080	0.000	0.000
활하중	만재하시	-4793.383	1936.790	0.000	0.000	-4609.419	-1874.180	0.000	0.000
풍하중	W	880.848	-153.793	-71.607	-33.305	-842.448	-153.793	-71.607	33.305
	WL	183.706	-44.724	0.000	0.000	-183.706	-44.724	0.000	0.000
온도하중 (GT)		0.000	0.000	-449.935	-176.445	0.000	0.000	-449.935	176.445
건조수축하중 (GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중 (CO)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
원심하중 (CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압 (Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

㉡ 기둥

■ 기둥1 상단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중 (D)		-8832.800	5297.058	0.000	
활하중	만재하시	-3810.970	-259.096	0.000	
풍하중	W	0.000	2964.913	-162.655	
	WL	0.000	594.750	0.000	
온도하중 (GT)		0.000	0.000	-1129.248	
건조수축하중 (GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중 (CO)		0.000	0.000	0.000	
원심하중 (CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압 (Q)		0.000	0.000	0.000	

■ 기둥1 하단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-10448.325	5297.058	0.000	
활하중	만재하시	-3810.970	-259.096	0.000	
풍하중	W	0.000	8027.394	-1018.718	
	WL	0.000	1280.400	0.000	
온도하중(GT)		0.000	0.000	-4355.368	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		0.000	105.300	0.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	150.546	0.000	

㉡ 기초

■ 기초(기둥1)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각 전단 (kN)
고정하중(D)		-10448.325	5297.058	0.000	0.000	0.000
활하중	만재하시	-3810.970	-259.096	0.000	0.000	0.000
풍하중	W	0.000	8027.394	-1018.718	-94.749	-554.869
	WL	0.000	1280.400	0.000	0.000	-75.000
온도하중(GT)		0.000	0.000	-4355.368	-352.890	0.000
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		0.000	105.300	0.000	0.000	-15.000
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	150.546	0.000	0.000	-52.056

5) 하중조합

① 사용하중 검토시

구 분	D	L+I	W	Q	CF	G	CO	비 고
LS1	1	1	0	0	0	0	0	
LS2	1	1	0	0	0	1	0	
LS3	1	1	0.5	0	0	0	0	
LS4	1	0	1	0	0	0	0	
LS5	1	1	0.5	0	0	1	0	
LS6	1	0	1	0	0	1	0	
LS7	1	1	0	0	0	0	1	
LS8	1	0	0	0	0	0	0	

② 계수하중 검토시

구 분	D	L+I	W	Q	CF	G	CO	비 고
LF1	1.3	2.15	0	0	0	0	0	
LF2	1.3	0	1.3	0	0	0	0	
LF3	1.3	1.3	0.65	0	0	0	0	
LF4	1.3	1.3	0	0	0	1.3	0	
LF5	1.25	0	1.25	0	0	1.25	0	
LF6	1.25	1.25	0.625	0	0	1.25	0	
LF7	1	0	0	0	0	0	0	
LF8	1.3	1.3	0	0	0	0	1.3	
LF9	1.2	0	1.2	0	0	0	1.2	
LF10	1	2.15	0	0	0	0	0	
LF11	1	0	1.3	0	0	0	0	
LF12	1	1.3	0.65	0	0	0	0	
LF13	1	1.3	0	0	0	1.3	0	
LF14	1	0	1.25	0	0	1.25	0	
LF15	1	1.25	0.625	0	0	1.25	0	
LF16	1	0	0	0	0	0	0	
LF17	1	1.3	0	0	0	0	1.3	
LF18	1	0	1.2	0	0	0	1.2	

D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L : 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력
 E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력
 G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력
 CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력
 CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력

6) 위치별 단면력 정리

① 코핑하중조합

㉠ 사용하중

위 치	좌측부				우측부			
	내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
구 분	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
LCBS1	-14347.164	5130.510	0.000	0.000	-17101.825	-7033.260	0.000	0.000
LCBS2	-14347.164	5130.510	-449.935	-176.445	-17101.825	-7033.260	-449.935	176.445
LCBS3	-14347.164	5130.510	449.935	176.445	-17101.825	-7033.260	449.935	-176.445
LCBS4	-13723.033	5008.889	-35.803	-16.653	-17706.756	-7154.881	-35.803	16.653
LCBS5	-14971.294	5252.131	35.803	16.653	-16496.895	-6911.639	35.803	-16.653
LCBS6	-8672.932	3039.927	-71.607	-33.305	-13334.855	-5312.873	-71.607	33.305
LCBS7	-10434.629	3347.513	71.607	33.305	-11649.958	-5005.287	71.607	-33.305
LCBS8	-13723.033	5008.889	-485.738	-193.098	-17706.756	-7154.881	-485.738	193.098
LCBS9	-13723.033	5008.889	414.131	159.792	-17706.756	-7154.881	414.131	-159.792
LCBS10	-14971.294	5252.131	-414.131	-159.792	-16496.895	-6911.639	-414.131	159.792
LCBS11	-14971.294	5252.131	485.738	193.098	-16496.895	-6911.639	485.738	-193.098
LCBS12	-8672.932	3039.927	-521.541	-209.750	-13334.855	-5312.873	-521.541	209.750
LCBS13	-8672.932	3039.927	378.328	143.140	-13334.855	-5312.873	378.328	-143.140
LCBS14	-10434.629	3347.513	-378.328	-143.140	-11649.958	-5005.287	-378.328	143.140
LCBS15	-10434.629	3347.513	521.541	209.750	-11649.958	-5005.287	521.541	-209.750
LCBS16	-14347.164	5130.510	0.000	0.000	-17101.825	-7033.260	0.000	0.000
LCBS17	-9553.780	3193.720	0.000	0.000	-12492.406	-5159.080	0.000	0.000
MAX	14971.294	5252.131	521.541	209.750	17706.756	7154.881	521.541	209.750
MIN	8672.932	3039.927	0.000	0.000	11649.958	5005.287	0.000	0.000

㉔ 계수하중

위 치	좌측부				우측부			
	내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
구 분	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
LCBF1	-22725.689	8315.934	0.000	0.000	-26150.379	-10736.291	0.000	0.000
LCBF2	-11274.812	3951.905	-93.089	-43.297	-17335.311	-6906.735	-93.089	43.297
LCBF3	-13565.017	4351.767	93.089	43.297	-15144.945	-6506.873	93.089	-43.297
LCBF4	-17839.943	6511.556	-46.544	-21.649	-23018.783	-9301.345	-46.544	21.649
LCBF5	-19462.683	6827.770	46.544	21.649	-21445.963	-8985.131	46.544	-21.649
LCBF6	-18651.313	6669.663	-584.915	-229.378	-22232.373	-9143.238	-584.915	229.379
LCBF7	-18651.313	6669.663	584.915	229.378	-22232.373	-9143.238	584.915	-229.379
LCBF8	-10841.165	3799.908	-651.927	-262.188	-16668.568	-6641.092	-651.927	262.188
LCBF9	-10841.165	3799.908	472.910	178.924	-16668.568	-6641.092	472.910	-178.924
LCBF10	-13043.286	4184.392	-472.910	-178.924	-14562.447	-6256.608	-472.910	178.924
LCBF11	-13043.286	4184.392	651.927	262.188	-14562.447	-6256.608	651.927	-262.188
LCBF12	-17153.792	6261.112	-607.173	-241.372	-22133.445	-8943.601	-607.173	241.372
LCBF13	-17153.792	6261.112	517.664	199.740	-22133.445	-8943.601	517.664	-199.740
LCBF14	-18714.118	6565.163	-517.664	-199.740	-20621.119	-8639.549	-517.664	199.740
LCBF15	-18714.118	6565.163	607.173	241.372	-20621.119	-8639.549	607.173	-241.372
LCBF16	-9553.780	3193.720	0.000	0.000	-12492.406	-5159.080	0.000	0.000
LCBF17	-18651.313	6669.663	0.000	0.000	-22232.373	-9143.238	0.000	0.000
LCBF18	-10407.518	3647.912	-85.928	-39.967	-16001.826	-6375.448	-85.928	39.967
LCBF19	-12521.554	4017.016	85.928	39.967	-13979.950	-6006.344	85.928	-39.967
MAX	22725.689	8315.934	651.927	262.188	26150.379	10736.291	651.927	262.188
MIN	9553.780	3193.720	0.000	0.000	12492.406	5159.080	0.000	0.000

㉔ 기둥

■ 기둥1 상단(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-19676.226	6329.118	0.000	0.000	0.000
LCBF2	-11482.640	10740.562	-211.451	-110.760	-708.916
LCBF3	-11482.640	3031.789	211.451	110.760	708.916
LCBF4	-16436.901	9249.718	-105.725	-55.380	-451.958
LCBF5	-16436.901	3848.982	105.725	55.380	451.958
LCBF6	-16436.901	6549.350	-1468.022	-458.757	0.000
LCBF7	-16436.901	6549.350	1468.022	458.757	0.000
LCBF8	-11041.000	10327.463	-1614.878	-547.613	-681.650
LCBF9	-11041.000	10327.463	1208.242	334.613	-681.650
LCBF10	-11041.000	2915.182	-1208.242	-334.613	681.650
LCBF11	-11041.000	2915.182	1614.878	547.613	681.650
LCBF12	-15804.713	8893.960	-1513.219	-494.363	-434.575
LCBF13	-15804.712	8893.960	1309.901	387.863	-434.575
LCBF14	-15804.713	3700.944	-1309.901	-387.863	434.575
LCBF15	-15804.712	3700.944	1513.219	494.363	434.575
LCBF16	-8832.800	5297.058	0.000	0.000	0.000
LCBF17	-16436.901	6549.350	0.000	0.000	0.000
LCBF18	-10599.360	9914.365	-195.185	-102.240	-654.384
LCBF19	-10599.360	2798.574	195.185	102.240	654.384
LCBF20	-17026.386	4740.001	0.000	0.000	0.000
LCBF21	-8832.800	9151.445	-211.451	-110.760	-708.916
LCBF22	-8832.800	1442.671	211.451	110.760	708.916
LCBF23	-13787.061	7660.601	-105.725	-55.380	-451.958
LCBF24	-13787.061	2259.864	105.725	55.380	451.958
LCBF25	-13787.061	4960.233	-1468.022	-458.757	0.000
LCBF26	-13787.061	4960.233	1468.022	458.757	0.000
LCBF27	-8391.160	8738.346	-1614.878	-547.613	-681.650
LCBF28	-8391.160	8738.346	1208.242	334.613	-681.650
LCBF29	-8391.160	1326.064	-1208.242	-334.613	681.650
LCBF30	-8391.160	1326.064	1614.878	547.613	681.650
LCBF31	-13154.873	7304.842	-1513.219	-494.363	-434.575
LCBF32	-13154.872	7304.842	1309.901	387.863	-434.575
LCBF33	-13154.873	2111.826	-1309.901	-387.863	434.575
LCBF34	-13154.872	2111.826	1513.219	494.363	434.575
LCBF35	-8832.800	5297.058	0.000	0.000	0.000
LCBF36	-13787.061	4960.233	0.000	0.000	0.000
LCBF37	-7949.520	8325.248	-195.185	-102.240	-654.384
LCBF38	-7949.520	1209.457	195.185	102.240	654.384

