

제5장 시설물의 안전성평가

5.1 개 요

5.2 상부구조 안전성평가

5.3 내하력평가

5.4 하부구조 안전성평가

5.5 안전성평가 결과요약

제5장 시설물의 안전성평가

5.1 개 요

충주IC1교는 총연장 145m, 폭(11.1m)의 3차로 교량으로서, 상부구조형식은 3경간 연속 강박스 거더교($45\text{m} + 55\text{m} + 45\text{m} = 145\text{m}$)으로 구성되어 있다.

하부구조는 상부에서 발생하는 하중과 하부 자체의 하중까지 버틸 수 있는 구조물로, 교대(역T형) 2기와 교각(T형) 2기로 구성되어 있다.

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

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 S1 ~ S3 경간

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스 거더교
- ② 교량연장 : $L = 45\text{m} + 55\text{m} + 45\text{m} = 145\text{m}$
- ③ 교량폭원 : 8.50m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.4\text{m}$, $H = 2.3\text{m} \sim 2.8\text{m}$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0\text{MPa}$
- ㉡ 탄성계수 : $E_c: 27,804\text{MPa}$
- ㉢ 전단탄성계수 : $G_c = 11,781\text{MPa}$

㉔ 허용압축응력 : $f_{ca} = 10.8\text{MPa}$

② 철근(SD400)

㉕ 항복강도 : $f_y = 400.0\text{MPa}$

㉖ 탄성계수 : $E_s = 200,000\text{MPa}$

㉗ 허용압축응력 : $f_{ca} = 180.0\text{MPa}$

㉘ 허용인장응력 : $f_{ta} = 160.0\text{MPa}$

③ 강재

㉙ 주부재 : SM490(준공당시 기호 : SWS490)

㉚ 부부재 : SM400(준공당시 기호 : SWS400)

㉛ 탄성계수 : $E_{st} = 205,000\text{MPa}$

㉜ 전단탄성계수 : $G_{st} = 79,000\text{MPa}$

㉝ 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 : $\ell/b \leq 4.9$ 130-2.21($\ell/b-4.9$) : 4.9 < $\ell/b \leq 30$	175 : $\ell/b \leq 4.1$ 175-3.48($\ell/b-4.1$) : 4.1 < $\ell/b \leq 30$	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 < $\ell/b \leq 25$
	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 : $\ell/b \leq 9.7/K$ 130-1.10(K $\ell/b-9.7$) : 9.7/K < $\ell/b \leq 30$	175 : $\ell/b \leq 8.3/K$ 175-1.74(K $\ell/b-8.3$) : 8.3/K < $\ell/b \leq 30$	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

㉔ 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

㉔ 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, 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 (Girde 2측)

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$0.700 \times 0.230 \times 25 = 4.025$	0.735	2.958	
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.700 \times 25 = 0.613$	0.597	0.365	
③	$0.175 \times 0.300 \times 25 = 1.313$	0.700	0.919	
④	$1/2 \times 0.175 \times 0.12 \times 25 = 0.263$	0.510	0.134	
⑤	$0.205 \times 0.42 \times 25 = 2.153$	0.640	1.378	
⑥	$0.250 \times 0.850 \times 25 = 5.313$	0.425	2.258	
⑦	$1/2 \times 0.050 \times 0.750 \times 25 = 0.469$	0.350	0.164	
⑧	$0.050 \times 0.100 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
⑨	$0.100 \times 0.430 \times 23 = 0.989$	0.215	0.213	포장
⑩	방음벽하중 = 2.382	0.735	1.751	방음벽
계	17.642		10.146	

H1 =	0.700	m
H2 =	0.175	m
H3 =	0.205	m
H4 =	0.250	m
H5 =	0.050	m
H =	0.100	m
H' =	3.500	m
L1 =	0.230	m
L2 =	0.070	m
L3 =	0.120	m
L4 =	0.250	m
L5 =	0.180	m
L6 =	0.750	m
L7 =	0.100	m
L =	0.180	m

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
 트럭의 후륜하중 (P_r) = 96.0kN
 곡선반경 (R) = 350m
 설계속도 = 60km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

운하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.180 + 1.14 = 1.284\text{m}$$

여기서, $X = 0.180\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.18} = 0.373 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.180 \times (1+0.300)}{1.284} = 17.495\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 = (60 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\ = 10.000\text{kN/m}$$

$$M_{co} = H \times h = 10.000 \times 1.100 = 11.000\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} \% = 0.79 \frac{60^2}{350} (\%) = 8.126 (\%)$$

$$P_{cf} = P_r / E \times CF = 96 / 1.284 \times 8.126 / 100 = 6.076 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 6.076 \times 1.800 = 10.937 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 풍하중

$$P_w = 3.0\text{kN/m}^2 \times 4.480\text{m} = 13.440\text{kN/m}$$

$$M_w = 13.440 \times 2.340 = 31.450\text{kN}$$

⑧ 하중조합

㉠ 계수모멘트

- $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{ct} = 65.022 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_w + 1.3 M_{ct} + 1.3 M_{co} = 64.451 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{ct} = 70.593 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 63.114 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 54.074 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

㉡ 사용모멘트

- $M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} = 40.097 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

⑨ 바닥판의 최소두께 ($X \leq 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (280 \cdot X + 180) = (280 \times 0.18 + 180) = 230.4 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 230.4 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 230.4 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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@123 = 1618.6mm²

⑪ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1618.6 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 28.211 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1618.6 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{28.211}{2} \right) = 124.314 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 124.314 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 70.593 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑫ 사용성(균열) 검토

$$\textcircled{㉠} \text{탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 7.193$$

$$\textcircled{㉡} \text{중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.9$$

$$\textcircled{㉢} \text{철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 38.578/[1618.6 \times (240 - 66.9/3)] = 109.489 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{aligned} \textcircled{㉤} \text{인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210/f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210/109.489) - 2.5 \times 52.0 = 589 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{㉥} \text{인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210/109.489) = 575 \text{ mm} \end{aligned}$$

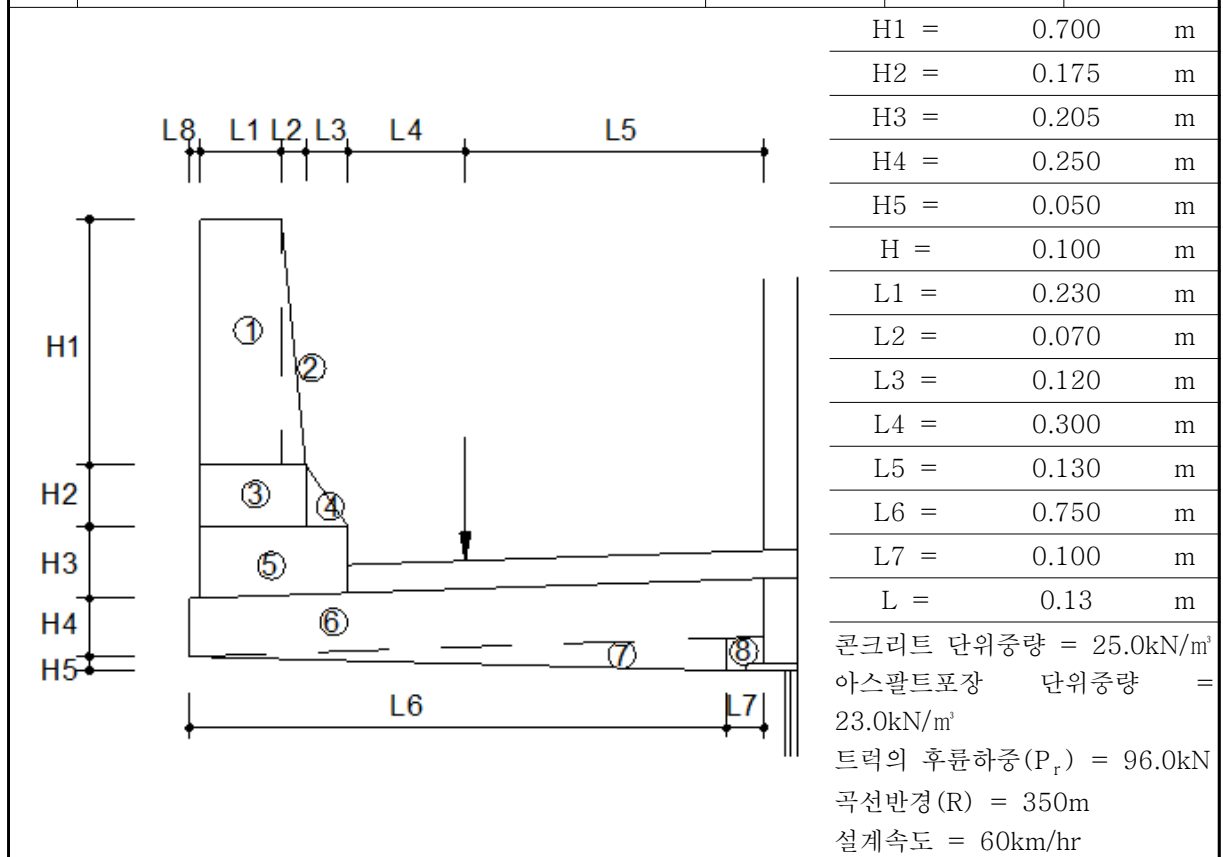
$$\textcircled{㉦} \text{철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 575 \text{ mm}$$

$$\textcircled{㉧} \text{철근 평균간격 } s = 123.0 \text{ mm} \leq s_a = 575 \text{ mm} \text{이므로, } \therefore \text{O.K}$$

2) 캔틸레버부 (Girde 1층)

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$0.700 \times 0.230 \times 25 = 4.025$	0.735	2.958	
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.700 \times 25 = 0.613$	0.597	0.365	
③	$0.175 \times 0.300 \times 25 = 1.313$	0.700	0.919	
④	$1/2 \times 0.175 \times 0.12 \times 25 = 0.263$	0.510	0.134	
⑤	$0.205 \times 0.85 \times 25 = 2.153$	0.640	1.378	
⑥	$0.250 \times 0.850 \times 25 = 5.313$	0.425	2.258	
⑦	$1/2 \times 0.050 \times 0.75 \times 25 = 0.469$	0.350	0.164	
⑧	$0.050 \times 0.100 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
⑨	$0.100 \times 0.130 \times 23 = 0.299$	0.215	0.064	포장
⑩	방음벽하중 = 0.000	0.735	0.000	방음벽
계	14.570		8.246	



② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

운하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.130 + 1.14 = 1.244\text{m}$$

여기서, $X = 0.130\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.130} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.130 \times (1+0.300)}{1.244} = 13.042\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 = (60 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\ = 10.000\text{kN/m}$$

$$M_{co} = H \times h = 10.000 \times 1.100 = 11.000\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} \% = 0.79 \frac{60^2}{350} (\%) = 8.126 (\%)$$

$$P_{cf} = P_r / E \times CF = 96 / 0.130 \times 8.126 / 100 = 6.271 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 6.271 \times 1.800 = 11.288 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 풍하중

$$P_w = 3.0\text{kN/m}^2 \times 0.980\text{m} = 2.940\text{kN/m}$$

$$M_w = 2.940 \times 0.590 = 1.735\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

⑧ 하중조합

㉠ 계수모멘트

- $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{ct} = 53.435 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_w + 1.3 M_{ct} + 1.3 M_{co} = 56.649 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{ct} = 43.477 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 25.177 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 12.975 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

㉡ 사용모멘트

- $M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} = 32.576 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

⑨ 바닥판의 최소두께 ($X \leq 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (280 \cdot X + 180) = (280 \times 0.130 + 180) = 216.4 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 300.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 216.4 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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@126 = 1580.0mm²

⑪ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1580.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.537 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1580.0 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.537}{2} \right) = 121.528 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 121.528 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 56.649 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑫ 사용성(균열) 검토

$$\text{㉠ 탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 7.193$$

$$\text{㉡ 중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.3$$

$$\text{㉢ 철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 32.576/[1580.0 \times (240 - 66.3/3)] = 94.620 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{aligned} \text{㉤ 인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210/f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210/94.620) - 2.5 \times 52.0 = 702 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{㉥ 인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210/94.620) = 666 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{㉦ 철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 666 \text{ mm}$$

$$\text{㉧ 철근 평균간격 } s = 126.0 \text{ mm} \leq s_a = 666 \text{ mm} \text{ 이므로, } \therefore \text{O.K}$$