■ 기둥1 하단(계수하중조합)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1		-21776.408	6524.828	0.000	0.000	-67.673
LCBF2		-13582.822	17517.497	-1324.334	-123.174	-789.003
LCBF3		-13582.822	-3353.727	1324.334	123.174	653.657
LCBF4		-18537.083	13627.386	-662.167	-61.587	-525.838
LCBF5		-18537.083	-137.266	662.167	61.587	390.492
LCBF6		-18537.083	6745.060	-5661.979	-458.757	-67.673
LCBF7		-18537.083	6745.060	5661.979	458.757	-67.673
LCBF8		-13060.406	16843.747	-6717.608	-559.549	-758.656
LCBF9		-13060.406	16843.747	4170.812	322.676	-758.656
LCBF10		-13060.406	-3224.737	-4170.812	-322.676	628.516
LCBF11		-13060.406	-3224.737	6717.608	559.549	628.516
LCBF12		-17824.118	13103.255	-6080.909	-500.331	-505.613
LCBF13		-17824.118	13103.255	4807.511	381.894	-505.613
LCBF14		-17824.118	-131.987	-4807.511	-381.894	375.473
LCBF15		-17824.118	-131.987	6080.909	500.331	375.473
LCBF16		-10448.325	5447.604	0.000	0.000	-52.056
LCBF17		-18537.083	6881.950	0.000	0.000	-87.173
LCBF18		-12537.990	16296.357	-1222.462	-113.699	-746.310
LCBF19		-12537.990	-2969.388	1222.462	113.699	585.376
LCBF20		-18641.910	4935.710	0.000	0.000	-67.673
LCBF21		-10448.325	15928.380	-1324.334	-123.174	-789.003
LCBF22		-10448.325	-4942.844	1324.334	123.174	653.657
LCBF23		-15402.586	12038.268	-662.167	-61.587	-525.838
LCBF24		-15402.586	-1726.384	662.167	61.587	390.492
LCBF25		-15402.586	5155.942	-5661.979	-458.757	-67.673
LCBF26		-15402.586	5155.942	5661.979	458.757	-67.673
LCBF27		-9925.909	15254.630	-6717.608	-559.549	-758.656
LCBF28		-9925.909	15254.630	4170.812	322.676	-758.656
LCBF29		-9925.909	-4813.855	-4170.812	-322.676	628.516
LCBF30		-9925.909	-4813.855	6717.608	559.549	628.516
LCBF31		-14689.621	11514.138	-6080.909	-500.331	-505.613
LCBF32		-14689.621	11514.138	4807.511	381.894	-505.613
LCBF33		-14689.621	-1721.104	-4807.511	-381.894	375.473
LCBF34		-14689.621	-1721.104	6080.909	500.331	375.473
LCBF35		-10448.325	5447.604	0.000	0.000	-52.056
LCBF36		-15402.586	5292.832	0.000	0.000	-87.173
LCBF37		-9403.492	14707.240	-1222.462	-113.699	-746.310
LCBF38		-9403.492	-4558.505	1222.462	113.699	585.376
일반 축하중 조합	P 최대	21776.408	6524.828	0.000	0.000	67.673
	My 최대	13060.406	16843.747	-6717.608	559.549	758.656
	Mx 최대	13582.822	17517.497	-1324.334	123.174	789.003
최소 축하중 조합	P 최소	9403.492	14707.240	-1222.462	113.699	746.310
	My 최대	9925.909	15254.630	-6717.608	559.549	758.656
	Mx 최대	10448.325	15928.380	-1324.334	123.174	789.003

㉔ 기둥하중조합 : 기초

■ 기둥1 기초(사용하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBS1	-14259.295	5188.507	0.000	0.000	-52.056
LCBS2	-14259.295	5188.507	-4355.368	-352.890	-52.056
LCBS3	-14259.295	5188.507	4355.368	352.890	-52.056
LCBS4	-14259.295	10482.604	-509.359	-47.375	-404.491
LCBS5	-14259.295	-105.589	509.359	47.375	300.378
LCBS6	-10448.325	13474.998	-1018.718	-94.749	-606.925
LCBS7	-10448.325	-2579.790	1018.718	94.749	502.813
LCBS8	-14259.295	10482.604	-4864.728	-400.265	-404.491
LCBS9	-14259.295	10482.604	3846.009	305.516	-404.491
LCBS10	-14259.295	-105.589	-3846.009	-305.516	300.378
LCBS11	-14259.295	-105.589	4864.728	400.265	300.378
LCBS12	-10448.325	13474.998	-5374.087	-447.639	-606.925
LCBS13	-10448.325	13474.998	3336.650	258.141	-606.925
LCBS14	-10448.325	-2579.790	-3336.650	-258.141	502.813
LCBS15	-10448.325	-2579.790	5374.087	447.639	502.813
LCBS16	-14259.295	5293.807	0.000	0.000	-67.056
LCBS17	-10448.325	5447.604	0.000	0.000	-52.056
P 최대	14259.295	-105.589	-3846.009	310.290	347.660
My 최대	10448.325	13474.998	-5374.087	447.639	606.925
Mx 최대	10448.325	13474.998	-5374.087	447.639	606.925
Vx 최대	10448.325	13474.998	-5374.087	447.639	606.925
Vy 최대	10448.325	13474.998	-5374.087	447.639	606.925

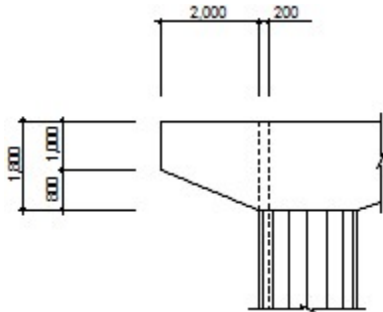
■ 기둥1 기초(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-21776.408	6524.828	0.000	0.000	-67.673
LCBF2	-13582.822	17517.497	-1324.334	-123.174	-789.003
LCBF3	-13582.822	-3353.727	1324.334	123.174	653.657
LCBF4	-18537.083	13627.386	-662.167	-61.587	-525.838
LCBF5	-18537.083	-137.266	662.167	61.587	390.492
LCBF6	-18537.083	6745.060	-5661.979	-458.757	-67.673
LCBF7	-18537.083	6745.060	5661.979	458.757	-67.673
LCBF8	-13060.406	16843.747	-6717.608	-559.549	-758.656
LCBF9	-13060.406	16843.747	4170.812	322.676	-758.656
LCBF10	-13060.406	-3224.737	-4170.812	-322.676	628.516
LCBF11	-13060.406	-3224.737	6717.608	559.549	628.516
LCBF12	-17824.118	13103.255	-6080.909	-500.331	-505.613
LCBF13	-17824.118	13103.255	4807.511	381.894	-505.613
LCBF14	-17824.118	-131.987	-4807.511	-381.894	375.473
LCBF15	-17824.118	-131.987	6080.909	500.331	375.473
LCBF16	-10448.325	5447.604	0.000	0.000	-52.056
LCBF17	-18537.083	6881.950	0.000	0.000	-87.173
LCBF18	-12537.990	16296.357	-1222.462	-113.699	-746.310
LCBF19	-12537.990	-2969.388	1222.462	113.699	585.376
P 최대	21776.408	6524.828	0.000	0.000	67.673
My 최대	13060.406	16843.747	-6717.608	559.549	758.656
Mx 최대	13582.822	17517.497	-1324.334	123.174	789.003
Vx 최대	13060.406	16843.747	-6717.608	559.549	758.656
Vy 최대	13582.822	17517.497	-1324.334	123.174	789.003

7) 부재별 검토

① 코핑설계

㉠ 부재력 요약



$$l_c = w_1 + 0.1 \cdot D = 4.300\text{m}$$

w_1 : 코핑연단에서 기둥 전면까지의 거리

D : 기둥직경

l_c : 코핑 유효 내민 길이

㉡ 내민보 설계

■ 깊은 보 검토

$$L_n/d = 4.871/3.100 = 1.571 < 5.0 \Rightarrow \text{Deep Beam 검토 필요.}$$

㉢ 깊은 보 설계

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M_u (kN · m)	ϕM_n (kN · m)	안전율
깊은 보 휨 검토	2950	D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 = 76243.2	26150.379	54336.126	O.K.(2.078)

㉣ 브라켓 검토

■ 좌측 내민보

$$a / d = 2.733 / 2.950 = 0.926 < 1.0 \Rightarrow \text{브라켓 검토 필요.}$$

$$a = M / V = 22725.689 / 8315.934 = 2.733\text{m}$$

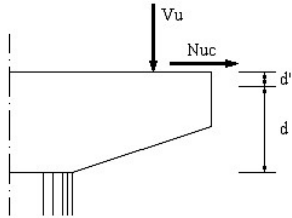
■ 우측 내민보

$$a / d = 2.436 / 2.950 = 0.826 < 1.0 \Rightarrow \text{브라켓 검토 필요.}$$

$$a = M / V = 26150.379 / 10736.291 = 2.436\text{m}$$

㊤ 브라켓 검토

■ 좌측



$$b = 2500.00\text{mm}$$

$$d = 2950.00\text{mm} : \text{브라켓 유효길이}$$

$$d' = 250.00\text{mm} : \text{피복 두께}$$

$$f_{ck} = 24\text{MPa}$$

$$f_y = 300\text{MPa}$$

$$\phi_f = 0.800 : \text{강도감소계수 (휨)}$$

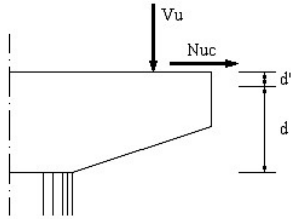
$$\phi_s = 0.800 : \text{강도감소계수 (전단)}$$

$$\mu = 1.400 : \text{전단마찰계수}$$

■ 단면검토

구분	단위	관계식	결과
브라켓 검토	V_u	kN	코핑하중조합 참고
	M_u	kN · m	코핑하중조합 참고
	a	mm	M_u/V_u
	a/d	—	a/d
단면력	N_{uc}	kN	$0.2 \cdot V_u$
	M_u	kN · m	$V_u \cdot a + N_{uc} \cdot d'$
단면검토	V_n	kN	$0.2 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d/1000$
		kN	$5.6 \cdot b \cdot d/1000$
전단마찰철근량	A_{vf}	mm^2	$V_u/(\phi_s \cdot f_y \cdot \mu)$
인장철근량	A_n	mm^2	$N_{uc}/(\phi_s \cdot f_y)$
휨철근량	A_f	mm^2	$\{(\phi_f \cdot f_y^2) / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) \} \cdot A_f^2 - (\phi_f \cdot d \cdot f_y) \cdot A_f + M_u = 0$
주철근량	A_{s1}	mm^2	$A_f + A_n$
	A_{s2}	mm^2	$2/3 \cdot A_{vf} + A_n$
	A_{smin}	mm^2	$0.04 \cdot f_{ck}/f_y \cdot b \cdot d$
	A_s	mm^2	$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{smin})$
필요철근량	$reqA_s$	mm^2	$\max(\text{적용 } A_f, A_s)$
사용철근량	$useA_s$	mm^2	1 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2 2 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2 3 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2 4 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2
필요수평철근량	$reqA_h$	mm^2	$0.5 \cdot (A_s - A_n)$
사용수평철근량	$useA_h$	mm^2	D22-6열-5단

■ 우측



$$b = 2500.00\text{mm}$$

$$d = 2950.00\text{mm} : \text{브라켓 유효길이}$$

$$d' = 250.00\text{mm} : \text{피복 두께}$$

$$f_{ck} = 24\text{MPa}$$

$$f_y = 300\text{MPa}$$

$$\phi_f = 0.800 : \text{강도감소계수 (휨)}$$

$$\phi_s = 0.800 : \text{강도감소계수 (전단)}$$

$$\mu = 1.400 : \text{전단마찰계수}$$

■ 단면검토

구 분	단 위	관 계 식	결과
브라켓 검토	V_u	kN	코핑하중조합 참고
	M_u	kN · m	코핑하중조합 참고
	a	mm	M_u/V_u
	a/d	—	a/d
단면력	N_{uc}	kN	$0.2 \cdot V_u$
	M_u	kN · m	$V_u \cdot a + N_{uc} \cdot d'$
단면검토	V_n	kN	$0.2 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d/1000$
		kN	$5.6 \cdot b \cdot d/1000$
전단마찰철근량	A_{vf}	mm ²	$V_u/(\phi_s \cdot f_y \cdot \mu)$
인장철근량	A_n	mm ²	$N_{uc}/(\phi_s \cdot f_y)$
휨철근량	A_f	mm ²	$\{(\phi_f \cdot f_y^2)/(1.7 \cdot f_{ck} \cdot b)\} \cdot A_f^2 - (\phi_f \cdot d \cdot f_y) \cdot A_f + M_u = 0$
주철근량	A_{s1}	mm ²	$A_f + A_n$
	A_{s2}	mm ²	$2/3 \cdot A_{vf} + A_n$
	A_{smin}	mm ²	$0.04 \cdot f_{ck}/f_y \cdot b \cdot d$
	A_s	mm ²	$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{smin})$
필요철근량	$reqA_s$	mm ²	$\max(\text{적용 } A_f, A_s)$
사용철근량	$useA_s$	mm ²	1 단 : D32@100 = 19060.80mm ² 2 단 : D32@100 = 19060.80mm ² 3 단 : D32@100 = 19060.80mm ² 4 단 : D32@100 = 19060.80mm ²
필요수평철근량	$reqA_h$	mm ²	$0.5 \cdot (A_s - A_n)$
사용수평철근량	$useA_h$	mm ²	D22-6열-5단

㉠ 외측지점부 보 설계

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	∅ M _n (kN · m)	안전율
보	2376.25	D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 = 76243.2	8775.264	45781.552	O.K.(5.217)

㉡ 캔틸레버부 종방향 검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	∅ M _n (kN · m)	안전율
보	1869.03	D22-33EA+D32-60EA =60426.30	651.927	26659.822	O.K.(40.894)

② 기둥검토

㉠ 부재력 요약

■ 기둥 1

구 분			축력 (kN)		모멘트 (kN · m)				V (kN)	δ (mm)
			장기지 속축력	전체 축력	Top		Bottom			
					Sway	Non Swat	Sway	Non Swat		
일반	P _{max}	교축	13582.822	21776.408	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		직각			0.000	6329.118	195.710	6329.118	67.673	2.91
	M _{ym} ax	교축	13060.406	13060.406	-1614.878	0.000	-6717.608	0.000	559.549	2.36
		직각			3706.141	6621.322	10222.425	6621.322	758.656	6.75
	M _{xm} ax	교축	13582.822	13582.822	-211.451	0.000	-1324.334	0.000	123.174	0.45
		직각			3854.387	6886.175	10631.322	6886.175	789.003	7.02
최소	P _{min}	교축	9403.492	9403.492	-195.185	0.000	-1222.462	0.000	113.699	0.42
		직각			3557.895	4767.352	9939.888	4767.352	746.310	5.79
	M _{ym} ax	교축	9925.909	9925.909	-1614.878	0.000	-6717.608	0.000	559.549	2.36
		직각			3706.141	5032.205	10222.425	5032.205	758.656	6.03
	M _{xm} ax	교축	10448.325	10448.325	-211.451	0.000	-1324.334	0.000	123.174	0.45
		직각			3854.387	5297.058	10631.322	5297.058	789.003	6.30

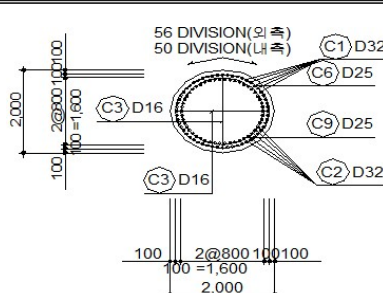
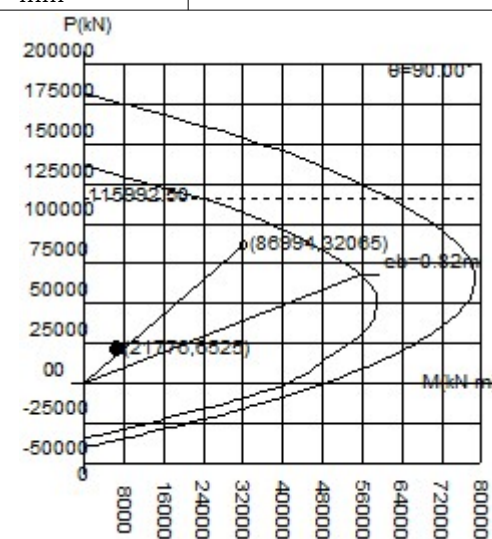
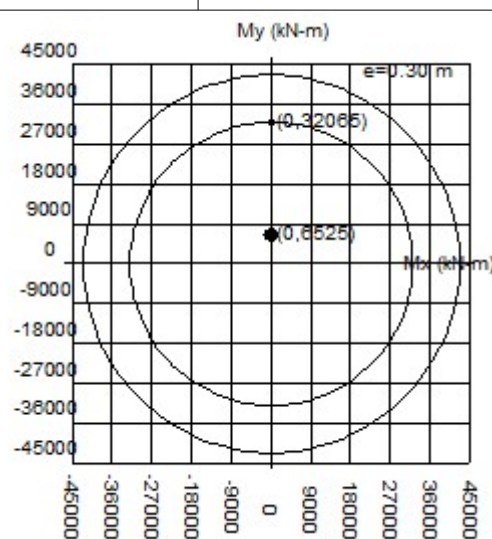
■ 설계요약

◦기둥 1

구 분		Pu	δMy	δMx	δMu	CASE
일반조합	Pmax	21776.408	6524.828	0.000	6524.828	LCBF1
	Mymax	13060.406	16843.747	6717.608	18133.893	LCBF8
	Mxmax	13582.822	17517.497	1324.334	17567.486	LCBF2
최소 축력조합	Pmin	9403.492	14707.240	1222.462	14757.958	LCBF37
	Mymax	9925.909	15254.630	6717.608	16668.233	LCBF27
	Mxmax	10448.325	15928.380	1324.334	15983.339	LCBF21

■ 기둥 주철근량 검토

◦기둥 1

구 분		사 용 철 근	조립도
1 단		D32× 88EA	
2 단		D32× 82EA	
계		135014.00mm ² - 1.910%	
유효단면적 A _{eff} =3534291.74 mm ²		A _{eff} =Pu/{φ · 0.80 · (0.85f _{ck} +0.01f _y)} (단, A _{eff} >1/2 · A _g)	
			
Pu=21776.408kN ≤		φ Pn=86994.374kN OK	
δ Mux=0.000kN · m ≤		φ Mnx=0.001kN · m OK	
δ Muy=6524.828kN · m ≤		φ Mny=32065.122kN · m OK	
δ Mu=6524.828kN · m ≤		φ Mn=32065.122kN · m OK	

③ 기초설계

㉠ 직접기초 안정검토

구분	전도에 대한 검토			활동에 대한 검토			지지력에 대한 검토		
	편심 (m)	허용편심 (m)	안전율	마찰력/ 수평력	허용 안전율	안전율	작용 지지력	허용 지지력	안전율
교축	0.346	1.667	OK (4.818)	25.122	1.500	1.5이상	253.1 97	600.00 0	OK (2.370)
교축직각	0.800	1.667	OK (2.084)	18.529	1.500	1.5이상	277.3 82	600.00 0	OK (2.163)

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

㉡ 기초단면력 검토

위 치	Mu (kN · m)	ϕ Mn (kN · m)	Mu/ ϕ Mn	reqAs (mm ²)	useAs(mm ²)		w (mm)	wa (mm)
캔틸레버 (교축)	2204.960	3853.445	57.2%	4858.06	D29@100	6424.00	0.13	0.43
캔틸레버 (교축직각)	2482.552	3853.445	64.4%	5477.55	D29@100	6424.00	0.14	0.43

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

④ 검토 결과

교각 구조물에 대한 안정성 검토 결과 최소 안전율 1.0이상으로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

5.4.2 청미천교-마산방향

가. 교대(A1) 구조검토

1) 검토조건

- ㉠ 일반조건
- ㉡ 하부구조형식 : 역T형 교대
- ㉢ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉣ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉤ 교대총폭 : B=11.855m
- ㉥ 교대총높이 : H=8.000m
- ㉦ 기초형식 : 말뚝기초
- ㉧ SKEW : 90.000°

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $r_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ㉡ 뒹채움재의 단위중량 : $r_{s1} = 20.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ㉢ 기초지반의 단위중량 : $r_{s2} = 19.000\text{kN/m}^3$
- ㉣ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 241.281\text{kN/m}$
- ㉥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 152.522\text{kN/m}$
- ㉦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 뒹채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ㉡ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉢ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 45.000^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉣ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ㉤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.327$ ($\tan(2/3\phi_2)$) : 흙과 콘크리트

④ 사용재료

- ㉠ 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa

■ 탄성계수(E_c) : 26,986

㉠ 철근(SD30)

■ 항복강도(f_y) : 300 MPa

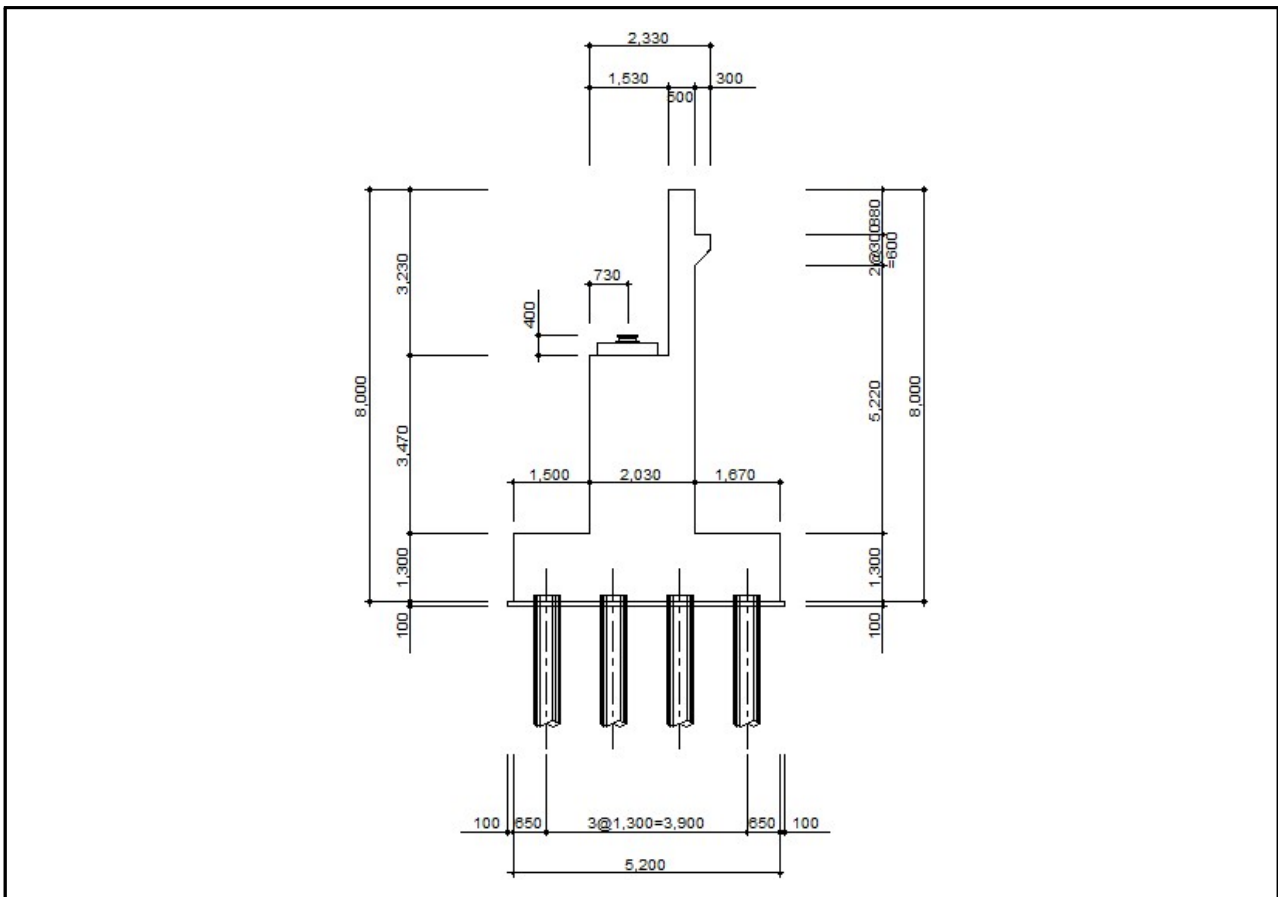
■ 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

㉠ 안전성검토 : 허용응력설계법

㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-32】 해석단면 (A1)

3) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 교대구체

$$W_c = 15.55\text{m}^2 \times 25.0 = 388.853\text{kN/m}$$

㉡ 뒷채움체

$$W_c = 11.05\text{m}^2 \times 20.0 = 221.080\text{kN/m}$$

② 토압

㉠ 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)

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

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
Ka	0.271	0.251

③ 토압에 의한 하중집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.271 \times 20 \times 8.000^2 \times \cos 0.000$	173.434	2.667	462.490
	배면활하중 토압	$0.271 \times 10.000 \times 8.000 \times \cos 0.000$	21.679	4.000	86.717

④ 상부구조물 하중

㉠ 상부구조물 하중 집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
연직하중	고정하중	2860.390 / 11.855	241.281	2.230	538.057
	활하중	1808.150 / 11.855	152.522	2.230	340.124
	배면활하중	10.000×1.670	16.700	4.365	72.896
수평하중	온도하중	241.281×0.050000	12.064	5.170	62.371

⑤ 하중요약

구 분	V(kN/m)	H(kN/m)	팔길이(m)		Moment(kN/m · m)	
			x	y	Mx	My
교대본체자중	388.853	—	2.641	—	1027.092	—
뒷굽상부토자중	221.080	—	4.374	—	966.909	—
상부고정하중	241.281	—	2.230	—	538.057	—
상부활하중	152.522	—	2.230	—	340.124	—
수평토압	—	173.434	—	2.667	—	462.490
배면활하중	16.700	21.679	4.365	4.000	72.896	86.717
온도하중	—	12.064	—	5.170	—	62.371

⑥ 하중조합

㉠ 사용하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBS1	1	0	0	0	1	0	0	
LCBS2	1	1	0	0	1	0	0	
LCBS3	1	1	1	1	1	0	0	
LCBS4	1	1	1	1	1	1	0	