3) 중앙부

① 고정하중

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

$$\text{아스팔트포장} : 0.100 \text{ m} \times 23.0 \text{ kN/m}^3 = 2.300 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma w_d = 8.550 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{16} = \frac{8.550 \times 2.200^2}{16} = 2.586 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.200m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

㉠ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.200} = 0.355 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

㉡ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.200+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 36.400 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 3600 = 29.120 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} \% = 0.79 \frac{60^2}{350} (\%) = 8.126 (\%)$$

$$P_{cf} = P_r / E \times CF = 96 / 1.886 \times 8.126 / 100 = 4.137 \text{ kN/m}$$

$$E = 2.4L / (L + 0.6) = 1.886 \text{ m}$$

$$M_{cf} = 4.137 \times 1.800 = 7.447 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} = 75.651 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} = 39.153 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot L + 130) = (30 \times 2.20 + 130) = 196.0 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$$

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

⑥ 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

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

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(190.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 105.961 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

㉢ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 105.961 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 75.651 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.193$

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

㉢ 철근응력(f_s) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 39.153/[1588.8 \times (210.0 - 61.5/3)] = 130.032 \text{ MPa}$

㉣ 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 32.00 \text{ mm}$

㉤ 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/130.032) - 2.5 \times 32.00 = 526 \text{ mm}$

㉥ 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/130.032) = 484 \text{ mm}$

㉦ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 484 \text{ mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 484 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

4) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.401로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5-1】 바닥판의 단면검토 결과

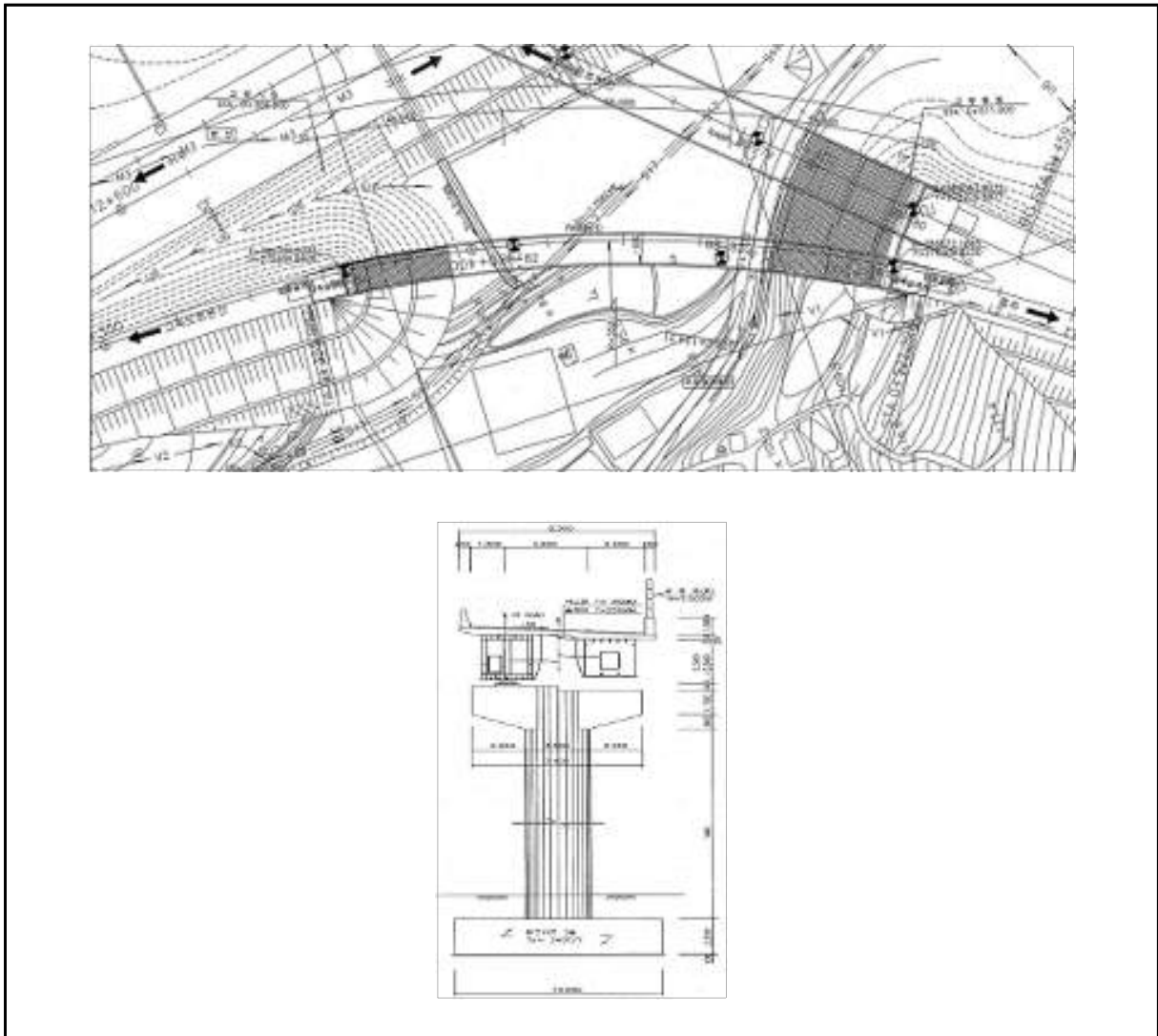
구 분	M_u (kN·m)	ϕM_n (kN·m)	안전율($\phi M_n/M_u$)	검토결과
캔틸레버부(G2측)	70.593	124.314	1.761	O.K
캔틸레버부(G1측)	56.649	121.528	2.145	O.K
중양부	75.651	105.961	1.401	O.K

【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(G2측)	40.097	109.489	240.000	125.000	554.000	O.K
캔틸레버부(G1측)	32.576	94.620	240.000	125.000	669.000	O.K
중양부	39.153	130.032	240.000	125.000	484.000	O.K

다. 강박스 거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5-1】 해석단면

2) 하중 산정

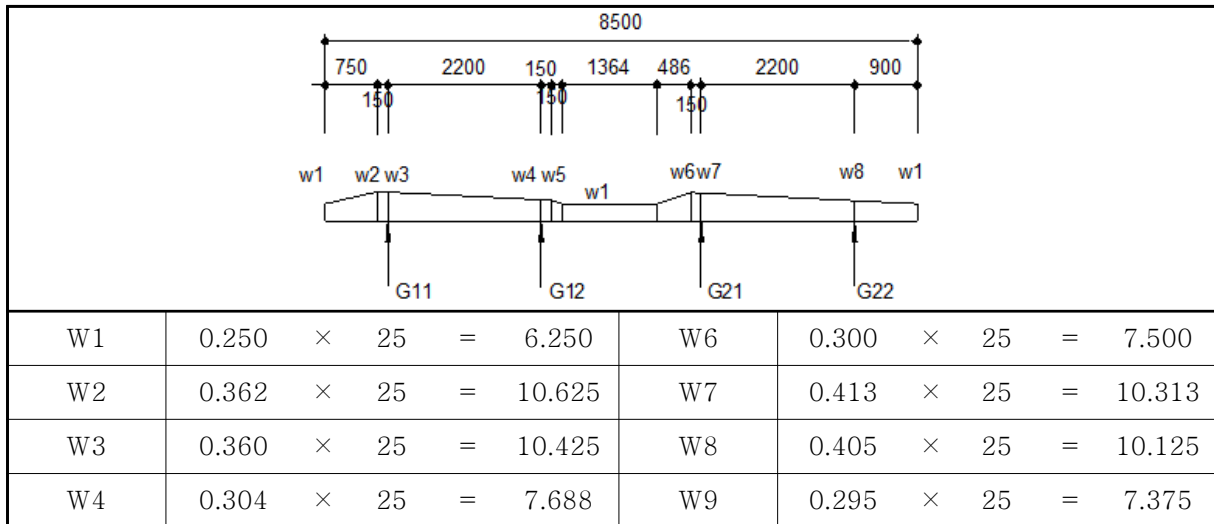
① 합성전 고정하중

㉠ 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

- 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재 자중을 51.1% 할증 적용
- 총 강재중량 / 모델링 강재중량 = 1.511

㉔ 바닥판 자중

■ 횡방향 하중분배



【그림 5-2】 합성전 바닥판 자중 재하도

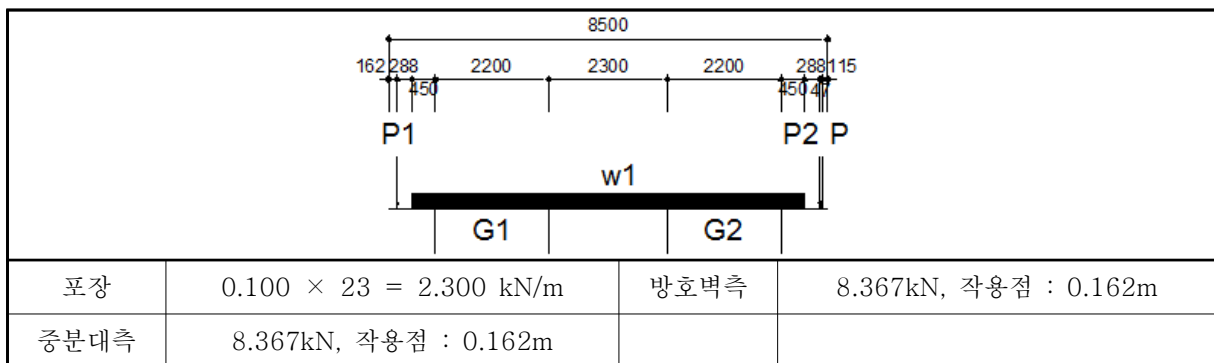
■ 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.200	18.467	16.903	35.370	-1.720	
G2	2.200	18.910	15.155	34.065	-4.131	

② 합성후 고정하중

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

㉕ 횡방향 하중분배



【그림 5-3】 합성후 고정하중 재하도

㉔ 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.200	11.932	5.175	17.107	-7.433	
G2	2.200	5.175	14.314	19.489	10.053	

③ 활하중

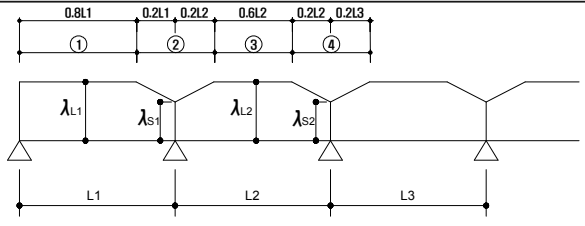
구 분	활하중
• 교 폭	• 8.500m
• 지간장(L)	• 45.000m + 55.000 + 45.000 = 145.000m
• 연석간 교폭(W_c)	• 7.600m
• 설계 차로수(N)	• $6.0\text{m} \leq W_c < 9.1\text{m} \quad \therefore$ 2차로 재하
• 설계 차로폭(W)	• $7.800\text{m} / 2 = 3.800\text{m} > 3.600\text{m}$ 이므로, $\therefore W = 3.600\text{m}$
• 충격계수(i)	• 제1, 3지간 $15 / (40+45) = 0.176 < 0.3 \quad \therefore i = 0.176$ 적용
	• 제2지간 $15 / (40+55) = 0.158 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 적용
	• 제1, 2 내부지점 $15 / \{40+(45.0+55.0)/2\} = 0.166 < 0.3 \quad \therefore i = 0.166$ 적용
• 활하중 크기	표준차로하중(DL-24)
	P_m 108kN
	P_s 156kN
	W_ℓ 12.7kN/m
• 재하방법	표준트럭하중(DB-24)
	P_f 24 kN
	P_r 96 kN
	- 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)

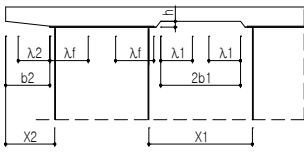
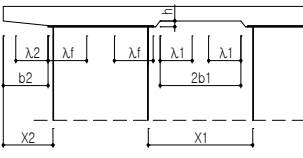
① 플랜지 유효폭

【표 5-3】 플랜지의 유효폭 산정

구 분	플랜지 (m)		비 고
	G1	G2	
제1, 3지간 중양부	2.400	2.400	 상부 : 복부간격 $2b = 2.200\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ 하부 : 복부간격 $2b = 2.200\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ $L_1 = 45.00\text{m}$, $L_2 = 55.00\text{m}$, $L_3 = 45.00\text{m}$,
제1, 2중간 지점부	2.175	2.175	
제2지간 중양부	2.400	2.400	

② 바닥판 유효폭

【표 5-4】 바닥판의 유효폭 산정

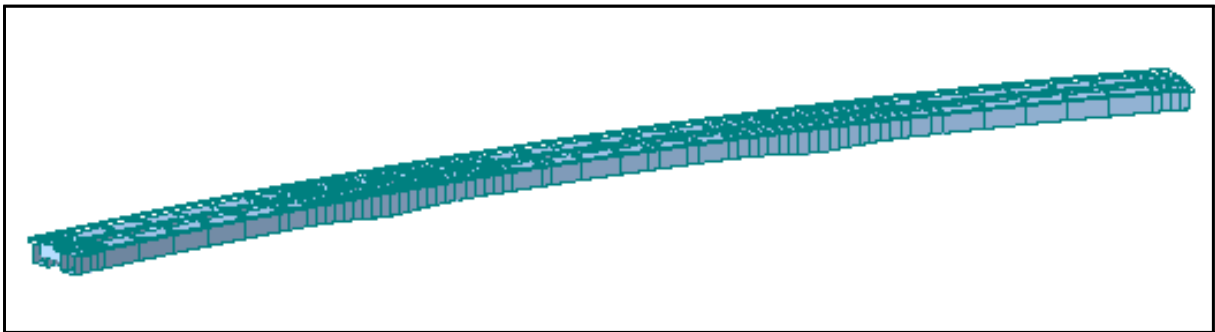
구 분	바닥판 (m)	
	G1	G2
개 요	 $X_1 = 2.300\text{m}$, $X_2 = 0.900\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$	 $X_1 = 2.300\text{m}$, $X_2 = 0.900\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$
제1, 3지간 중양부	4.200	4.200
제1, 2중간 지점부	3.846	3.846
제2지간 중양부	4.200	4.200

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.