㉡ 계수하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBF1	1.3	0	0	0	1.7	0	0	
LCBF2	1.3	1.3	0	0	1.7	0	0	
LCBF3	1.3	1.3	2.15	2.15	1.7	0	0	
LCBF4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	0	

D : 자중(구체자중, 뒷굽배면토사) 또는 이에 따른 단면력

Rd : 상부고정하중 또는 이에 따른 단면력

RI : 상부활하중 또는 이에 따른 단면력

LU : 배면활하중(연직하중) 또는 이에 따른 단면력

H : 수평토압(배면활하중 토압 포함) 또는 이에 따른 단면력

G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

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

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

⑦ 하중조합 결과

하 중 조 합		V(kN/m)	H(kN/m)	Mr (kN/m · m)	Mo (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	609.933	173.434	1994.000	462.490	
	LCBS2	851.214	173.434	2532.058	462.490	
	LCBS3	1020.436	195.113	2945.077	549.207	
	LCBS4	1020.436	207.177	2945.077	611.578	
계수하중	LCBF1	792.912	294.837	2592.200	786.232	
	LCBF2	1106.578	294.837	3291.675	786.232	
	LCBF3	1470.406	331.692	4179.668	933.651	
	LCBF4	1326.567	347.375	3828.601	1014.734	

4) 말뚝 검토

① 검토조건

㉠ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	부식두께 (mm)	길이 (m)
강관말뚝	508	12	2	12.536

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

· 말뚝의 탄성계수 : $E = 205,000\text{MPa}$

· 말뚝의 단면2차 모멘트 : $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.486^4) = 0.0004736\text{m}^4$

② 단위길이당 작용하는 하중

구 분		V(kN/m)	H(kN/m)	e(m)	Mc (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	609.933	173.434	1994.000	462.490	
	LCBS2	851.214	173.434	2532.058	462.490	
	LCBS3	1020.436	195.113	2945.077	549.207	
	LCBS4	1020.436	207.177	2945.077	611.578	
계수하중	LCBF1	792.912	294.837	2592.200	786.232	
	LCBF2	1106.578	294.837	3291.675	786.232	
	LCBF3	1470.406	331.692	4179.668	933.651	
	LCBF4	1326.567	347.375	3828.601	1014.734	

③ Pile 본체 검토

㉠ 휨응력 검토(사용하중)

구 분		V(kN/m)	M (kN/m · m)	f(MPa)	fsa(MPa)	안전율
LCBS1	FIX	269.042	55.984	47.124	140.000	OK (2.971)
	HINGE	217.364	39.656	35.106	140.000	OK (3.988)
LCBS2	FIX	373.748	53.941	52.784	140.000	OK (2.652)
	HINGE	323.957	39.656	41.975	140.000	OK (3.335)
LCBS3	FIX	468.230	58.493	61.294	140.000	OK (2.284)
	HINGE	414.236	44.613	50.429	140.000	OK (2.776)
LCBS4	FIX	489.546	61.046	64.026	140.000	OK (2.187)
	HINGE	433.196	47.372	53.119	140.000	OK (2.636)

㉠ 전단응력 검토(사용하중)

구 분		H(kN/m)	τ	τ_{sa}	안전율
MAX	평상시	68.225	8.789	80.000	O.K.(9.102)

④ 말뚝의 지지력 검토

구 분		압축력(kN)		인발력(kN)		안전율
		반력	허용	반력	허용	
상 시	LCBS1	269.042	5295.063	0.000	0.000	O.K.(19.681)
상 시	LCBS2	373.748	5295.063	0.000	0.000	O.K.(14.167)
상 시	LCBS3	468.230	5295.063	0.000	0.000	O.K.(11.309)
상 시	LCBS4	489.546	5295.063	0.000	0.000	O.K.(10.816)

5) 교대 단면력에 대한 검토

① 연직벽

㉠ 단면력 산정

구 분		하중산식	P(kN/m)	x(m)	M(kN·m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 6.700^2 \times \cos 11.667$	110.280	2.233	246.291
	배면활하중 토압	$0.2508 \times 10.000 \times 6.700 \times \cos 11.667$	16.460	3.350	55.140
	온도하중	241.281×0.05	12.064	3.870	46.688

㉡ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M(kN·m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	110.280	246.291
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	110.280	246.291
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	126.739	301.431
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	138.803	348.119
	Max							138.803	348.119
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	215.457	512.433
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	231.140	573.127
	Max							231.140	573.127

② 흙벽

㉠ 단면력 산정

구 분	하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 3.230^2 \times \cos 11.667$	25.630	1.077	27.595
윤하중	11.46×0.2508	28.747	2.870	82.505

㉡ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	25.630	27.595
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	25.630	27.595
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	54.377	110.100
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	36.108	46.944
	Max							54.377	110.100
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	43.571	46.912
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	43.571	46.912
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	92.442	187.170
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	92.442	187.170
	Max							92.442	187.170

③ 압굽

㉠ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN · m/m)	V (kN/m)	M (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	0.000	173.612	0.000	140.265	
	LCBS2	0.000	241.179	0.000	209.048	
	LCBS3	0.000	302.148	0.000	267.306	
	LCBS4	0.000	315.903	0.000	279.540	
계수하중	LCBF1	0.000	273.097	0.000	218.632	
	LCBF2	0.000	360.933	0.000	308.050	
	LCBF3	0.000	482.976	0.000	425.649	
	LCBF4	0.000	466.110	0.000	406.494	

㉠ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	11.375	137.050
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	11.375	204.616
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	11.375	265.585
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	11.375	279.340
	Max							11.375	279.340
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	14.788	225.565
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	14.788	313.402
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	14.788	435.445
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	14.788	418.579
	Max							14.788	435.445

④ 뒷굽

㉡ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN · m/m)	V (kN/m)	M (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	100.717	102.731	139.949	142.748	
	LCBS2	141.867	144.704	179.668	183.261	
	LCBS3	154.750	157.845	195.741	199.656	
	LCBS4	138.568	141.339	181.347	184.974	
계수하중	LCBF1	75.166	76.669	139.243	142.027	
	LCBF2	128.661	131.235	190.877	194.694	
	LCBF3	166.995	170.335	234.439	239.128	
	LCBF4	114.919	117.217	185.056	188.757	

㉠ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	174.638	129.085
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	133.488	87.112
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	137.305	87.915
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	153.487	104.421
	Max							174.638	129.085
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	282.796	224.692
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	229.300	170.126
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	226.871	161.006
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	264.753	202.271
	Max							282.796	224.692

⑤ 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ΦM _n (kN · m)	ΦM _n / M _u
연직벽체	1930	D22-8EA=3096.8	573.127	1519.438	O.K.(2.651)
홍벽	420	D22-8EA=3096.8	187.170	320.216	O.K.(1.711)
압굽	1150	D22-8EA=3096.8	435.445	903.492	O.K.(2.075)
뒷굽	1200	D22-8EA=3096.8	224.692	966.376	O.K.(4.301)

6) 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.711로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

말뚝기초에 대한 검토 결과 최소 안전율 2.187로 나와 안전한 것으로 판단된다.

나. 교대(A2) 구조검토

1) 검토조건

① 일반조건

- ㉠ 하부구조형식 : 역T형 교대
- ㉡ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉢ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉣ 교대총폭 : B=11.855m
- ㉤ 교대총높이 : H=8.000m
- ㉥ 기초형식 : 말뚝기초
- ㉦ SKEW : 90.000°

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ㉡ 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 20.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ㉢ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 19.000\text{kN/m}^3$
- ㉣ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 240.266\text{kN/m}$
- ㉥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 155.436\text{kN/m}$
- ㉦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 뒷채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ㉡ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉢ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 27.200^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉣ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ㉤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.327 (\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트)

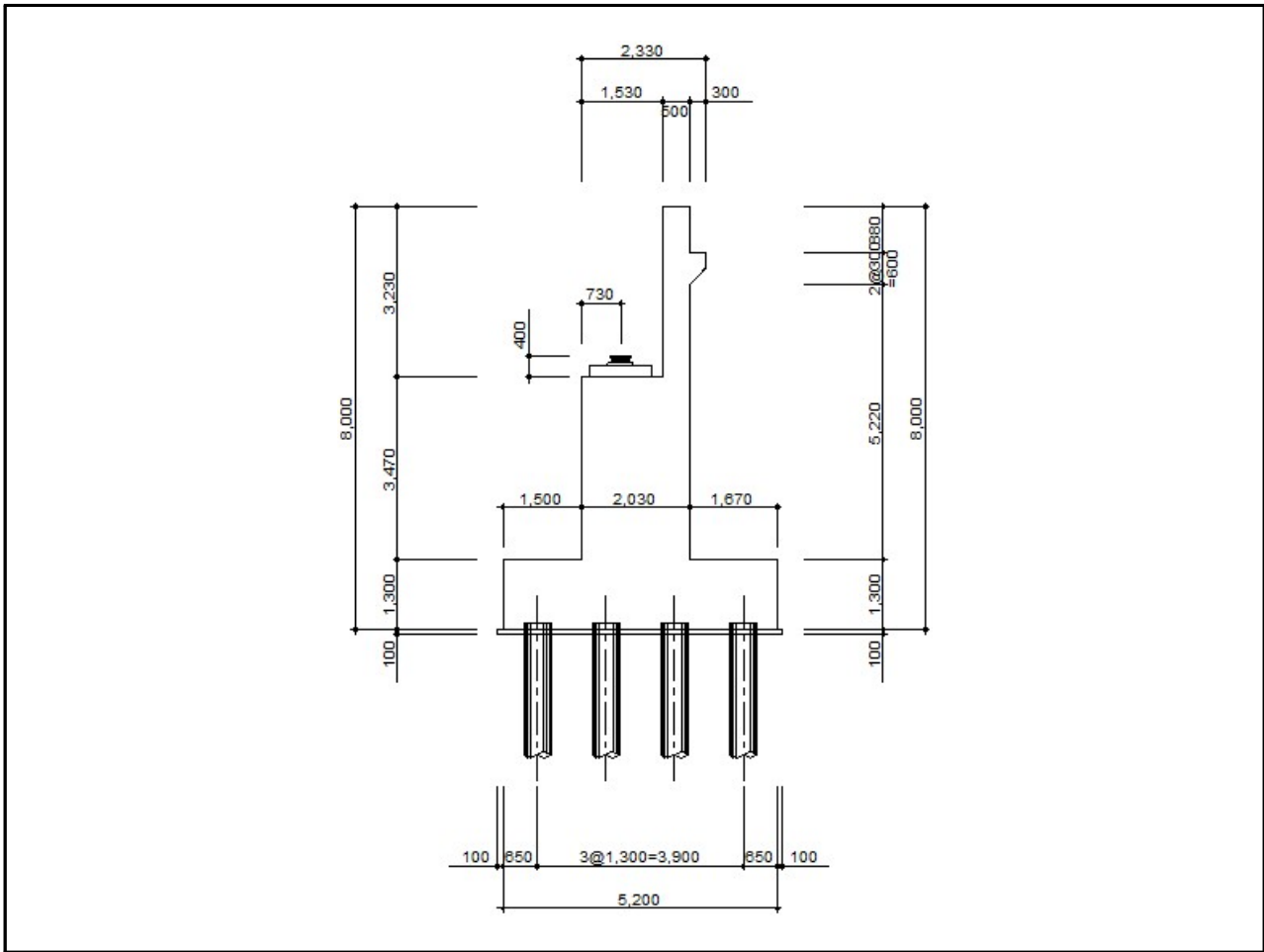
④ 사용재료

- ㉠ 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa
 - 탄성계수(E_c) : 26,986
- ㉡ 철근(SD30)
 - 항복강도(f_y) : 300 MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

- ㉠ 안전성검토 : 허용응력설계법
- ㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-33】 해석단면 (A2)

3) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 교대구체

$$W_c = 15.55\text{m}^2 \times 25.0 = 388.853\text{kN/m}$$

㉡ 뒷채움채

$$W_c = 11.05\text{m}^2 \times 20.0 = 221.080\text{kN/m}$$

② 토압

㉠ 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)

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

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
Ka	0.271	0.251

③ 토압에 의한 하중집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2710 \times 20 \times 8.000^2 \times \cos 0.000$	173.434	2.667	462.490
	배면활하중 토압	$0.2710 \times 10.000 \times 8.000 \times \cos 0.000$	21.679	4.000	86.717

④ 상부구조물 하중

㉠ 상부구조물 하중 집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
연직하중	고정하중	2848.350 / 11.855	240.266	2.230	535.793
	활하중	1842.690 / 11.855	155.436	2.230	346.622
	배면활하중	10.000×1.670	16.700	4.365	72.896
수평하중	온도하중	240.266×0.050	12.013	5.170	62.109

⑤ 하중요약

구 분	V(kN/m)	H(kN/m)	팔길이(m)		Moment(kN/m · m)	
			x	y	Mx	My
교대본체자중	388.853	—	2.641	—	1027.092	—
뒷굽상부토자중	221.080	—	4.374	—	966.909	—
상부고정하중	240.266	—	2.230	—	535.793	—
상부활하중	155.436	—	2.230	—	346.622	—
수평토압	—	173.434	—	2.667	—	462.490
배면활하중	16.700	21.679	4.365	4.000	72.896	86.717
온도하중	—	12.013	—	5.170	—	62.109

⑥ 하중조합

㉠ 사용하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBS1	1	0	0	0	1	0	0	
LCBS2	1	1	0	0	1	0	0	
LCBS3	1	1	1	1	1	0	0	
LCBS4	1	1	1	1	1	1	0	

㉡ 계수하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBF1	1.3	0	0	0	1.7	0	0	
LCBF2	1.3	1.3	0	0	1.7	0	0	
LCBF3	1.3	1.3	2.15	2.15	1.7	0	0	
LCBF4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	0	

D : 자중(구체자중, 뒷굽배면토사) 또는 이에 따른 단면력

Rd : 상부고정하중 또는 이에 따른 단면력

RI : 상부활하중 또는 이에 따른 단면력

LU : 배면활하중(연직하중) 또는 이에 따른 단면력

H : 수평토압(배면활하중 토압 포함) 또는 이에 따른 단면력

G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

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

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

⑦ 하중조합 결과

하 중 조 합		V(kN/m)	H(kN/m)	Mr (kN/m · m)	Mo (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	609.933	173.434	1994.000	462.490	
	LCBS2	850.198	173.434	2529.793	462.490	
	LCBS3	1022.334	195.113	2949.310	549.207	
	LCBS4	1022.334	207.126	2949.310	611.315	
계수하중	LCBF1	792.912	294.837	2592.200	786.232	
	LCBF2	1105.258	294.837	3288.731	786.232	
	LCBF3	1475.349	331.692	4190.692	933.651	
	LCBF4	1329.034	347.309	3834.103	1014.392	

4) 말뚝 검토

① 검토조건

㉠ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
강관말뚝	508	12	2	9.022

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

· 말뚝의 탄성계수 : $E = 205,000\text{MPa}$

· 말뚝의 단면2차 모멘트 : $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.486^4) = 0.0004736\text{m}^4$

② 단위길이당 작용하는 하중

구 분		V(kN/m)	H(kN/m)	e(m)	Mc (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	609.933	173.434	1994.000	462.490	
	LCBS2	850.198	173.434	2529.793	462.490	
	LCBS3	1022.334	195.113	2949.310	549.207	
	LCBS4	1022.334	207.126	2949.310	611.315	
계수하중	LCBF1	792.912	294.837	2592.200	786.232	
	LCBF2	1105.258	294.837	3288.731	786.232	
	LCBF3	1475.349	331.692	4190.692	933.651	
	LCBF4	1329.034	347.309	3834.103	1014.392	

③ Pile 본체 검토

㉠ 휨응력 검토(사용하중)

구 분		V(kN/m)	M (kN/m · m)	f(MPa)	f _{sa} (MPa)	안전율
LCBS1	FIX	259.480	45.625	40.996	140.000	O.K.(3.415)
	HINGE	217.364	32.370	31.229	140.000	O.K.(4.483)
LCBS2	FIX	363.807	43.658	46.672	140.000	O.K.(3.000)
	HINGE	323.508	32.370	38.069	140.000	O.K.(3.678)
LCBS3	FIX	458.433	46.971	54.532	140.000	O.K.(2.567)
	HINGE	415.075	36.416	46.122	140.000	O.K.(3.035)
LCBS4	FIX	479.038	48.840	56.854	140.000	O.K.(2.462)
	HINGE	433.954	38.658	48.531	140.000	O.K.(2.885)

㉡ 전단응력 검토(사용하중)

구 분		H(kN/m)	τ	τ_{sa}	안전율
MAX	평상시	68.208	8.787	80.000	O.K.(9.104)

5) 교대 단면력에 대한 검토

① 연직벽

㉠ 단면력 산정

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 6.700^2 \times \cos 11.667$	110.280	2.233	246.291
	배면활하중 토압	$0.2508 \times 10.000 \times 6.700 \times \cos 11.667$	16.460	3.350	55.140
	온도하중	240.266×0.050	12.013	3.870	46.491

㉠ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	110.280	246.291
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	110.280	246.291
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	126.739	301.431
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	138.753	347.922
	Max							138.753	347.922
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	215.457	512.433
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	231.074	572.872
	Max							231.074	572.872

② 홍벽

㉠ 단면력 산정

구 분	하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN·m/m)
수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 3.230^2 \times \cos 11.667$	25.630	1.077	27.595
윤하중	11.46×0.2508	28.747	2.870	82.505

㉡ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	25.630	27.595
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	25.630	27.595
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	54.377	110.100
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	54.377	110.100
	Max							54.377	110.100
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	43.571	46.912
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	43.571	46.912
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	92.442	187.170
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	92.442	187.170
	Max							92.442	187.170

③ 압굽

㉠ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN · m/m)	V (kN/m)	M (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	0.000	167.442	0.000	140.265	
	LCBS2	0.000	234.764	0.000	208.759	
	LCBS3	0.000	295.826	0.000	267.847	
	LCBS4	0.000	309.122	0.000	280.030	
계수하중	LCBF1	0.000	262.680	0.000	218.632	
	LCBF2	0.000	350.199	0.000	307.674	
	LCBF3	0.000	472.773	0.000	427.059	
	LCBF4	0.000	454.605	0.000	407.130	

㉡ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	11.375	130.879
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	11.375	198.201
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	11.375	259.263
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	11.375	272.559
	Max							11.375	272.559
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	14.788	215.149
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	14.788	302.668
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	14.788	425.241
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	14.788	407.074
	Max							14.788	425.241

④ 뒹굽

㉠ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN · m/m)	V (kN/m)	M (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	107.976	110.135	139.949	142.748	
	LCBS2	148.906	151.884	179.501	183.091	
	LCBS3	163.137	166.400	196.053	199.974	
	LCBS4	147.494	150.444	181.720	185.355	
계수하중	LCBF1	87.421	89.169	139.243	142.027	
	LCBF2	140.630	143.443	190.659	194.473	
	LCBF3	181.471	185.101	235.253	239.958	
	LCBF4	129.687	132.281	185.540	189.251	

㉠ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	RI	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용 하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	167.379	121.680
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	126.449	79.932
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	128.918	79.361
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	144.561	95.316
	Max							167.379	121.680
계수 하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	270.541	212.192
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	217.331	157.918
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	212.395	146.240
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	249.984	187.208
	maxilla							270.541	212.192

⑤ 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ΦM _n (kN · m)	ΦM _n / M _u
연직벽체	1930	D22-8EA=3096.8	572.872	1519.438	O.K.(2.652)
홍벽	420	D22-8EA=3096.8	187.170	320.216	O.K.(1.711)
압굽	1150	D22-8EA=3096.8	425.241	903.492	O.K.(2.125)
뒷굽	1200	D22-8EA=3096.8	212.192	966.376	O.K.(4.554)

⑥ 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.711로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

말뚝기초에 대한 검토 결과 최소 안전율 2.462로 나와 안전한 것으로 판단된다.

다. 교각(P5) 구조검토

1) 검토조건

① 일반사항

- ㉠ 하부구조형식 : T형 교각
- ㉡ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉢ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉣ 기초형식 : 직접기초

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- ㉡ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ㉢ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 기초지반의 N치 : $N = 50$
- ㉡ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.400^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉢ 기초지반의 점착력 : $C = 0.0 \text{ kN/m}^2$
- ㉣ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.6$ ($\tan\phi_b = 0.60$, $C_b = 0$:암과 콘크리트)
- ㉤ 기초지반의 최대 허용지지력 : $Q_a = 700 \text{ kN/m}^2$

④ 사용재료

- ㉠ 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa(기둥, 기초)
 - 탄성계수(E_c) : 26,986MPa(기둥, 기초)
- ㉡ 철근(SD30)
 - 항복강도(f_y) : 300 MPa(기둥, 기초)
 - 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

- ㉠ 안정성검토 : 허용응력설계법
- ㉡ 단면검토 : 강도설계법

② 풍하중

㉠ 상부풍하중

$$B/D = 11.855 / 6.880 = 1.723 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$P_w = 20.119 \times 50.000 / 2 = 502.980 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 0.400 + 6.880 / 2 = 3.840 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_x = P_w \times h = 502.980 \times 3.840 = 1931.443 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉡ 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_{wl} = 1.500 \times 50.000 / 2.0 = 37.500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 0.400 + 2.830 + 1.5 = 4.730 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_{wl} \times h = 37.500 \times 4.730 = 177.375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉢ 하부구조에 작용하는 풍하중

■ 교축방향

$$\circ W_{\text{coping}} = 3.000 \times 2.582 = 7.745 \text{ kN/m}$$

$$\circ W_{\text{column}} = 1.500 \times 3.000 = 4.500 \text{ kN/m}$$

■ 교축직각방향

$$\circ W_{\text{coping}} = 3.000 \times 2.500 = 7.500 \text{ kN/m}$$

$$\circ W_{\text{column}} = 1.500 \times 3.000 = 4.500 \text{ kN/m (풍상측)}$$

③ 온도하중

㉠ 교축직각방향

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

㉡ 교축방향

■ 상부구조 신축에 의한 수평력

$$P_{T1} = 3EI \delta / H^3 = 3 \times 23080000.000 \times 3.976 \times 1EA \times 0.015 / 16.155^3 = 979.450 \text{ kN}$$

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 1.2\text{E}-05 \times 25 \times 50.000 = 0.015 \text{ m} : \text{온도에 의한 신축량}$$

$$H = 16.155 \text{ m}$$

$$I = 3.976 \text{ m}^4$$

■ 교좌장치 마찰에 의한 수평력

$$PT2 = \mu \times Wd = 0.050 \times 2848.350 = 142.418 \text{ kN}$$

$Wd = 2848.350 \text{ kN}$: 전체상부고정하중

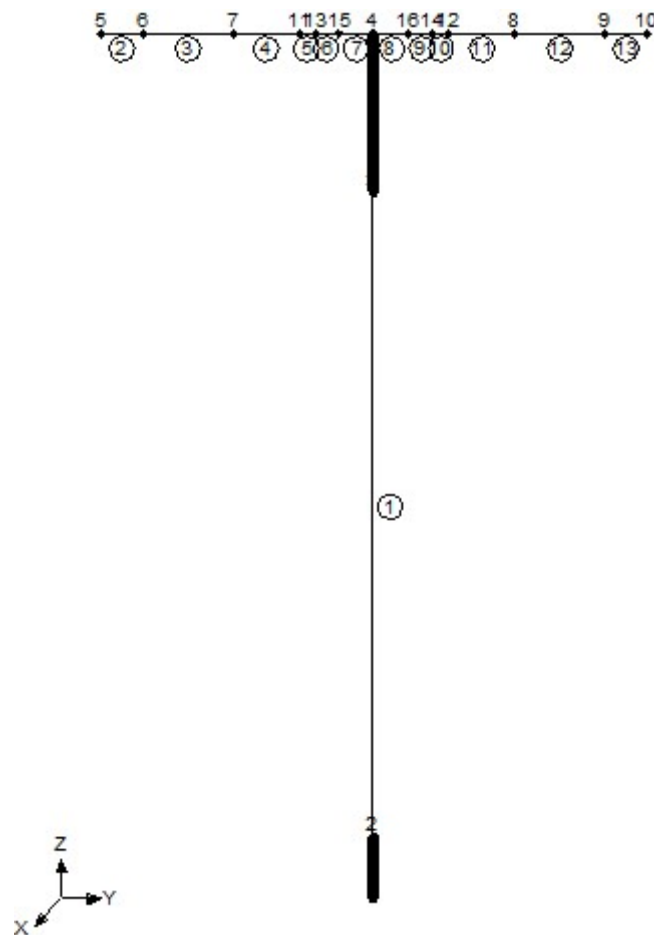
$\mu = 0.050$: Bearing 마찰계수

$$\therefore PT = \min[P_{T1}, P_{T2}] = 142.418 \text{ kN}$$

※ 베어링 개수로 나누어 각 베어링에 재하한다.