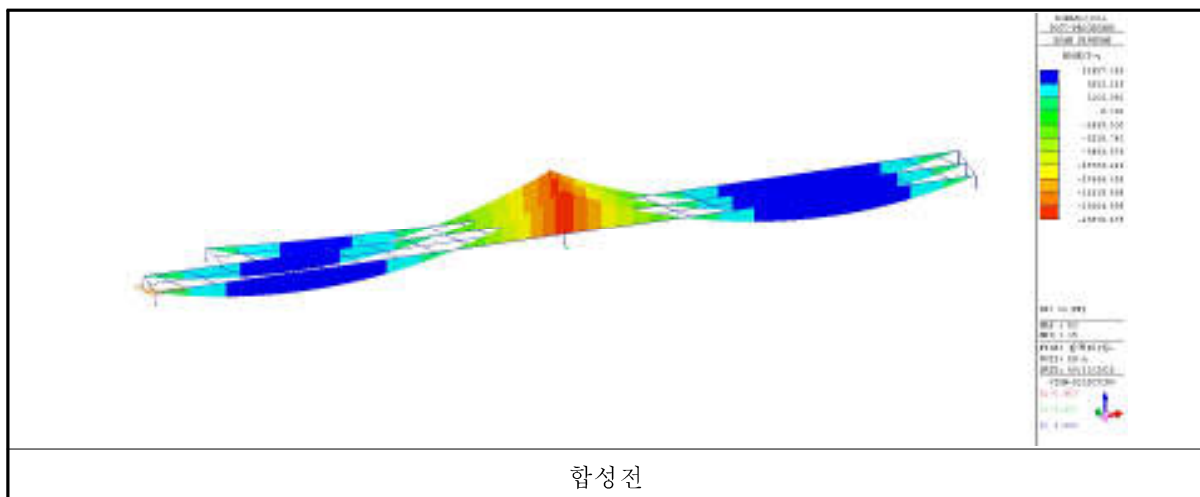


【그림 5-4】 해석모델링

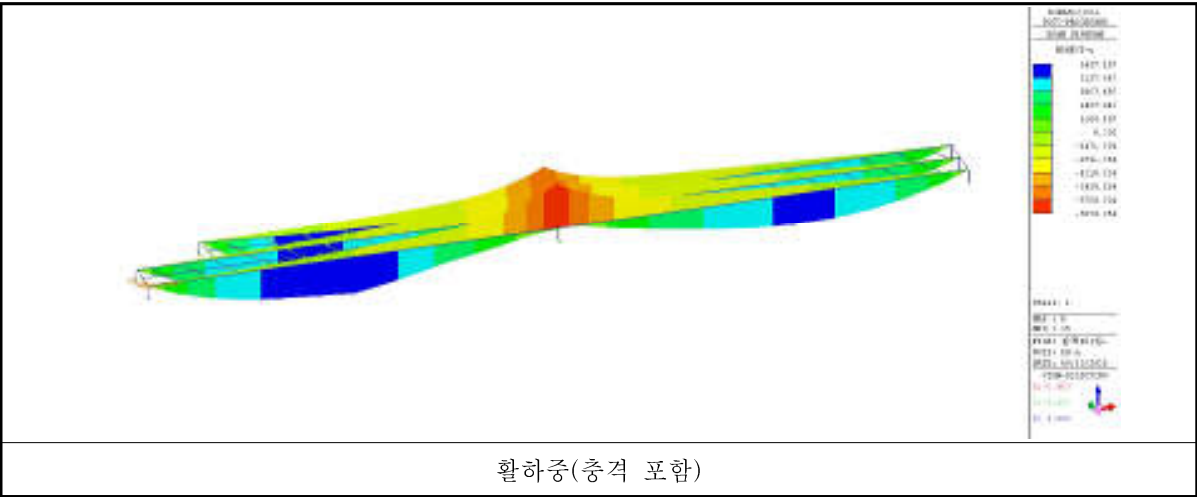
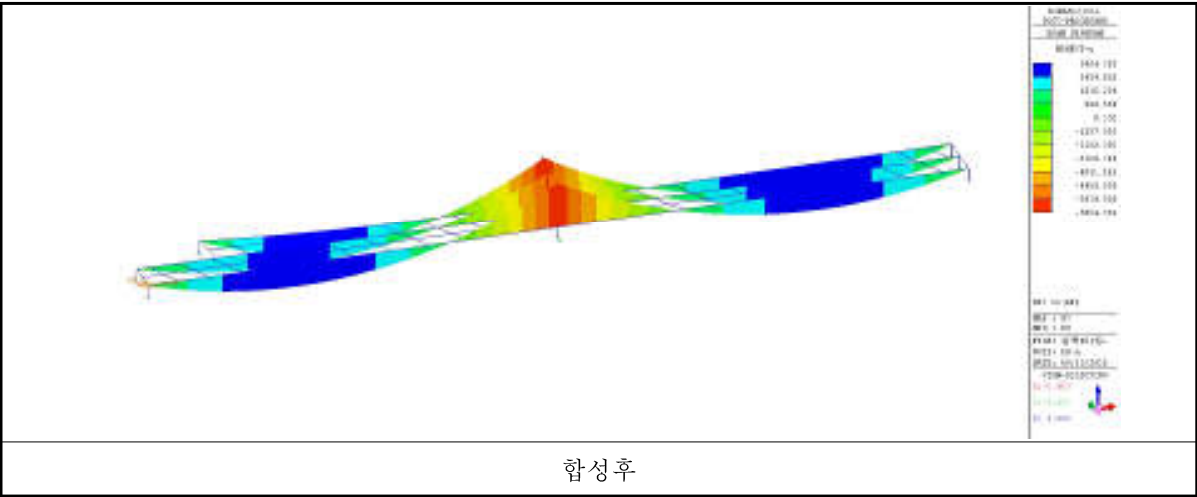
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

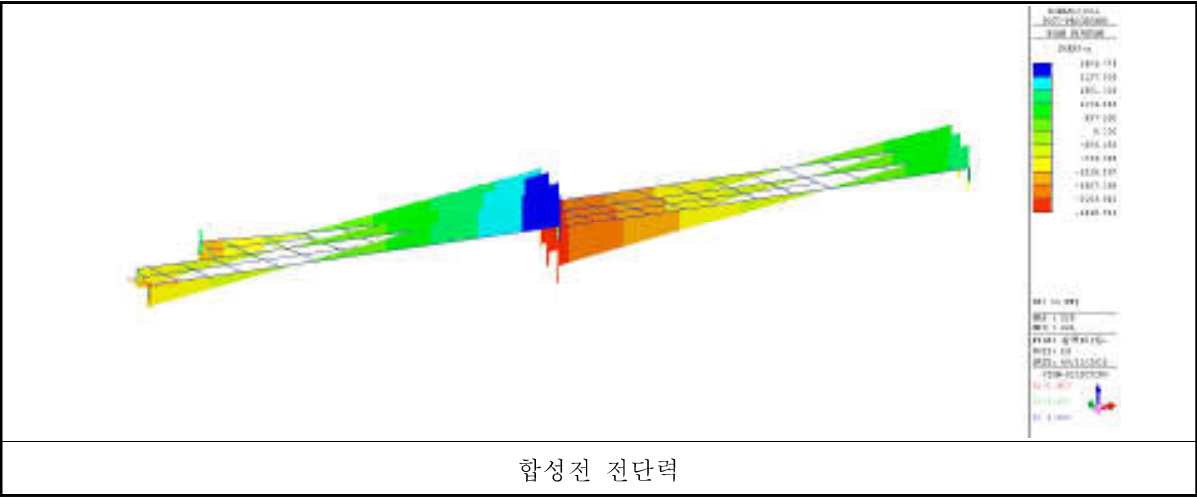


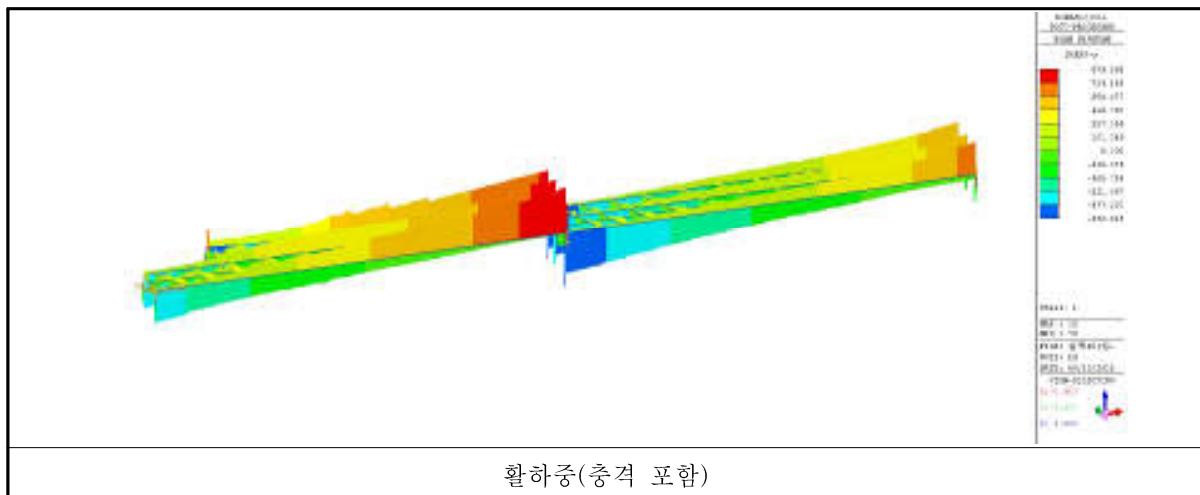
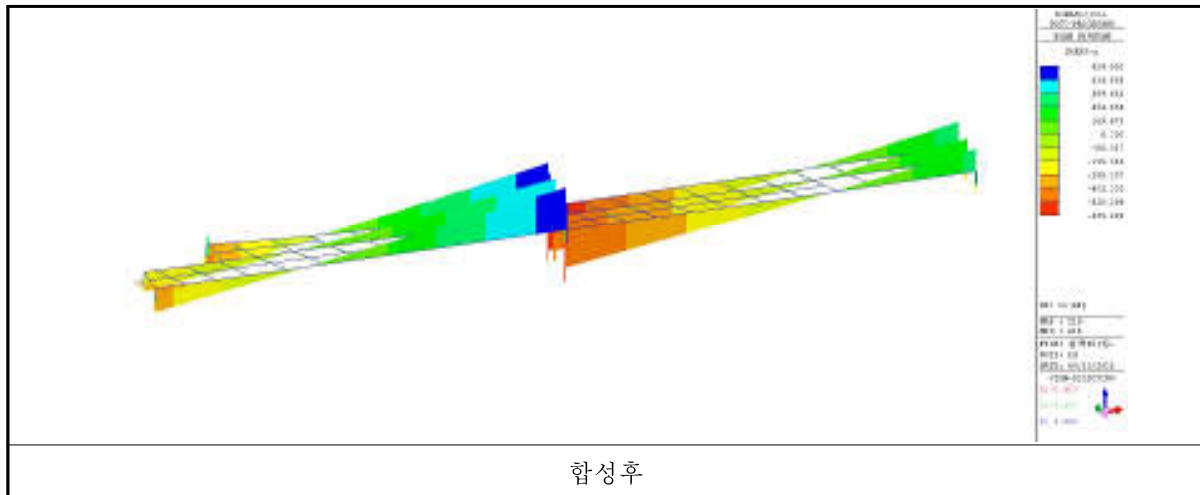
합성전



【그림 5-5】 휨모멘트

㉠ 전단력



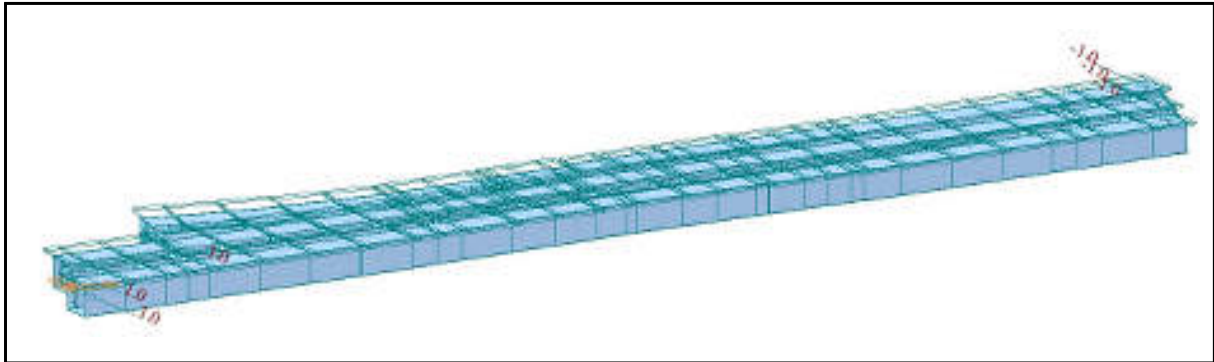


【그림 5-6】 전단력

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

㉠ 경간(S1~S3) 정모멘트부

【표 5-5】 경간(S1~S3) 정모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
S1	휨모멘트(kN · m)	6460.390	2290.140	3564.710	12315.240
	전단력(kN)	-3.540	-1.210	187.870	183.120
	비틀림모멘트(kN · m)	7.160	1.570	121.920	130.650
S2	휨모멘트(kN · m)	5151.080	1755.360	3582.560	10489.000
	전단력(kN)	-0.230	-0.080	229.620	229.310
	비틀림모멘트(kN · m)	-2.760	-0.150	165.850	162.940

㉡ 지점부(P1) 부모멘트부

【표 5-6】 지점부(P1~P2) 부모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
P1	휨모멘트(kN · m)	-14660.340	-4835.120	-5395.030	-24890.490
	전단력(kN)	-1471.160	-460.300	-676.600	-2608.060
	비틀림모멘트(kN · m)	-19.290	13.940	-368.680	-374.030

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	하중종류5	건조수축
하중종류2	합성후 고정하중	하중종류6	온도차
하중종류3	활하중	하중종류7	풍하중
하중종류4	크리프		

① 경간(S1) 정모멘트부

㉠ S1-G1(단면-150)

■ 휨응력

【표 5-7】 경간(S1) 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	60.729	-66.547	190.000	190.000	3.129	2.855
1+2+3	74.937	-123.542	190.000	190.000	2.535	1.538
1+2+3+4	80.680	-122.519	218.500	190.000	2.708	1.551
1+2+3+4+5	100.985	-119.465	218.500	190.000	2.164	1.590
1+2+3+4+5+6	116.092	-116.009	247.000	218.500	2.128	1.883
1+2+3+4+5-6	85.877	-122.921	247.000	218.500	2.876	1.778
1+2+3+4+5+7	101.658	-122.166	237.500	237.500	2.336	1.944
1+2+3+4+5+6+7	116.765	-118.710	256.500	256.500	2.197	2.161
1+2+3+4+5-6+7	86.550	-125.622	256.500	256.500	2.964	2.042

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

■ 전단 및 비틀림

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

$$= 5.563 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ 합성응력의 검토

◦ 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{116.092}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{5.563}{110.000}\right)^2 = 0.221 + 0.003 = 0.223 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-123.542}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{5.563}{110.000}\right)^2 = 0.423 + 0.003 = 0.425 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ S2-G2(단면-180)

■ 휨응력

【표 5-8】 경간(S2) 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	48.421	-53.060	190.000	190.000	3.924	3.581
1+2+3	61.013	-105.712	190.000	190.000	3.114	1.797
1+2+3+4	63.959	-101.349	218.500	190.000	3.416	1.875
1+2+3+4+5	76.184	-82.357	218.500	190.000	2.868	2.307
1+2+3+4+5+6	88.091	-65.913	247.000	218.500	2.804	3.315
1+2+3+4+5-6	64.277	-98.801	247.000	218.500	3.843	2.212
1+2+3+4+5+7	76.636	-84.246	237.500	237.500	3.099	2.819
1+2+3+4+5+6+7	88.543	-67.802	256.500	256.500	2.897	3.783
1+2+3+4+5-6+7	64.729	-100.689	256.500	256.500	3.963	2.547

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

■ 전단 및 비틀림

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

$$= 16.789 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ 합성응력의 검토

◦ 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{88.091}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{6.917}{110.000}\right)^2 = 0.127 + 0.004 = 0.131 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-105.712}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{6.917}{110.000}\right)^2 = 0.310 + 0.004 = 0.314 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ S3-G2(단면-95)

■ 휨응력

【표 5-9】 경간(S3) 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	44.854	-41.393	190.000	190.000	4.236	4.590
1+2+3	57.309	-94.419	190.000	190.000	3.315	2.012
1+2+3+4	61.211	-93.569	218.500	190.000	3.570	2.031
1+2+3+4+5	84.418	-89.204	218.500	190.000	2.588	2.130
1+2+3+4+5+6	100.693	-84.824	247.000	218.500	2.453	2.576
1+2+3+4+5-6	68.143	-93.584	247.000	218.500	3.625	2.335
1+2+3+4+5+7	84.460	-89.381	237.500	237.500	2.812	2.657
1+2+3+4+5+6+7	100.735	-85.001	256.500	256.500	2.546	3.018
1+2+3+4+5-6+7	68.185	-93.760	256.500	256.500	3.762	2.736

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

■ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.183 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ 합성응력의 검토

◦ 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{100.693}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{11.183}{110.000}\right)^2 = 0.166 + 0.010 = 0.177 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-94.419}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.183}{110.000}\right)^2 = 0.247 + 0.010 = 0.257 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 지점부 부모멘트부

㉠ P1-G1(단면-19)

■ 휨응력

【표 5-10】 지점(P1) 부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-88.100	78.392	190.00	190.00	2.157	2.424
1+2+3	-153.870	142.755	190.00	190.00	1.235	1.331
1+2+3+4	-159.583	134.339	190.00	190.00	1.191	1.414
1+2+3+4+5	-149.660	149.517	190.00	190.00	1.270	1.271
1+2+3+4+5+6	-135.462	168.807	218.50	218.50	1.613	1.294
1+2+3+4+5-6	-163.857	130.227	218.50	218.50	1.333	1.678
1+2+3+4+5+7	-156.822	156.526	256.50	256.50	1.636	1.639
1+2+3+4+5+6+7	-142.624	175.816	256.50	256.50	1.798	1.459
1+2+3+4+5-6+7	-171.020	137.236	256.50	256.50	1.500	1.869

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

■ 전단 및 비틀림

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

$$= 21.671 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

■ 합성응력의 검토

◦ 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-159.583}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{21.671}{110.000}\right)^2 = 0.705 + 0.039 = 0.744 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

◦ 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{149.517}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{21.671}{110.000}\right)^2 = 0.619 + 0.039 = 0.658 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

7) 강박스 거더의 안전성 검토결과

① 휨응력

【표 5-11】 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	100.985	-123.542	218.500	190.000	2.128	1.538	O.K
	S2-G2	88.091	-105.712	247.00	-190.00	2.804	1.797	O.K
부모멘트부	P1	-159.583	149.517	190.00	190.00	1.191	1.271	O.K

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

② 전단응력

【표 5-12】 강박스 거더의 전단응력 검토결과

구 분		전 단 응 력		안전율	검토결과
		작용응력(MPa)	허용응력(MPa)		
정모멘트부	S1-G2	5.563	110.000	19.774	O.K
	S2-G2	6.917	110.000	15.903	O.K
부모멘트부	P1	21.671	110.000	5.076	O.K

허용응력법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하연에 발생하는 최대응력은 허용응력 이내(휨응력 : 1.191, 전단응력 : 5.076)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 0.131~0.744 사이로 허용기준치 1.2를 넘지 않은 것으로 검토되었다. 실제 교량의 현장여건을 고려한 공용차로(1차로~3차로 재하)에 의한 합성응력을 검토한 결과 허용기준치인 1.2에 만족하는 것으로 분석되었으며, 현장조사를 통한 비파괴시험 및 외관조사결과 지점부 강박스 거더의 특이손상은 발생되지 않은 양호한 상태로 판단된다.

라. 교량받침용량 검토

【표 5-13】 교량받침용량 검토

구 분		합성전고정하중 (kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	받침 용량 (kN)	검토 결과
		Steel	Concrete					
A1	Sh01	277.306	643.511	287.902	673.536	1882.255	3000	O.K
	Sh02	228.057	456.122	292.759	600.019	1576.957	3000	O.K
P1	Sh01	1000.075	2010.098	911.081	1383.161	5304.415	9000	O.K
	Sh02	1028.903	1857.546	1124.859	1405.055	5416.363	9000	O.K
P2	Sh01	999.7	2009.351	910.563	1375.557	5295.171	9000	O.K
	Sh02	1028.101	1855.672	1124.005	1401.791	5409.569	9000	O.K
A2	Sh01	276.647	641.882	287.227	667.822	1873.578	3000	O.K
	Sh02	228.178	456.33	292.699	600.048	1577.255	3000	O.K

주) 반력 발생방향이 하향을 정(+), 상향을 부(-)로 표기함.

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.

가. 허용응력법에 의한 내하력평가

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

$$\textcircled{2} \text{ 기본 내하력(P)} = \text{RF} \times P_r$$

여기서, f_a : 실측 허용응력

f_{ps} : 프리스트레스에 의한 응력

f_d : 실측 고정하중에 의한 응력

f_{cs} : 크리프/건조수축에 의한 응력

f_ℓ : 설계 활하중에 의한 응력

P_r : 설계 활하중(DB, DL하중)

i : 이론 충격계수

P : 기본 내하력

나. 강도설계법에 의한 내하력평가

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

$$\textcircled{2} \text{ 기본 내하력(P)} = \text{RF} \times P_r$$

여기서, ϕ : 실측 허용응력

γ_d : 고정하중 계수(1.30)

M_n : 극한 저항모멘트

γ_ℓ : 활하중 계수(2.15)

M_d : 실측 고정하중에 의한 모멘트

P_r : 설계 활하중(DB, DL하중)

M_ℓ : 설계 활하중에 의한 모멘트

P : 기본 내하력

i : 이론 충격계수

다. 강박스 거더

【표 5-14】 허용응력법에 의한 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S1-G2 정모멘트 최대	상연	65.486	9.451	190.000	13.175	DB-24이상
	하연	-85.629	-37.914	-190.000	2.753	"
S2-G2 정모멘트 최대	상연	51.870	9.142	190.000	15.109	"
	하연	-67.483	-38.229	-190.000	3.205	"
S1-G2 부모멘트 최대	상연	-113.855	-40.015	-190.000	1.903	"
	하연	103.596	39.159	190.000	2.206	"

【표 5-15】 강도설계법에 의한 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도(kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하율 (RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (G2측)	124.314	1.3	10.146	2.15	17.495	2.954	DB-24 이상
캔틸레버부 (G1측)	121.528	1.3	8.246	2.15	13.042	3.952	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	2.586	2.15	29.120	1.639	"

라. 검토결과

강박스거더와 바닥판 내하력평가 결과 기본내하력(P)는 DB-24 이상을 확보하였다.