4) 모델링

① 구조해석 모델



② 절점정보

Node ID	Y(m)	Z(m)	Node ID	Y(m)	Z(m)
1	0.000	-1.250	2	0.000	0.000
3	0.000	12.955	4	0.000	16.155
5	-5.500	16.155	6	-4.650	16.155
7	-2.850	16.155	8	2.850	16.155
9	4.650	16.155	10	5.500	16.155
11	-1.500	16.155	12	1.500	16.155
13	-1.200	16.155	14	1.200	16.155
15	-0.700	16.155	16	0.700	16.155

③ 단면정보

SectionID	Y(m)			Node ID			Element No
	A (m ²)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	A (m ²)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	
1	7.069	3.976	3.976	7.069	3.976	3.976	1
2	3.750	0.703	1.953	4.653	1.343	2.424	2
3	4.653	1.343	2.424	6.566	3.774	3.420	3
4	6.566	3.774	3.420	8.000	6.827	4.167	4
5	8.000	6.827	4.167	8.000	6.827	4.167	5,6,9,10
6	8.000	682.667	4.167	8.000	682.667	4.167	7,8
7	8.000	6.827	4.167	6.566	3.774	3.420	11
8	6.566	3.774	3.420	4.653	1.343	2.424	12
9	4.653	1.343	2.424	3.750	0.703	1.953	13

④ 하중 조건별 단면력 산출

㉠ 코핑부

위 치		좌측부				우측부			
		내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
구 분		모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
고정하중 (D)		-7370.853	3240.130	0.000	0.000	-8972.757	-3763.610	0.000	0.000
활하중	만재하시	-4561.155	1855.620	0.000	0.000	-4368.474	-1796.040	0.000	0.000
풍하중	W	2190.211	-487.000	-71.607	-33.305	-2151.811	-487.000	-71.607	33.305
	WL	183.706	-44.724	0.000	0.000	-183.706	-44.724	0.000	0.000
온도하중 (GT)		0.000	0.000	-0.768	-0.301	0.000	0.000	-0.768	0.301
건조수축하중 (GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중 (CO)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
원심하중 (CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압 (Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

㉡ 기둥

■ 기둥1 상단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중 (D)		-7483.740	2230.080	0.000	
활하중	만재하시	-3651.660	-264.177	0.000	
풍하중	W	0.000	7158.758	-162.655	
	WL	0.000	594.750	0.000	
온도하중 (GT)		0.000	0.000	-1.926	
건조수축하중 (GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중 (CO)		0.000	0.000	0.000	
원심하중 (CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압 (Q)		0.000	0.000	0.000	

■ 기둥1 하단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-9773.077	2230.080	0.000	
활하중	만재하시	-3651.660	-264.177	0.000	
풍하중	W	0.000	20629.793	-1394.324	
	WL	0.000	1566.375	0.000	
온도하중(GT)		0.000	0.000	-9.725	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		0.000	158.025	0.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	84.917	0.000	

㉡ 기초

■ 기초(기둥1)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각 전단 (kN)
고정하중(D)		-9773.077	2230.080	0.000	0.000	0.000
활하중	만재하시	-3651.660	-264.177	0.000	0.000	0.000
풍하중	W	0.000	20629.793	-1394.324	-96.090	-1040.850
	WL	0.000	1566.375	0.000	0.000	-75.000
온도하중(GT)		0.000	0.000	-9.725	-0.602	0.000
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		0.000	158.025	0.000	0.000	-15.000
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	84.917	0.000	0.000	-39.096

5) 하중조합

① 사용하중 검토시

구 분	D	L+I	W	Q	CF	G	CO	비 고
LS1	1	1	0	0	0	0	0	
LS2	1	1	0	0	0	1	0	
LS3	1	1	0.5	0	0	0	0	
LS4	1	0	1	0	0	0	0	
LS5	1	1	0.5	0	0	1	0	
LS6	1	0	1	0	0	1	0	
LS7	1	1	0	0	0	0	1	
LS8	1	0	0	0	0	0	0	

② 계수하중 검토시

구 분	D	L+I	W	Q	CF	G	CO	비 고
LF1	1.3	2.15	0	0	0	0	0	
LF2	1.3	0	1.3	0	0	0	0	
LF3	1.3	1.3	0.65	0	0	0	0	
LF4	1.3	1.3	0	0	0	1.3	0	
LF5	1.25	0	1.25	0	0	1.25	0	
LF6	1.25	1.25	0.625	0	0	1.25	0	
LF7	1	0	0	0	0	0	0	
LF8	1.3	1.3	0	0	0	0	1.3	
LF9	1.2	0	1.2	0	0	0	1.2	
LF10	1	2.15	0	0	0	0	0	
LF11	1	0	1.3	0	0	0	0	
LF12	1	1.3	0.65	0	0	0	0	
LF13	1	1.3	0	0	0	1.3	0	
LF14	1	0	1.25	0	0	1.25	0	
LF15	1	1.25	0.625	0	0	1.25	0	
LF16	1	0	0	0	0	0	0	
LF17	1	1.3	0	0	0	0	1.3	
LF18	1	0	1.2	0	0	0	1.2	

D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력

6) 위치별 단면력 정리

① 코핑하중조합

㉠ 사용하중

위 치	좌측부				우측부			
	내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
구 분	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
LCBS1	-11932.008	5095.750	0.000	0.000	-13341.231	-5559.650	0.000	0.000
LCBS2	-11932.008	5095.750	-0.768	-0.301	-13341.231	-5559.650	-0.768	0.301
LCBS3	-11932.008	5095.750	0.768	0.301	-13341.231	-5559.650	0.768	-0.301
LCBS4	-10653.196	4807.526	-35.803	-16.653	-14600.843	-5847.874	-35.803	16.653
LCBS5	-13210.820	5383.974	35.803	16.653	-12081.619	-5271.426	35.803	-16.653
LCBS6	-5180.642	2753.130	-71.607	-33.305	-11124.568	-4250.610	-71.607	33.305
LCBS7	-9561.064	3727.130	71.607	33.305	-6820.946	-3276.610	71.607	-33.305
LCBS8	-10653.196	4807.526	-36.571	-16.954	-14600.843	-5847.874	-36.571	16.954
LCBS9	-10653.196	4807.526	-35.036	-16.352	-14600.843	-5847.874	-35.036	16.352
LCBS10	-13210.820	5383.974	35.036	16.352	-12081.619	-5271.426	35.036	-16.352
LCBS11	-13210.820	5383.974	36.571	16.954	-12081.619	-5271.426	36.571	-16.954
LCBS12	-5180.642	2753.130	-72.374	-33.606	-11124.568	-4250.610	-72.374	33.606
LCBS13	-5180.642	2753.130	-70.839	-33.004	-11124.568	-4250.610	-70.839	33.004
LCBS14	-9561.064	3727.130	70.839	33.004	-6820.946	-3276.610	70.839	-33.004
LCBS15	-9561.064	3727.130	72.374	33.606	-6820.946	-3276.610	72.374	-33.606
LCBS16	-11932.008	5095.750	0.000	0.000	-13341.231	-5559.650	0.000	0.000
LCBS17	-7370.853	3240.130	0.000	0.000	-8972.757	-3763.610	0.000	0.000
MAX	13210.820	5383.974	72.374	33.606	14600.843	5847.874	72.374	33.606
MIN	5180.642	2753.130	0.000	0.000	6820.946	3276.610	0.000	0.000

㉔ 계수하중

위 치	좌측부				우측부			
	내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
구 분	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
LCBF1	-19388.592	8201.752	0.000	0.000	-21056.803	-8754.179	0.000	0.000
LCBF2	-6734.835	3579.069	-93.089	-43.297	-14461.938	-5525.793	-93.089	43.297
LCBF3	-12429.383	4845.269	93.089	43.297	-8867.230	-4259.593	93.089	-43.297
LCBF4	-13849.155	6249.784	-46.544	-21.649	-18981.095	-7602.236	-46.544	21.649
LCBF5	-17174.065	6999.166	46.544	21.649	-15706.105	-6852.854	46.544	-21.649
LCBF6	-15511.610	6624.475	-0.998	-0.391	-17343.600	-7227.545	-0.998	0.391
LCBF7	-15511.610	6624.475	0.998	0.391	-17343.600	-7227.545	0.998	-0.391
LCBF8	-6475.802	3441.412	-90.468	-42.008	-13905.710	-5313.263	-90.468	42.008
LCBF9	-6475.802	3441.412	-88.549	-41.256	-13905.710	-5313.263	-88.549	41.256
LCBF10	-11951.330	4658.913	88.549	41.256	-8526.182	-4095.762	88.549	-41.256
LCBF11	-11951.330	4658.913	90.468	42.008	-8526.182	-4095.762	90.468	-42.008
LCBF12	-13316.495	6009.407	-45.714	-21.192	-18251.053	-7309.843	-45.714	21.192
LCBF13	-13316.495	6009.407	-43.795	-20.440	-18251.053	-7309.843	-43.795	20.440
LCBF14	-16513.524	6729.968	43.795	20.440	-15102.024	-6589.282	43.795	-20.440
LCBF15	-16513.524	6729.968	45.714	21.192	-15102.024	-6589.282	45.714	-21.192
LCBF16	-7370.853	3240.130	0.000	0.000	-8972.757	-3763.610	0.000	0.000
LCBF17	-15511.610	6624.475	0.000	0.000	-17343.600	-7227.545	0.000	0.000
LCBF18	-6216.770	3303.756	-85.928	-39.967	-13349.481	-5100.732	-85.928	39.967
LCBF19	-11473.276	4472.556	85.928	39.967	-8185.135	-3981.932	85.928	-39.967
MAX	19388.592	8201.752	93.089	43.297	21056.803	8754.179	93.089	43.297
MIN	6216.770	3240.130	0.000	0.000	8185.135	3763.610	0.000	0.000

㉔ 기둥

■ 기둥1 상단(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-17579.931	2331.123	0.000	0.000	0.000
LCBF2	-9728.862	12205.490	-211.451	-110.760	-1338.948
LCBF3	-9728.862	-6407.282	211.451	110.760	1338.948
LCBF4	-14476.020	7982.042	-105.725	-55.380	-766.974
LCBF5	-14476.020	-2870.694	105.725	55.380	766.974
LCBF6	-14476.020	2555.674	-2.504	-0.783	0.000
LCBF7	-14476.020	2555.674	2.504	0.783	0.000
LCBF8	-9354.675	11736.048	-205.726	-107.253	-1287.450
LCBF9	-9354.675	11736.048	-200.910	-105.748	-1287.450
LCBF10	-9354.675	-6160.848	200.910	105.748	1287.450
LCBF11	-9354.675	-6160.848	205.726	107.253	1287.450
LCBF12	-13919.250	7675.040	-104.067	-54.003	-737.475
LCBF13	-13919.250	7675.040	-99.251	-52.498	-737.475
LCBF14	-13919.250	-2760.283	99.251	52.498	737.475
LCBF15	-13919.250	-2760.283	104.067	54.003	737.475
LCBF16	-7483.740	2230.080	0.000	0.000	0.000
LCBF17	-14476.020	2555.674	0.000	0.000	0.000
LCBF18	-8980.488	11266.606	-195.185	-102.240	-1235.952
LCBF19	-8980.488	-5914.414	195.185	102.240	1235.952
LCBF20	-15334.809	1662.099	0.000	0.000	0.000
LCBF21	-7483.740	11536.466	-211.451	-110.760	-1338.948
LCBF22	-7483.740	-7076.306	211.451	110.760	1338.948
LCBF23	-12230.898	7313.018	-105.725	-55.380	-766.974
LCBF24	-12230.898	-3539.718	105.725	55.380	766.974
LCBF25	-12230.898	1886.650	-2.504	-0.783	0.000
LCBF26	-12230.898	1886.650	2.504	0.783	0.000
LCBF27	-7109.553	11067.024	-205.726	-107.253	-1287.450
LCBF28	-7109.553	11067.024	-200.910	-105.748	-1287.450
LCBF29	-7109.553	-6829.872	200.910	105.748	1287.450
LCBF30	-7109.553	-6829.872	205.726	107.253	1287.450
LCBF31	-11674.128	7006.016	-104.067	-54.003	-737.475
LCBF32	-11674.128	7006.016	-99.251	-52.498	-737.475
LCBF33	-11674.128	-3429.307	99.251	52.498	737.475
LCBF34	-11674.128	-3429.307	104.067	54.003	737.475
LCBF35	-7483.740	2230.080	0.000	0.000	0.000
LCBF36	-12230.898	1886.650	0.000	0.000	0.000
LCBF37	-6735.366	10597.582	-195.185	-102.240	-1235.952
LCBF38	-6735.366	-6583.438	195.185	102.240	1235.952

■ 기둥1 하단(계수하중조합)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1		-20556.070	2441.515	0.000	0.000	-50.825
LCBF2		-12705.001	29828.227	-1812.621	-124.917	-1403.930
LCBF3		-12705.001	-23809.236	1812.621	124.917	1302.280
LCBF4		-17452.159	18111.718	-906.310	-62.459	-824.877
LCBF5		-17452.159	-12779.588	906.310	62.459	723.228
LCBF6		-17452.159	2666.065	-12.643	-0.783	-50.825
LCBF7		-17452.159	2666.065	12.643	0.783	-50.825
LCBF8		-12216.347	28680.987	-1755.061	-120.865	-1349.932
LCBF9		-12216.347	28680.987	-1730.748	-119.360	-1349.932
LCBF10		-12216.347	-22893.496	1730.748	119.360	1252.192
LCBF11		-12216.347	-22893.496	1755.061	120.865	1252.192
LCBF12		-16780.922	17415.114	-883.609	-60.809	-793.151
LCBF13		-16780.922	17415.114	-859.296	-59.304	-793.151
LCBF14		-16780.922	-12288.065	859.296	59.304	695.411
LCBF15		-16780.922	-12288.065	883.609	60.809	695.411
LCBF16		-9773.077	2314.997	0.000	0.000	-39.096
LCBF17		-17452.159	2871.498	0.000	0.000	-70.325
LCBF18		-11727.693	27723.378	-1673.188	-115.308	-1313.935
LCBF19		-11727.693	-21788.126	1673.188	115.308	1184.105
LCBF20		-17624.146	1772.491	0.000	0.000	-50.825
LCBF21		-9773.077	29159.203	-1812.621	-124.917	-1403.930
LCBF22		-9773.077	-24478.260	1812.621	124.917	1302.280
LCBF23		-14520.235	17442.694	-906.310	-62.459	-824.877
LCBF24		-14520.235	-13448.612	906.310	62.459	723.228
LCBF25		-14520.235	1997.041	-12.643	-0.783	-50.825
LCBF26		-14520.235	1997.041	12.643	0.783	-50.825
LCBF27		-9284.424	28011.963	-1755.061	-120.865	-1349.932
LCBF28		-9284.424	28011.963	-1730.748	-119.360	-1349.932
LCBF29		-9284.424	-23562.520	1730.748	119.360	1252.192
LCBF30		-9284.424	-23562.520	1755.061	120.865	1252.192
LCBF31		-13848.999	16746.090	-883.609	-60.809	-793.151
LCBF32		-13848.999	16746.090	-859.296	-59.304	-793.151
LCBF33		-13848.999	-12957.089	859.296	59.304	695.411
LCBF34		-13848.999	-12957.089	883.609	60.809	695.411
LCBF35		-9773.077	2314.997	0.000	0.000	-39.096
LCBF36		-14520.235	2202.474	0.000	0.000	-70.325
LCBF37		-8795.770	27054.354	-1673.188	-115.308	-1313.935
LCBF38		-8795.770	-22457.150	1673.188	115.308	1184.105
일반 축하중 조합	P 최대	20556.070	2441.515	0.000	0.000	50.825
	My 최대	12705.001	-23809.236	1812.621	124.917	1338.948
	Mx 최대	12705.001	29828.227	-1812.621	124.917	1403.930
최소 축하중 조합	P 최소	8795.770	27054.354	-1673.188	115.308	1313.935
	My 최대	9773.077	-24478.260	1812.621	124.917	1338.948
	Mx 최대	9773.077	29159.203	-1812.621	124.917	1403.930

㉞ 기둥하중조합 : 기초

■ 기둥1 기초(사용하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBS1	-13424.737	2050.820	0.000	0.000	-39.096
LCBS2	-13424.737	2050.820	-9.725	-0.602	-39.096
LCBS3	-13424.737	2050.820	9.725	0.602	-39.096
LCBS4	-13424.737	13932.091	-697.162	-48.045	-634.521
LCBS5	-13424.737	-9830.452	697.162	48.045	556.329
LCBS6	-9773.077	22944.790	-1394.324	-96.090	-1079.946
LCBS7	-9773.077	-18314.797	1394.324	96.090	1001.754
LCBS8	-13424.737	13932.091	-706.887	-48.647	-634.521
LCBS9	-13424.737	13932.091	-687.436	-47.443	-634.521
LCBS10	-13424.737	-9830.452	687.436	47.443	556.329
LCBS11	-13424.737	-9830.452	706.887	48.647	556.329
LCBS12	-9773.077	22944.790	-1404.049	-96.692	-1079.946
LCBS13	-9773.077	22944.790	-1384.598	-95.488	-1079.946
LCBS14	-9773.077	-18314.797	1384.598	95.488	1001.754
LCBS15	-9773.077	-18314.797	1404.049	96.692	1001.754
LCBS16	-13424.737	2208.845	0.000	0.000	-54.096
LCBS17	-9773.077	2314.997	0.000	0.000	-39.096
P 최대	13424.737	-9830.452	687.436	47.443	589.980
My 최대	9773.077	22944.790	-1404.049	96.692	1079.946
Mx 최대	9773.077	22944.790	-1404.049	96.692	1079.946
Vx 최대	9773.077	22944.790	-1404.049	96.692	1079.946
Vy 최대	9773.077	22944.790	-1384.598	95.488	1079.946

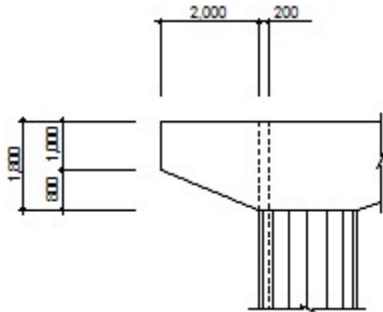
■ 기둥1 기초(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-20556.070	2441.515	0.000	0.000	-50.825
LCBF2	-12705.001	29828.227	-1812.621	-124.917	-1403.930
LCBF3	-12705.001	-23809.236	1812.621	124.917	1302.280
LCBF4	-17452.159	18111.718	-906.310	-62.459	-824.877
LCBF5	-17452.159	-12779.588	906.310	62.459	723.228
LCBF6	-17452.159	2666.065	-12.643	-0.783	-50.825
LCBF7	-17452.159	2666.065	12.643	0.783	-50.825
LCBF8	-12216.347	28680.987	-1755.061	-120.865	-1349.932
LCBF9	-12216.347	28680.987	-1730.748	-119.360	-1349.932
LCBF10	-12216.347	-22893.496	1730.748	119.360	1252.192
LCBF11	-12216.347	-22893.496	1755.061	120.865	1252.192
LCBF12	-16780.922	17415.114	-883.609	-60.809	-793.151
LCBF13	-16780.922	17415.114	-859.296	-59.304	-793.151
LCBF14	-16780.922	-12288.065	859.296	59.304	695.411
LCBF15	-16780.922	-12288.065	883.609	60.809	695.411
LCBF16	-9773.077	2314.997	0.000	0.000	-39.096
LCBF17	-17452.159	2871.498	0.000	0.000	-70.325
LCBF18	-11727.693	27723.378	-1673.188	-115.308	-1313.935
LCBF19	-11727.693	-21788.126	1673.188	115.308	1184.105
P 최대	20556.070	2441.515	0.000	0.000	50.825
My 최대	12705.001	-23809.236	1812.621	124.917	1338.948
Mx 최대	12705.001	29828.227	-1812.621	124.917	1403.930
Vx 최대	12705.001	29828.227	-1812.621	124.917	1403.930
Vy 최대	12705.001	29828.227	-1812.621	124.917	1403.930

7) 부재별 검토

① 코핑설계

㉠ 부재력 요약



$$l_c = w_1 + 0.1 \cdot D = 4.300\text{m}$$

w_1 : 코핑연단에서 기둥 전면까지의 거리

D : 기둥직경

l_c : 코핑 유효 내민 길이

㉡ 내민보 설계

■ 깊은 보 검토

$$L_n/d = 4.728/3.100 = 1.525 < 5.0 \Rightarrow \text{Deep Beam 검토 필요.}$$

㉢ 깊은 보 설계

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M_u (kN · m)	ϕM_n (kN · m)	안전율
깊은 보 휨 검토	2950	D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 = 76243.2	21056.803	54336.126	O.K.(2.580)

㉣ 브라켓 검토

■ 좌측 내민보

$$a / d = 2.364 / 2.950 = 0.801 < 1.0 \Rightarrow \text{브라켓 검토 필요.}$$

$$a = M / V = 19388.592 / 8201.752 = 2.364\text{m}$$

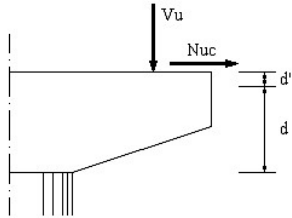
■ 우측 내민보

$$a / d = 2.405 / 2.950 = 0.815 < 1.0 \Rightarrow \text{브라켓 검토 필요.}$$

$$a = M / V = 21056.803 / 8754.179 = 2.405\text{m}$$

㊤ 브라켓 검토

■ 좌측



$$b = 2500.00\text{mm}$$

$$d = 2950.00\text{mm} : \text{브라켓 유효길이}$$

$$d' = 250.00\text{mm} : \text{피복 두께}$$

$$f_{ck} = 24\text{MPa}$$

$$f_y = 300\text{MPa}$$

$$\phi_f = 0.800 : \text{강도감소계수 (휨)}$$

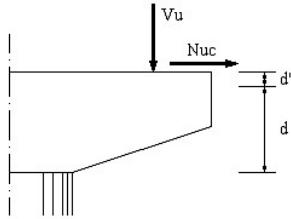
$$\phi_s = 0.800 : \text{강도감소계수 (전단)}$$

$$\mu = 1.400 : \text{전단마찰계수}$$

■ 단면검토

구 분	단 위	관 계 식	결과
브라켓 검토	V_u	kN	코핑하중조합 참고
	M_u	kN · m	코핑하중조합 참고
	a	mm	M_u/V_u
	a/d	—	a/d
단면력	N_{uc}	kN	$0.2 \cdot V_u$
	M_u	kN · m	$V_u \cdot a + N_{uc} \cdot d'$
단면검토	V_n	kN	$0.2 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d/1000$
		kN	$5.6 \cdot b \cdot d/1000$
전단마찰철근량	A_{vf}	mm^2	$V_u/(\phi_s \cdot f_y \cdot \mu)$
인장철근량	A_n	mm^2	$N_{uc}/(\phi_s \cdot f_y)$
휨철근량	A_f	mm^2	$\{(\phi_f \cdot f_y^2)/(1.7 \cdot f_{ck} \cdot b)\} \cdot A_f^2 - (\phi_f \cdot d \cdot f_y) \cdot A_f + M_u = 0$
주철근량	A_{s1}	mm^2	$A_f + A_n$
	A_{s2}	mm^2	$2/3 \cdot A_{vf} + A_n$
	A_{smin}	mm^2	$0.04 \cdot f_{ck}/f_y \cdot b \cdot d$
	A_s	mm^2	$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{smin})$
필요철근량	$reqA_s$	mm^2	$\max(\text{적용 } A_f, A_s)$
사용철근량	$useA_s$	mm^2	1 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2 2 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2 3 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2 4 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2
필요수평철근량	$reqA_h$	mm^2	$0.5 \cdot (A_s - A_n)$
사용수평철근량	$useA_h$	mm^2	D22-6열-5단

■ 우측



$$b = 2500.00\text{mm}$$

$$d = 2950.00\text{mm} : \text{브라켓 유효길이}$$

$$d' = 250.00\text{mm} : \text{피복 두께}$$

$$f_{ck} = 24\text{MPa}$$

$$f_y = 300\text{MPa}$$

$$\phi_f = 0.800 : \text{강도감소계수 (휨)}$$

$$\phi_s = 0.800 : \text{강도감소계수 (전단)}$$

$$\mu = 1.400 : \text{전단마찰계수}$$

■ 단면검토

구 분	단 위	관 계 식	결과
브라켓 검토	V_u	kN	코핑하중조합 참고
	M_u	kN · m	코핑하중조합 참고
	a	mm	M_u/V_u
	a/d	—	a/d
단면력	N_{uc}	kN	$0.2 \cdot V_u$
	M_u	kN · m	$V_u \cdot a + N_{uc} \cdot d'$
단면검토	V_n	kN	$0.2 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d/1000$
		kN	$5.6 \cdot b \cdot d/1000$
전단마찰철근량	A_{vf}	mm^2	$V_u/(\phi_s \cdot f_y \cdot \mu)$
인장철근량	A_n	mm^2	$N_{uc}/(\phi_s \cdot f_y)$
휨철근량	A_f	mm^2	$\{(\phi_f \cdot f_y^2)/(1.7 \cdot f_{ck} \cdot b)\} \cdot A_f^2 - (\phi_f \cdot d \cdot f_y) \cdot A_f + M_u = 0$
	A_{s1}	mm^2	$A_f + A_n$
	A_{s2}	mm^2	$2/3 \cdot A_{vf} + A_n$
	A_{smin}	mm^2	$0.04 \cdot f_{ck}/f_y \cdot b \cdot d$
주철근량	A_s	mm^2	$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{smin})$
	필요철근량	$\text{req}A_s$	$\max(\text{적용 } A_f, A_s)$
	사용철근량	$\text{use}A_s$	$\max(\text{적용 } A_f, A_s)$
			1 단 : D32@100 = 19060.80mm ² 2 단 : D32@100 = 19060.80mm ² 3 단 : D32@100 = 19060.80mm ² 4 단 : D32@100 = 19060.80mm ²
필요수평철근량	$\text{req}A_h$	mm^2	$0.5 \cdot (A_s - A_n)$
사용수평철근량	$\text{use}A_h$	mm^2	D22-6열-5단