마. 기 진단결과와의 비교 · 분석

1) 강박스 거더 내하력평가 결과

금회 강박스 거더는 허용응력법에 의해 내하력을 평가하였으며 2012년 정밀안전진단 결과와 금회 내하력평가 결과를 비교하여 수록하였으며, 기본내하력의 변화는 없는 것으로 분석되었다.

① 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-16】 2012년 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분			응력 (MPa)			기본내하율 (RF)	기본내하력
			고정하중	활하중	허용응력		
거더 G1	제1지간 중앙부	상연	65.486	9.451	190.000	13.175	DB-24이상
		하연	-85.629	-37.914	-190.000	2.753	"
	제2지간 중앙부	상연	51.870	9.142	190.000	15.109	"
		하연	-67.483	-38.229	-190.000	3.205	"
	제1지간 지점부	상연	-113.855	-40.015	-190.000	1.903	"
		하연	103.596	39.159	190.000	2.206	"

② 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-17】 금회 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력 (MPa)			기본내하율 (RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S1- G2 정모멘트 최대	상연	65.486	9.451	190.000	13.175	DB-24이상
	하연	-85.629	-37.914	-190.000	2.753	"
S2-G2 정모멘트 최대	상연	51.870	9.142	190.000	15.109	"
	하연	-67.483	-38.229	-190.000	3.205	"
S1-G2 부모멘트 최대	상연	-113.855	-40.015	-190.000	1.903	"
	하연	103.596	39.159	190.000	2.206	"

2) 바닥판 내하력평가 결과

금회 바닥판은 강도설계법에 의해 내하력을 평가하였으며 2012년 정밀안전진단 결과와 금회 내하력평가 결과를 비교하여 수록하였으며, 기본내하력의 변화는 없는 것으로 분석되었다.

① 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-18】 2012년 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도 (kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하율 (RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (G2측)	124.314	1.3	10.146	2.15	17.495	2.954	DB-24 이상
캔틸레버부 (G1측)	122.167	1.3	8.246	2.15	13.042	3.975	
중앙부 바닥판	105.961	1.3	2.586	2.15	29.120	1.639	"

② 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-19】 금회 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도 (kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하율 (RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (G2측)	124.314	1.3	10.146	2.15	17.495	2.954	DB-24 이상
캔틸레버부 (G1측)	122.167	1.3	8.246	2.15	13.042	3.975	
중앙부 바닥판	105.961	1.3	2.586	2.15	29.120	1.639	"

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, 상부 하중, 발생한 손상 등을 감안하여 교대, 교각에 대해서 도로교 설계기준(2010)에 따라 하부구조 안전성 검토를 실시하였다.(자세한 계산과정은 부록 참조)

5.4.1 교대(A1) 구조검토

가. 검토조건

- ① 일반조건
- ② 하부구조형식 : 역T형 교대
- ③ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ④ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ⑤ 교대총폭 : $B=12.906\text{m}$
- ⑥ 교대총높이 : $H=11.860\text{m}$
- ⑦ 기초형식 : 말뚝기초
- ⑧ SKEW : 20.000°

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ② 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 10.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ③ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$
- ④ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ⑤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 216.260\text{kN/m}$
- ⑥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 209.502\text{kN/m}$
- ⑦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

3) 지반조건

- ① 뒷채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ② 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ③ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ④ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ⑤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.327$ ($\tan(2/3\phi_2)$) : 흙과 콘크리트

4) 사용재료

① 콘크리트

㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa

㉡ 탄성계수(E_c) : 26,986

② 철근(SD30)

㉠ 항복강도(f_y) : 300 MPa

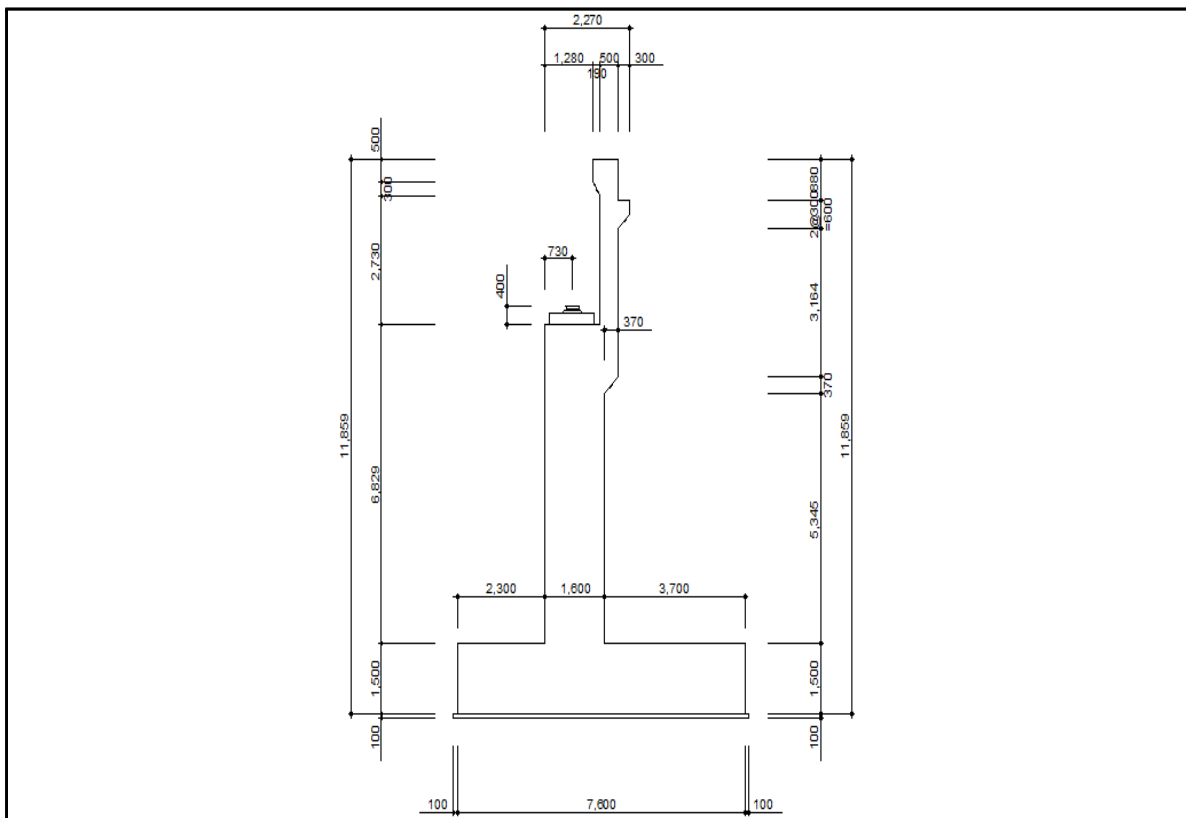
㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

5) 설계방법

① 안전성검토 : 허용응력설계법

② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5-8】 해석단면(A1)

1) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 교대구체

$$W_c = 24.83\text{m}^2 \times 25.0 = 620.763\text{kN/m}$$

㉡ 뒷채움채

$$W_c = 36.41\text{m}^2 \times 20.0 = 728.131\text{kN/m}$$

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	$1/2 \times 0.2710 \times 20 \times 11.859^2 \times \cos 0.000$	381.109	3.953	1506.525
	배면활하중 토압	$0.2710 \times 10.000 \times 11.859 \times \cos 0.000$	32.137	5.930	190.555

④ 상부구조물 하중

㉠ 상부구조물 하중 집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
연직하중	고정하중	3373.650 / 15.600	216.260	3.030	655.267
	활하중	3268.230 / 15.600	209.502	3.030	634.791
	배면활하중	10.000×3.330	33.300	5.935	197.636
수평하중	온도하중	216.260×0.050000	10.813	8.729	94.387

⑤ 하중요약

구 분	V(kN/m)	H(kN/m)	팔길이(m)		Moment(kN/m · m)	
			x	y	Mx	My
교대본체자중	620.763	—	3.516	—	2182.388	—
뒷굽상부토자중	728.131	—	5.837	—	4249.974	—
상부고정하중	216.260	—	3.030	—	655.267	—
상부활하중	209.502	—	3.030	—	634.791	—
수평토압	—	381.109	—	3.953	—	1506.525
배면활하중	33.300	32.137	5.935	5.930	197.636	190.555
온도하중	—	10.813	—	8.729	—	94.387

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	

㉔ 계수하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비 고
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, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

㉕ 하중조합 결과

하 중 조 합		V(kN/m)	H(kN/m)	Mr (kN/m · m)	Mo (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	1348.895	381.109	6432.362	1506.525	
	LCBS2	1565.154	381.109	7087.628	1506.525	
	LCBS3	1807.956	413.246	7920.055	1697.079	
	LCBS4	1565.154	381.109	7087.628	1506.525	
계수하중	LCBF1	1753.563	647.886	8362.070	2561.092	
	LCBF2	2034.701	647.886	9213.917	2561.092	
	LCBF3	2556.725	702.518	11003.634	2885.035	
	LCBF4	2350.343	716.575	10296.071	3007.738	

2) 안정검토

① 전도에 대한 안정검토

하 중 조 합	$\sum Mr$ (kN · m/m)	$\sum Mo$ (kN · m/m)	SF = $\sum Mr / \sum Mo$	비 고
LCBS1	6432.362	1506.525	4.270 > 2.0	O.K.
LCBS2	7087.628	1506.525	4.705 > 2.0	O.K.
LCBS3	7920.055	1697.079	4.667 > 2.0	O.K.
LCBS4	7087.628	1506.525	4.705 > 2.0	O.K.

② 활동에 대한 안정검토

하 중 조 합	e (m)	Bf'(m)	V (kN/m)	Hu(kN/m)	H (kN/m)	SF = Hu/H	비 고
LCBS1	0.148	7.304	1348.895	809.337	381.109	2.124 > 1.5	O.K.
LCBS2	0.234	7.132	1565.154	939.093	381.109	2.464 > 1.5	O.K.
LCBS3	0.358	6.884	1807.956	1084.774	413.246	2.625 > 1.5	O.K.
LCBS4	0.234	7.132	1565.154	939.093	381.109	2.464 > 1.5	O.K.

③ 지지력에 대한 안정검토

하 중 조 합	e (m)	qmax (kN/m ²)	qmin (kN/m ²)	qu (kN/m ²)	S.F.	qa (kN/m ²)	qult (kN/m ²)	비 고
LCBS1	0.148	276.458	234.914	20167.207	3.0	6722.402	600.000	O.K.(2.170)
LCBS2	0.234	322.211	246.072	19929.498	3.0	6643.166	600.000	O.K.(1.862)
LCBS3	0.358	383.325	248.853	19582.967	3.0	6527.656	600.000	O.K.(1.565)
LCBS4	0.234	322.211	246.072	19929.498	3.0	6643.166	600.000	O.K.(1.862)

3) 교대 단면력에 대한 검토

① 연직벽

㉠ 단면력 산정

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 10.3592 \times \cos 11.667$	263.622	3.453	910.286
	배면활하중 토압	$0.2508 \times 10.000 \times 10.359 \times \cos 11.667$	25.449	5.180	131.811
	온도하중	216.260×0.050000	10.813	7.229	78.167

㉡ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	263.622	910.286
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	263.622	910.286
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	289.070	1042.097
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	263.622	910.286
	Max							289.070	1042.097
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	448.157	1547.487
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	448.157	1547.487
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	491.420	1771.565
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	505.477	1873.183
	Max							505.477	1873.183

② 흙벽

㉠ 단면력 산정

구 분	하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN·m/m)
수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 3.5302 \times \cos 11.667$	30.612	1.177	36.020
윤하중	11.46×0.2508	28.747	3.170	91.129

㉡ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	30.612	36.020
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	30.612	36.020
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	59.360	127.149
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	30.612	36.020
	Max							59.360	127.149
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	52.041	61.235
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	52.041	61.235
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	100.911	216.154
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	100.911	216.154
	Max							100.911	216.154

③ 압굽

㉠ 단면검토를 위한 부재력

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	142.468	414.120
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	181.802	525.906
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	233.697	671.988
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	181.802	525.906
	Max							233.697	671.988
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	234.875	670.523
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	286.010	815.844
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	390.515	1111.114
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	369.867	1049.380
	Max							390.515	1111.114

④ 뒷굽

㉠ 단면검토를 위한 부재력

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	249.622	548.092
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	177.180	433.290
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	147.652	417.222
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	177.180	433.290
	Max							249.622	548.092
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	443.362	1001.934
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	349.188	852.692
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	268.790	776.962
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	350.036	927.339
	Max							443.362	1001.934

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	1500	D32-10EA=7942.0	1873.183	2921.599	O.K.(1.560)
홍벽	400	D19-10EA=2865.0	216.154	284.885	O.K.(1.318)
압굽	1400	D29-10EA=6424.8	1111.114	2215.011	O.K.(1.994)
뒷굽	1400	D29-10EA=6424.8	1001.934	2215.334	O.K.(2.211)

4) 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.318로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

기초 안정에 대한 검토 결과 최소 안전율 1.565로 나와 안전한 것으로 판단된다.

5.4.2 교대(A2) 구조검토

가. 검토조건

- ① 일반조건
- ② 하부구조형식 : 역T형 교대
- ③ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ④ 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ⑤ 교대총폭 : $B=15.600\text{m}$
- ⑥ 교대총높이 : $H=11.859\text{m}$
- ⑦ 기초형식 : 말뚝기초
- ⑧ SKEW : 20.000°

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ② 뒤텔재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 10.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ③ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$
- ④ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ⑤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 219.828\text{kN/m}$
- ⑥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 211.895\text{kN/m}$
- ⑦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

3) 지반조건

- ① 뒤텔재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ② 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ③ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ④ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ⑤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.327$ ($\tan(2/3\phi_2)$: 흙과 콘크리트)

4) 사용재료

- ① 콘크리트
 - ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa
 - ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,986

② 철근(SD30)

㉠ 항복강도(f_y) : 300 MPa

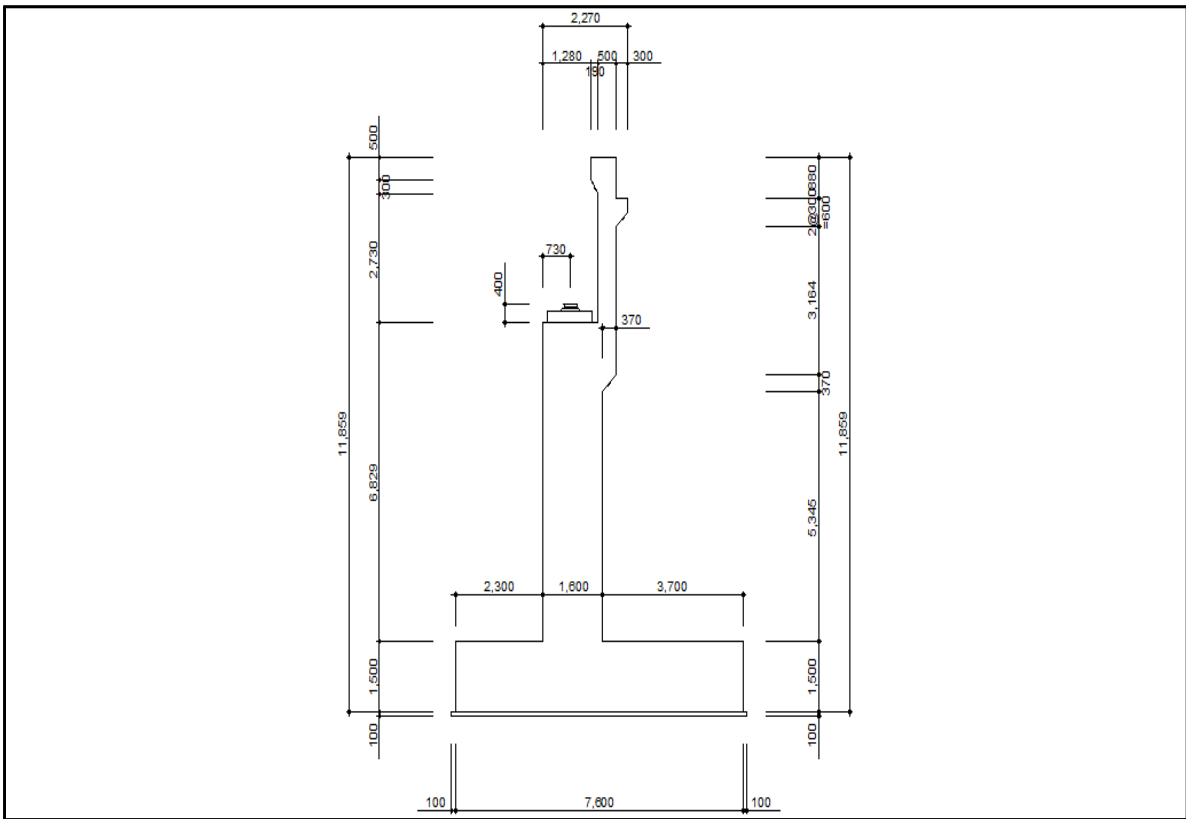
㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

5) 설계방법

① 안전성검토 : 허용응력설계법

② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5-9】 해석단면 (A2)

1) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 교대구체

$$W_c = 24.83\text{m}^2 \times 25.0 = 620.763\text{kN/m}$$

㉡ 뒷채움채

$$W_c = 36.41\text{m}^2 \times 20.0 = 728.131\text{kN/m}$$

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	$1/2 \times 0.2710 \times 20 \times 11.859^2 \times \cos 0.000$	381.109	3.953	1506.525
	배면활하중 토압	$0.2710 \times 10.000 \times 11.859 \times \cos 0.000$	32.137	5.930	190.555

④ 상부구조물 하중

㉠ 상부구조물 하중 집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
연직하중	고정하중	3429.320 / 15.600	219.828	3.030	666.079
	활하중	3305.560 / 15.600	211.895	3.030	642.041
	배면활하중	10.000×3.330	33.300	5.935	197.636
수평하중	온도하중	219.828×0.050000	10.991	8.729	95.944

⑤ 하중요약

구 분	V(kN/m)	H(kN/m)	팔길이(m)		Moment(kN/m · m)	
			x	y	Mx	My
교대본체자중	620.763	—	3.516	—	2182.388	—
뒷굽상부토자중	728.131	—	5.837	—	4249.974	—
상부고정하중	219.828	—	3.030	—	666.079	—
상부활하중	211.895	—	3.030	—	642.041	—
수평토압	—	381.109	—	3.953	—	1506.525
배면활하중	33.300	32.137	5.935	5.930	197.636	190.555
온도하중	—	10.991	—	8.729	—	95.944

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	

㉔ 계수하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비 고
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, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

㉕ 하중조합 결과

하 중 조 합		V(kN/m)	H(kN/m)	Mr (kN/m · m)	Mo (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	1348.895	381.109	6432.362	1506.525	
	LCBS2	1568.723	381.109	7098.441	1506.525	
	LCBS3	1813.918	413.246	7938.118	1697.079	
	LCBS4	1568.723	381.109	7098.441	1506.525	
계수하중	LCBF1	1753.563	647.886	8362.070	2561.092	
	LCBF2	2039.340	647.886	9227.974	2561.092	
	LCBF3	2566.509	702.518	11033.279	2885.035	
	LCBF4	2358.093	716.807	10319.554	3009.762	

2) 안정검토

① 전도에 대한 안정검토

하 중 조 합	$\sum Mr$ (kN · m/m)	$\sum Mo$ (kN · m/m)	SF = $\sum Mr / \sum Mo$	비 고
LCBS1	6432.362	1506.525	4.270 > 2.0	O.K.
LCBS2	7098.441	1506.525	4.712 > 2.0	O.K.
LCBS3	7938.118	1697.079	4.678 > 2.0	O.K.
LCBS4	7098.441	1506.525	4.712 > 2.0	O.K.

② 활동에 대한 안정검토

하 중 조 합	e (m)	Bf'(m)	V (kN/m)	Hu(kN/m)	H (kN/m)	SF = Hu/H	비 고
LCBS1	0.148	7.304	1348.895	809.337	381.109	2.124 > 1.5	O.K.
LCBS2	0.235	7.129	1568.723	941.234	381.109	2.470 > 1.5	O.K.
LCBS3	0.359	6.881	1813.918	1088.351	413.246	2.634 > 1.5	O.K.
LCBS4	0.235	7.129	1568.723	941.234	381.109	2.470 > 1.5	O.K.

③ 지지력에 대한 안정검토

하 중 조 합	e (m)	qmax (kN/m ²)	qmin (kN/m ²)	qu (kN/m ²)	S.F.	qa (kN/m ²)	qult (kN/m ²)	비 고
LCBS1	0.148	276.458	234.914	16338.510	3.0	5446.170	600.000	O.K.(2.170)
LCBS2	0.235	322.966	246.256	16125.034	3.0	5375.011	600.000	O.K.(1.858)
LCBS3	0.359	384.586	249.161	15817.388	3.0	5272.463	600.000	O.K.(1.560)
LCBS4	0.235	322.966	246.256	16125.034	3.0	5375.011	600.000	O.K.(1.858)

3) 교대 단면력에 대한 검토

① 연직벽

㉠ 단면력 산정

구 분		하중산식		P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20$	$\times 10.3592 \times \cos 11.667$	263.622	3.453	910.286
	배면활하중 토압	0.2508×10.000	$\times 10.359 \times \cos 11.667$	25.449	5.180	131.811
	온도하중	219.828×0.050000		10.991	7.229	79.457

㉡ 하중조합

구 분		D	H	Rd	RI	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	263.622	910.286
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	263.622	910.286
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	289.070	1042.097
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	263.622	910.286
	Max							289.070	1042.097
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	448.157	1547.487
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	448.157	1547.487
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	491.420	1771.565
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	505.709	1874.859
	Max							505.709	1874.859

② 흙벽

㉠ 단면력 산정

구 분	하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 3.5302 \times \cos 11.667$	30.612	1.177	36.020
윤하중	11.46×0.2508	28.747	3.170	91.129

㉡ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	30.612	36.020
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	30.612	36.020
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	59.360	127.149
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	30.612	36.020
	Max							59.360	127.149
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	52.041	61.235
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	52.041	61.235
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	100.911	216.154
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	100.911	216.154
	Max							100.911	216.154

③ 압굽

㉠ 단면검토를 위한 부재력

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	142.468	414.120
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	182.451	527.750
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	234.781	675.070
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	182.451	527.750
	Max							234.781	675.070
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	234.875	670.523
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	286.853	818.242
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	392.294	1116.172
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	371.444	1053.830
	Max							392.294	1116.172

④ 뒷굽

㉠ 단면검토를 위한 부재력

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	249.622	548.092
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	175.985	431.396
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	145.655	414.057
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	175.985	431.396
	Max							249.622	548.092
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	443.362	1001.934
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	347.634	850.229
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	265.512	771.768
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	347.839	924.198
	Max							443.362	1001.934

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	1500	D32-10EA=7942.0	1874.859	2921.599	O.K.(1.558)
홍벽	400	D19-10EA=2865.0	216.154	284.885	O.K.(1.318)
압굽	1400	D29-10EA=6424.0	1116.172	2215.011	O.K.(1.984)
뒷굽	1400	D29-10EA=6424.0	1001.934	2215.334	O.K.(2.211)

4) 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.318로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

기초 안정에 대한 검토 결과 최소 안전율 1.560로 나와 안전한 것으로 판단된다.