㉠ 외측지점부 보 설계

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	안전율
보	2376.25	D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 = 76243.2	6952.173	45781.552	O.K.(6.585)

㉡ 캔틸레버부 종방향 검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	안전율
보	1869.03	D22-24EA+D32-60EA =56942.4	93.089	25175.926	O.K.(270.45)

② 기둥검토

㉢ 부재력 요약

■ 기둥 1

구 분			축력 (kN)		모멘트 (kN · m)				V (kN)	δ (mm)
			장기지 속축력	전체 축력	Top		Bottom			
					Sway	Non Swat	Sway	Non Swat		
일반	P _{max}	교축	12705.001	20556.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		직각			0.000	2331.123	110.391	2331.123	50.825	2.15
	M _{ym} ax	교축	12705.001	12705.001	211.451	0.000	1812621	0.000	124.917	-1.19
		직각			-9306.386	2899.104	-26708.340	2899.104	1338.948	-16.79
	M _{xm} ax	교축	12705.001	12705.001	-211.451	0.000	-1812621	0.000	124.917	1.19
		직각			9306.386	2899.104	26929.123	2899.104	1403.930	22.13
최소	P _{min}	교축	8795.770	8795.770	-195.185	0.000	-1673.188	0.000	115.308	1.10
		직각			8590.510	2007.072	25047.282	2007.072	1313.935	19.92
	M _{ym} ax	교축	9773.077	9773.077	211.451	0.000	1812621	0.000	124.917	-1.19
		직각			-9306.386	2230.080	-26708.340	2230.080	1338.948	-17.40
	M _{xm} ax	교축	9773.077	9773.077	-211.451	0.000	-1812621	0.000	124.917	1.19
		직각			9306.386	2230.080	26929.123	2230.080	1403.930	21.52

■ 설계요약

◦기둥 1

구 분		Pu	δMy	δMx	δMu	CASE
일반조합	Pmax	20556.070	2441.515	0.000	2441.515	LCBF1
	Mymax	12705.001	23809.236	1812.621	23878.134	LCBF3
	Mxmax	12705.001	29828.227	1812.621	29883.251	LCBF2
최소 축력조합	Pmin	8795.770	27054.354	1673.188	27106.044	LCBF37
	Mymax	9773.077	24478.260	1812.621	24545.280	LCBF22
	Mxmax	9773.077	29159.203	1812.621	29215.487	LCBF21

■ 기둥 주철근량 검토

◦기둥 1

구 분	사 용 철 근	조립도
1 단	D32 × 88EA	
2 단	D32 × 82EA	
계	135014.00mm ² - 1.910%	
유효단면적 $A_{eff}=3534291.74$ mm ²	$A_{eff}=P_u / \{ \varphi \cdot 0.80 \cdot (0.85f_{ck} + 0.01f_y) \}$ (단, $A_{eff} > 1/2 \cdot A_g$)	
$P_u = 21776.408 \text{ kN} \leq \varphi P_n = 86994.374 \text{ kN} \dots \text{OK}$ $\delta M_{ux} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq \varphi M_{nx} = 0.001 \text{ kN} \cdot \text{m} \dots \text{OK}$ $\delta M_{uy} = 6524.828 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq \varphi M_{ny} = 32065.122 \text{ kN} \cdot \text{m} \dots \text{OK}$ $\delta M_u = 6524.828 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq \varphi M_n = 32065.122 \text{ kN} \cdot \text{m} \dots \text{OK}$		

③ 기초설계

㉠ 직접기초 안정검토

구분	전도에 대한 검토			활동에 대한 검토			지지력에 대한 검토		
	편심 (m)	허용편심 (m)	안전율	마찰력/ 수평력	허용 안전율	안전율	작용 지지력	허용 지지력	안전율
교축	0.073	1.667	O.K. (22.836)	179.785	1.500	1.5이상	265.846	700.000	O.K. (2.633)
교축직각	1.142	1.667	O.K. (1.460)	16.096	1.500	1.5이상	378.361	700.000	O.K. (1.850)

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

㉡ 기초단면력 검토

위 치	Mu (kN · m)	φ Mn (kN · m)	Mu/ φ Mn	reqAs (mm ²)	useAs(mm ²)		w (mm)	wa (mm)
캔틸레버 (교축)	2497.590	3853.445	64.8%	5511.16	D29@100	6424.00	0.14	0.43
캔틸레버 (교축직각)	3153.349	3853.445	81.8%	6982.06	D29@100	6424.00	0.20	0.43

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

④ 검토 결과

교각 구조물에 대한 안정성 검토 결과 최소 안전율 1.0이상으로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

5.4.3 내진설계 검토

1) 교대

- ① 내진등급 : 내진1등급(가설위치 : 경기도)
- ② 가속도 계수 : $A = 0.14$
- ③ 지반계수 : $S = 1.2$ (지반 II)
- ④ 지진시 안정계산 검토

구 분	연직력(kN)	수평력(kN)	M(저항)	M(전도)
하중	857.12 ^{주1)}	346.90	2544.97 (kN · m)	1095.56 (kN · m)

주1) 기존계산서 3. 작용하중계산 및 안정검토 중 CASE-4 참조

㉠ 전도에 대한 검토

$$\blacksquare F_s = 2544.98 / 1095.57 = 2.32 > 1.2 \quad \text{안정}$$

㉡ 활동에 대한 검토

$$\blacksquare F_s = 285.89 / 346.91 = 0.82 < 1.2 \quad \text{불안정}$$

㉢ 말뚝검토($\phi 508$)(‘말뚝지지력 산정’ 부분 참조)

$$\blacksquare \text{지진시 지지력} = 1197.02 \text{ kN}$$

$$\blacksquare F_s = 1197.02 / 601.32 = 1.991 \quad \text{안정}$$

2) 교각

- ① 교각형식 : T형 교각
- ② 상부형식 : 5경간 STEEL BOX교
- ③ 기초형식 : 직접기초
- ④ 내진조건
 - ㉠ 가속도 계수 : $A = 0.14$
 - ㉡ 내진등급 : 내진1등급
 - ㉢ 지반계수 : $S = 1.2$ (지반 II)
 - ㉣ 응답수정계수(R)
 - 하부구조
 - 교각 = 3.0
 - 연결부분
 - 기초 = 1.5
 - 상부구조와 교대 = 1.0

㉔ 해석방법 : 단일모드 스펙트럼 해석법

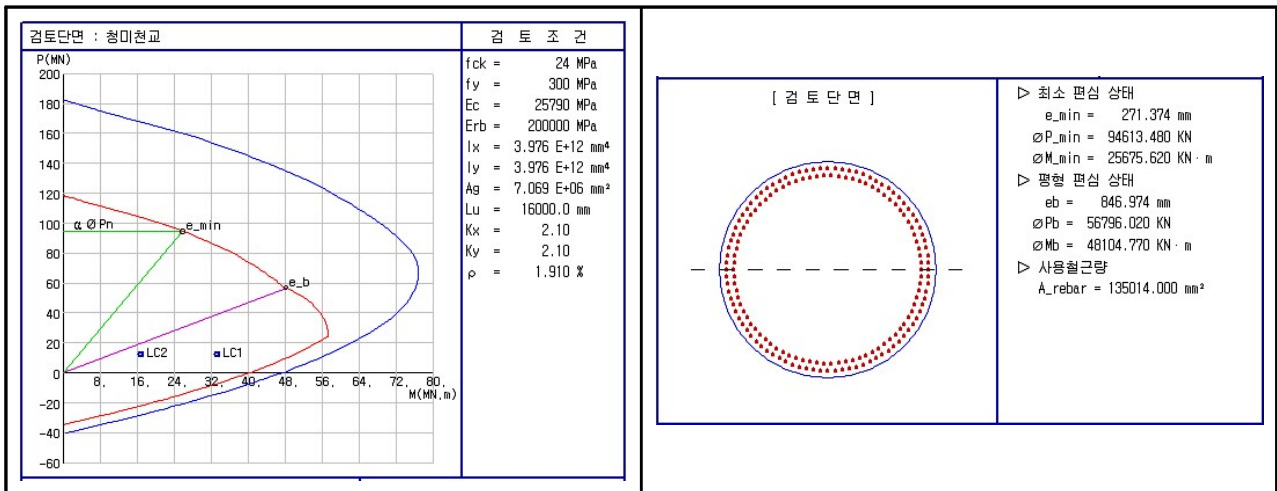
⑤ 단면력 정리 및 검토

구 분		P_u (kN)	ΦP_N (kN)	P_u / P_N	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	$M_u / \Phi M_n$
CASE(4)	교축방향	12210.09 ^{주2)}	20299.78 ^{주3)}	O.K. (1.663)	33059.0 ^{주2)}	54961.95 ^{주3)}	O.K. (1.663)
	교축 직각방향		40797.34 ^{주3)}	O.K. (3.341)	16567.0 ^{주2)}	55354.99 ^{주3)}	O.K. (3.341)

주2) 기준계산서 '4)교각의 설계' 중 5)하중계산 참조

주3) 구조계산 프로그램(RC Mania)을 이용하여 나온 결과 값

⑥ P-M 상관도



3) 하부구조 내진설계 검토결과

교대부 검토결과 내진시 말뚝에 대한 지지력은 확보되어 있다.(안전율 $F_s = 1.991$)

교각부 검토결과 내진시 단면력 검토결과 안전율 1.663으로 구조적으로 안전성을 확보하고 있다.

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 양평방향

가. 상부구조

1) 바닥판 검토결과

청미천교의 바닥판에 대한 안전성 검토 결과, 최소 안전율은 1.148로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

2) 강박스 거더 검토결과

청미천교의 허용응력설계법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하면에 발생하는 최대응력은 허용응력 범위 이내로서 최소 안전율이 1.017로 검토되어 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

한편, 허용응력법에 의한 강박스 거더의 휨응력과 전단응력에 의한 합성응력 검토결과, 최대 부모멘트 및 최대전단력 발생구간인 교각 지점부에서 합성응력이 허용기준치 1.2를 초과하지 않는 것으로 검토되어 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

3) 받침용량 검토결과

청미천교의 받침용량에 대한 검토결과, 교량받침용량은 최대 발생 반력값 보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

나. 하부구조

1) 교대 검토결과

교대의 안전성 검토결과, 강도설계법에 의한 최소 안전율이 1.711로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

2) 교각 검토결과

교각(P6)에 대해서 안전성 검토를 실시한 결과, 최소 안전율은 1.0 이상으로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

5.5.2 마산방향

가. 상부구조

1) 바닥판 검토결과

청미천교의 바닥판에 대한 안전성 검토 결과, 최소 안전율은 1.366으로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

2) 강박스 거더 검토결과

청미천교의 허용응력설계법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하면에 발생하는 최대응력은 허용응력 범위 이내로서 최소 안전율이 1.088로 검토되어 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

한편, 허용응력법에 의한 강박스 거더의 휨응력과 전단응력에 의한 합성응력 검토결과, 최대 부모멘트 및 최대전단력 발생구간인 교각 지점부에서 합성응력이 허용기준치 1.2를 초과하지 않는 것으로 검토되어 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

3) 받침용량 검토결과

청미천교의 받침용량에 대한 검토결과, 교량받침용량은 최대 발생 반력값 보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

나. 하부구조

1) 교대 검토결과

교대의 안전성 검토결과, 강도설계법에 의한 최소 안전율이 1.711로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

2) 교각 검토결과

교각(P5)에 대해서 안전성 검토를 실시한 결과, 최소 안전율은 1.0 이상으로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.