5.4.3 교각(P2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : T형 교각
- ② 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ③ 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 직접기초

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- ② 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ③ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

3) 지반조건

- ① 기초지반의 N치 : $N = 50$
- ② 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ③ 기초지반의 점착력 : $C = 0.0 \text{ kN/m}^2$
- ④ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.6$ ($\tan\phi_b = 0.60$, $C_b = 0$:암과 콘크리트)
- ⑤ 기초지반의 최대 허용지지력 : $Q_a = 700 \text{ kN/m}^2$

4) 사용재료

- ① 콘크리트
 - ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa(기둥, 기초)
 - ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,986MPa(기둥, 기초)
- ② 철근(SD30)
 - ㉠ 항복강도(f_y) : 300 MPa(기둥, 기초)
 - ㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

5) 설계방법

- ① 안정성검토 : 허용응력설계법
- ② 단면검토 : 강도설계법

$$P_w = 15.632 \times (45.000 + 55.000) / 2 = 781.600 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 0.400 + 5.310 / 2 = 3.055 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_x = P_w \times h = 781.600 \times 3.055 = 2387.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_{wl} = 1.500 \times (45.000 + 55.000) / 2.0 = 75.000 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 0.400 + 2.760 + 1.5 = 4.660 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_{wl} \times h = 75.000 \times 4.660 = 349.500 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③ 하부구조에 작용하는 풍하중

㉠ 교축방향

$$\blacksquare W_{\text{coping}} = 3.000 \times 2.275 = 6.825 \text{ kN/m}$$

$$\blacksquare W_{\text{column}} = 1.500 \times 3.500 = 5.250 \text{ kN/m}$$

㉡ 교축직각방향

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

$$\blacksquare W_{\text{column}} = 1.500 \times 3.500 = 5.250 \text{ kN/m (풍상측)}$$

3) 온도하중

① 교축직각방향

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

② 교축방향

㉠ 상부구조 신축에 의한 수평력

$$P_{T1} = 3EI \delta / H^3 = 3 \times 23080000.000 \times 7.366 \times 1 \text{ EA} \times 0.017 / 19.7923 = 1085.461 \text{ kN}$$

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 1.2 \text{ E} - 05 \times 25 \times 55.000 = 0.017 \text{ m} : \text{온도에 의한 신축량}$$

$$H = 19.792 \text{ m}$$

$$I = 7.366 \text{ m}^4$$

㉡ 교좌장치 마찰에 의한 수평력

$$P_{T2} = \mu \times W_d = 0.050 \times 7937.700 = 396.885 \text{ kN}$$

$$W_d = 7937.700 \text{ kN} : \text{전체상부고정하중}$$

$$\mu = 0.050 : \text{Bearing 마찰계수}$$

$$\therefore P_T = \min [P_{T1}, P_{T2}] = 396.885 \text{ kN}$$

4) 차량 충돌하중

① 교축방향

$P_{OL}=500.0\text{kN}$:노면위 1.8m 에서 수평으로 작용

$$h = \text{원지반 EL.} + 1.800 - \text{기초상면 EL.} = 94.140 + 1.800 - 91.403 \\ = 4.537\text{m} : \text{기초상면에서 충돌하중위치까지 높이}$$

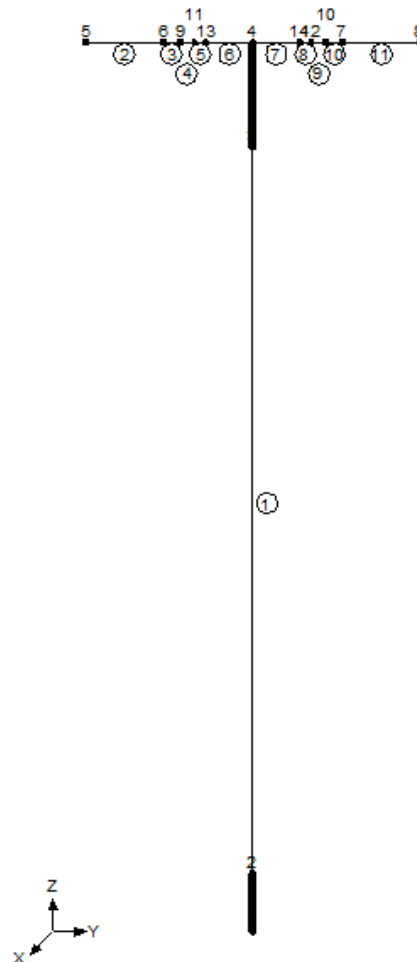
② 교축직각방향

$P_{OT}=1000.0\text{kN}$:노면위 1.8m 에서 수평으로 작용

$$h = \text{원지반 EL.} + 1.800 - \text{기초상면 EL.} = 94.140 + 1.800 - 91.403 \\ = 4.537\text{m} : \text{기초상면에서 충돌하중위치까지 높이}$$

라. 모델링

1) 구조해석 모델



2) 절점정보

Node ID	Y(m)	Z(m)	Node ID	Y(m)	Z(m)
1	0.000	-1.400	2	0.000	0.000
3	0.000	17.292	4	0.000	19.792
5	-4.000	19.792	6	-2.150	19.792
7	2.150	19.792	8	4.000	19.792
9	-1.750	19.792	10	1.750	19.792
11	-1.400	19.792	12	1.400	19.792
13	-1.125	19.792	14	1.125	19.792

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	9.621	7.366	7.366	9.621	7.366	7.366	1
2	4.250	1.024	2.214	5.894	2.731	3.070	2
3	5.894	2.731	3.070	6.250	3.255	3.255	3
4	6.250	3.255	3.255	6.250	3.255	3.255	4,5,8,9
5	6.250	325.521	3.255	6.250	325.521	3.255	6,7
6	6.250	3.255	3.255	5.894	2.731	3.070	10
7	5.894	2.731	3.070	4.250	1.024	2.214	11

4) 하중 조건별 단면력 산출

① 코핑부

구 분		좌측부				우측부			
		내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
		모멘트 (kN·m)	전단 (kN)	모멘트 (kN·m)	전단 (kN)	모멘트 (kN·m)	전단 (kN)	모멘트 (kN·m)	전단 (kN)
고정하중(D)		-3346.123	4246.080	0.000	0.000	-3455.277	-4391.620	0.000	0.000
활하중	만재하중	-1037.370	1383.160	0.000	0.000	-1053.795	-1405.080	0.000	0.000
풍하중	W	928.412	-555.300	-23.068	-17.745	-904.975	-555.300	-23.069	17.745
	WL	107.834	-81.279	0.000	0.000	-107.834	-81.279	0.000	0.000
온도하중(GT)		0.000	0.000	-148.832	-198.442	0.000	0.000	-148.832	198.443
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

② 기둥

㉠ 기둥1 상단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-9075.200	312.911	0.000	
활하중	만재하시	-2788.220	47.085	0.000	
풍하중	W	0.000	4388.663	-74.393	
	WL	0.000	537.000	0.000	
온도하중(GT)		0.000	0.000	-992.213	
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)		-13234.413	312.911	0.000	
활하중	만재하시	-2788.220	47.085	0.000	
풍하중	W	0.000	18993.561	-1783.781	
	WL	0.000	1833.900	0.000	
온도하중(GT)		0.000	0.000	-7855.148	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		0.000	4537.000	-2268.500	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	

③ 기초

㉠ 기초(기둥1)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각 전단 (kN)
고정하중(D)		-13234.413	312.911	0.000	0.000	0.000
활하중	만재하중	-2788.220	47.085	0.000	0.000	0.000
풍하중	W	0.000	18993.561	-1783.781	-131.014	-876.764
	WL	0.000	1833.900	0.000	0.000	-75.000
온도하중(GT)		0.000	0.000	-7855.148	-396.885	0.000
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		0.000	4537.000	-2268.500	-500.000	-1000.000
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

마. 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

바. 위치별 단면력 정리

1) 코핑 하중조합

① 사용하중

구 분	좌측부				우측부			
	내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
LCBS1	-4383.493	5629.240	0.000	0.000	-4509.072	-5796.680	0.000	0.000
LCBS2	-4383.493	5629.240	-148.832	-198.442	-4509.073	-5796.680	-148.832	198.443
LCBS3	-4383.492	5629.240	148.832	198.442	-4509.072	-5796.680	148.832	-198.443
LCBS4	-3811.452	5270.311	-11.534	-8.872	-5069.394	-6155.609	-11.534	8.873
LCBS5	-4955.533	5988.169	11.534	8.872	-3948.751	-5437.751	11.534	-8.873
LCBS6	-2417.710	3690.780	-23.068	-17.745	-4360.252	-4946.920	-23.069	17.745
LCBS7	-4274.535	4801.380	23.068	17.745	-2550.303	-3836.320	23.069	-17.745
LCBS8	-3811.452	5270.311	-160.366	-207.315	-5069.394	-6155.609	-160.366	207.315
LCBS9	-3811.452	5270.311	137.298	189.570	-5069.394	-6155.609	137.298	-189.570
LCBS10	-4955.533	5988.169	-137.298	-189.570	-3948.751	-5437.751	-137.298	189.570
LCBS11	-4955.533	5988.169	160.366	207.315	-3948.751	-5437.751	160.366	-207.315
LCBS12	-2417.710	3690.780	-171.900	-216.187	-4360.252	-4946.920	-171.900	216.188
LCBS13	-2417.710	3690.780	125.763	180.697	-4360.252	-4946.920	125.763	-180.698
LCBS14	-4274.535	4801.380	-125.763	-180.697	-2550.303	-3836.320	-125.763	180.698
LCBS15	-4274.535	4801.380	171.900	216.187	-2550.303	-3836.320	171.900	-216.188
LCBS16	-4383.493	5629.240	0.000	0.000	-4509.072	-5796.680	0.000	0.000
LCBS17	-3346.123	4246.080	0.000	0.000	-3455.277	-4391.620	0.000	0.000
MAX	4955.533	5988.169	171.900	216.187	5069.394	6155.609	171.900	216.188
MIN	2417.710	3690.780	0.000	0.000	2550.303	3836.320	0.000	0.000

② 계수하중

구 분	좌측부				우측부			
	내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
LCBF1	-6580.305	8493.698	0.000	0.000	-6757.520	-8729.985	0.000	0.000
LCBF2	-3143.023	4798.015	-29.989	-23.068	-5668.328	-6430.995	-29.989	23.069
LCBF3	-5556.895	6241.793	29.989	23.068	-3315.394	-4987.217	29.989	-23.069
LCBF4	-4954.888	6851.405	-14.995	-11.534	-6590.212	-8002.291	-14.995	11.534
LCBF5	-6442.193	7784.619	14.995	11.534	-5133.376	-7069.077	14.995	-11.534
LCBF6	-5698.540	7318.012	-193.481	-257.975	-5861.794	-7535.684	-193.481	257.975
LCBF7	-5698.540	7318.012	193.481	257.975	-5861.794	-7535.684	193.481	-257.975
LCBF8	-3022.138	4613.476	-214.875	-270.234	-5450.315	-6183.649	-214.875	270.234
LCBF9	-3022.138	4613.476	157.204	225.872	-5450.315	-6183.649	157.204	-225.872
LCBF10	-5343.168	6001.724	-157.204	-225.872	-3187.879	-4795.401	-157.204	225.872
LCBF11	-5343.168	6001.724	214.875	270.234	-3187.879	-4795.401	214.875	-270.234
LCBF12	-4764.315	6587.889	-200.458	-259.144	-6336.743	-7694.511	-200.458	259.144
LCBF13	-4764.315	6587.889	171.622	236.962	-6336.743	-7694.511	171.622	-236.963
LCBF14	-6194.416	7485.211	-171.622	-236.962	-4935.939	-6797.189	-171.622	236.963
LCBF15	-6194.416	7485.211	200.458	259.144	-4935.939	-6797.189	200.458	-259.144
LCBF16	-3346.123	4246.080	0.000	0.000	-3455.277	-4391.620	0.000	0.000
LCBF17	-5698.540	7318.012	0.000	0.000	-5861.794	-7535.684	0.000	0.000
LCBF18	-2901.252	4428.937	-27.682	-21.294	-5232.303	-5936.303	-27.682	21.294
LCBF19	-5129.442	5761.655	27.682	21.294	-3060.363	-4603.585	27.682	-21.294
MAX	6580.305	8493.698	214.875	270.234	6757.520	8729.985	214.875	270.234
MIN	2901.252	4246.080	0.000	0.000	3060.363	4391.620	0.000	0.000

③ 기둥

㉠ 기둥1 상단(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-17792.433	508.017	0.000	0.000	0.000
LCBF2	-11797.760	6112.046	-96.710	-70.980	-1040.455
LCBF3	-11797.760	-5298.478	96.710	70.980	1040.455
LCBF4	-15422.446	4018.726	-48.355	-35.490	-617.728
LCBF5	-15422.446	-3082.736	48.355	35.490	617.728
LCBF6	-15422.446	467.995	-1289.876	-515.951	0.000
LCBF7	-15422.446	467.995	1289.876	515.951	0.000
LCBF8	-11344.000	5876.967	-1333.256	-564.356	-1000.438
LCBF9	-11344.000	5876.967	1147.275	427.856	-1000.438
LCBF10	-11344.000	-5094.690	-1147.275	-427.856	1000.438
LCBF11	-11344.000	-5094.690	1333.256	564.356	1000.438
LCBF12	-14829.275	3864.159	-1286.761	-530.231	-593.969
LCBF13	-14829.275	3864.159	1193.770	461.981	-593.969
LCBF14	-14829.275	-2964.169	-1193.770	-461.981	593.969
LCBF15	-14829.275	-2964.169	1286.761	530.231	593.969
LCBF16	-9075.200	312.911	0.000	0.000	0.000
LCBF17	-15422.446	467.995	0.000	0.000	0.000
LCBF18	-10890.240	5641.889	-89.271	-65.520	-960.420
LCBF19	-10890.240	-4890.902	89.271	65.520	960.420
LCBF20	-15069.873	414.144	0.000	0.000	0.000
LCBF21	-9075.200	6018.173	-96.710	-70.980	-1040.455
LCBF22	-9075.200	-5392.351	96.710	70.980	1040.455
LCBF23	-12699.886	3924.852	-48.355	-35.490	-617.728
LCBF24	-12699.886	-3176.609	48.355	35.490	617.728
LCBF25	-12699.886	374.121	-1289.876	-515.951	0.000
LCBF26	-12699.886	374.121	1289.876	515.951	0.000
LCBF27	-9075.200	5798.740	-1333.256	-564.356	-1000.438
LCBF28	-9075.200	5798.740	1147.275	427.856	-1000.438
LCBF29	-9075.200	-5172.918	-1147.275	-427.856	1000.438
LCBF30	-9075.200	-5172.918	1333.256	564.356	1000.438
LCBF31	-12560.475	3785.932	-1286.761	-530.231	-593.969
LCBF32	-12560.475	3785.932	1193.770	461.981	-593.969
LCBF33	-12560.475	-3042.397	-1193.770	-461.981	593.969
LCBF34	-12560.475	-3042.397	1286.761	530.231	593.969
LCBF35	-9075.200	312.911	0.000	0.000	0.000
LCBF36	-12699.886	374.121	0.000	0.000	0.000
LCBF37	-9075.200	5579.307	-89.271	-65.520	-960.420
LCBF38	-9075.200	-4953.485	89.271	65.520	960.420

㉔ 기둥1 하단(계수하중조합)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1		-23199.410	508.017	0.000	0.000	0.000
LCBF2		-17204.737	25098.413	-2318.916	-170.318	-1139.793
LCBF3		-17204.737	-24284.845	2318.916	170.318	1139.793
LCBF4		-20829.423	15197.879	-1159.458	-85.159	-667.396
LCBF5		-20829.423	-14261.890	1159.458	85.159	667.396
LCBF6		-20829.423	467.995	-10211.692	-515.951	0.000
LCBF7		-20829.423	467.995	10211.692	515.951	0.000
LCBF8		-16543.017	24133.090	-12048.661	-659.873	-1095.955
LCBF9		-16543.017	24133.090	7589.208	332.339	-1095.955
LCBF10		-16543.017	-23350.812	-7589.208	-332.339	1095.955
LCBF11		-16543.017	-23350.812	12048.661	659.873	1095.955
LCBF12		-20028.292	14613.345	-10933.798	-577.990	-641.727
LCBF13		-20028.292	14613.345	8704.072	414.223	-641.727
LCBF14		-20028.292	-13713.355	-8704.072	-414.223	641.727
LCBF15		-20028.292	-13713.355	10933.798	577.990	641.727
LCBF16		-13234.413	312.911	0.000	0.000	0.000
LCBF17		-20829.423	6366.095	-2949.050	-650.000	-1300.000
LCBF18		-15881.296	28612.166	-4862.737	-757.217	-2252.117
LCBF19		-15881.296	-16972.380	-581.663	-442.783	-147.883
LCBF20		-19229.086	414.144	0.000	0.000	0.000
LCBF21		-13234.413	25004.540	-2318.916	-170.318	-1139.793
LCBF22		-13234.413	-24378.718	2318.916	170.318	1139.793
LCBF23		-16859.099	15104.006	-1159.458	-85.159	-667.396
LCBF24		-16859.099	-14355.763	1159.458	85.159	667.396
LCBF25		-16859.099	374.122	-10211.692	-515.951	0.000
LCBF26		-16859.099	374.122	10211.692	515.951	0.000
LCBF27		-13234.413	24054.862	-12048.661	-659.873	-1095.955
LCBF28		-13234.413	24054.862	7589.208	332.339	-1095.955
LCBF29		-13234.413	-23429.040	-7589.208	-332.339	1095.955
LCBF30		-13234.413	-23429.040	12048.661	659.873	1095.955
LCBF31		-16719.688	14535.118	-10933.798	-577.990	-641.727
LCBF32		-16719.688	14535.118	8704.072	414.223	-641.727
LCBF33		-16719.688	-13791.583	-8704.072	-414.223	641.727
LCBF34		-16719.688	-13791.583	10933.798	577.990	641.727
LCBF35		-13234.413	312.911	0.000	0.000	0.000
LCBF36		-16859.099	6272.222	-2949.050	-650.000	-1300.000
LCBF37		-13234.413	28549.584	-4862.737	-757.217	-2252.117
LCBF38		-13234.413	-17034.962	-581.663	-442.783	-147.883
일반 축하중 조합	P 최대	23199.410	508.017	0.000	0.000	0.000
	My 최대	16543.017	24133.090	-12048.661	659.873	1095.955
	Mx 최대	15881.296	28612.166	-4862.737	757.217	2252.117
최소 축하중 조합	P 최소	13234.413	24054.862	7589.208	427.856	1095.955
	My 최대	13234.413	24054.862	-12048.661	659.873	1095.955
	Mx 최대	13234.413	28549.584	-4862.737	757.217	2252.117

④ 기둥하중조합 : 기초

㉠ 기둥1 기초(사용하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBS1	-16022.633	359.996	0.000	0.000	0.000
LCBS2	-16022.633	359.996	-7855.148	-396.885	0.000
LCBS3	-16022.633	359.996	7855.148	396.885	0.000
LCBS4	-16022.633	11690.676	-891.891	-65.507	-513.382
LCBS5	-16022.633	-10970.684	891.891	65.507	513.382
LCBS6	-13234.413	19306.472	-1783.781	-131.014	-876.764
LCBS7	-13234.413	-18680.650	1783.781	131.014	876.764
LCBS8	-16022.633	11690.676	-8747.039	-462.392	-513.382
LCBS9	-16022.633	11690.676	6963.257	331.378	-513.382
LCBS10	-16022.633	-10970.684	-6963.257	-331.378	513.382
LCBS11	-16022.633	-10970.684	8747.039	462.392	513.382
LCBS12	-13234.413	19306.472	-9638.929	-527.899	-876.764
LCBS13	-13234.413	19306.472	6071.367	265.871	-876.764
LCBS14	-13234.413	-18680.650	-6071.367	-265.871	876.764
LCBS15	-13234.413	-18680.650	9638.929	527.899	876.764
LCBS16	-16022.633	4896.996	-2268.500	-500.000	-1000.000
LCBS17	-13234.413	312.911	0.000	0.000	0.000
P 최대	16022.633	-10970.684	-6963.257	369.585	513.382
My 최대	13234.413	19306.472	-9638.929	527.899	876.764
Mx 최대	13234.413	19306.472	-9638.929	527.899	876.764
Vx 최대	13234.413	19306.472	-9638.929	527.899	876.764
Vy 최대	16022.633	4896.996	-2268.500	500.000	1000.000

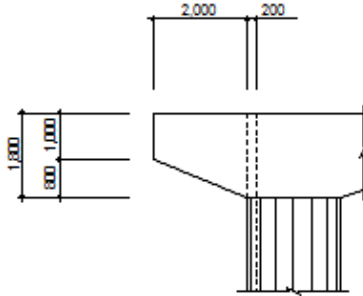
㉔ 기둥1 기초(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-23199.410	508.017	0.000	0.000	0.000
LCBF2	-17204.737	25098.413	-2318.916	-170.318	-1139.793
LCBF3	-17204.737	-24284.845	2318.916	170.318	1139.793
LCBF4	-20829.423	15197.879	-1159.458	-85.159	-667.396
LCBF5	-20829.423	-14261.890	1159.458	85.159	667.396
LCBF6	-20829.423	467.995	-10211.692	-515.951	0.000
LCBF7	-20829.423	467.995	10211.692	515.951	0.000
LCBF8	-16543.017	24133.090	-12048.661	-659.873	-1095.955
LCBF9	-16543.017	24133.090	7589.208	332.339	-1095.955
LCBF10	-16543.017	-23350.812	-7589.208	-332.339	1095.955
LCBF11	-16543.017	-23350.812	12048.661	659.873	1095.955
LCBF12	-20028.292	14613.345	-10933.798	-577.990	-641.727
LCBF13	-20028.292	14613.345	8704.072	414.223	-641.727
LCBF14	-20028.292	-13713.355	-8704.072	-414.223	641.727
LCBF15	-20028.292	-13713.355	10933.798	577.990	641.727
LCBF16	-13234.413	312.911	0.000	0.000	0.000
LCBF17	-20829.423	6366.095	-2949.050	-650.000	-1300.000
LCBF18	-15881.296	28612.166	-4862.737	-757.217	-2252.117
LCBF19	-15881.296	-16972.380	-581.663	-442.783	-147.883
P 최대	23199.410	508.017	0.000	0.000	0.000
My 최대	16543.017	24133.090	-12048.661	659.873	1095.955
Mx 최대	15881.296	28612.166	-4862.737	757.217	2252.117
Vx 최대	15881.296	28612.166	-4862.737	757.217	2252.117
Vy 최대	15881.296	28612.166	-4862.737	757.217	2252.117

사. 부재별 검토

1) 코핑설계

① 부재력 요약



$$l_c = w_1 + 0.1 \cdot D = 2.200\text{m}$$

w_1 : 코핑연단에서 기둥 전면까지의 거리

D : 기둥직경

l_c : 코핑 유효 내민 길이

② 내민보 설계

㉠ 깊은 보 검토

$$L_n/d = 1.548/2.400 = 0.645 < 5.0 \Rightarrow \text{Deep Beam 검토 필요.}$$

㉡ 깊은 보 설계

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M_u (kN · m)	ϕM_n (kN · m)	안전율
깊은 보 휨 검토	2366.67	D29-10EA=15417.6 D29- 5EA=7708.8 = 23126.4	6757.520	13582.954	O.K.(2.010)

④ 브라켓 검토

㉠ 좌측 내민보

$$a / d = 0.775 / 2.367 = 0.327 < 1.0 \Rightarrow \text{브라켓 검토 필요.}$$

$$a = M / V = 6580.305 / 8493.698 = 0.775\text{m}$$

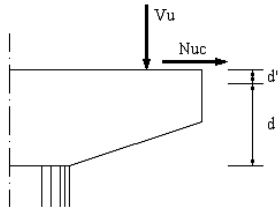
㉡ 우측 내민보

$$a / d = 0.774 / 2.367 = 0.327 < 1.0 \Rightarrow \text{브라켓 검토 필요.}$$

$$a = M / V = 6757.520 / 8729.985 = 0.774\text{m}$$

⑤ 브라켓 검토

㉠ 좌측



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

$$d = 2366.67\text{mm} : \text{브라켓 유효길이}$$

$$d' = 133.33\text{mm} : \text{피복 두께}$$

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

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

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

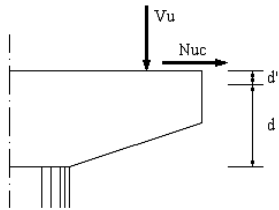
$$\phi_s = 0.800 : \text{강도감소계수 (전단)}$$

$$\mu = 1.400 : \text{전단마찰계수}$$

■ 단면검토

구 분		단 위	관 계 식	결과
브라켓 검토	V_u	kN	코핑하중조합 참고	8493.698
	M_u	kN · m	코핑하중조합 참고	6580.305
	a	mm	M_u/V_u	774.73
	a/d	—	a/d	0.327
단면력	N_{uc}	kN	$0.2 \cdot V_u$	1698.740
	M_u	kN · m	$V_u \cdot a + N_{uc} \cdot d'$	6806.803
단면검토	V_n	kN	$0.2 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d/1000$	28400.000
		kN	$5.6 \cdot b \cdot d/1000$	33133.333
전단마찰철근량	A_{vf}	mm ²	$V_u/(\phi_s \cdot f_y \cdot \mu)$	25278.86
인장철근량	A_n	mm ²	$N_{uc}/(\phi_s \cdot f_y)$	7078.08
휨철근량	A_f	mm ²	$\{(\phi_f \cdot f_y^2)/(1.7 \cdot f_{ck} \cdot b)\} \cdot A_f^2 - (\phi_f \cdot d \cdot f_y) \cdot A_f + M_u = 0$	12167.80
주철근량	A_{s1}	mm ²	$A_f + A_n$	19245.89
	A_{s2}	mm ²	$2/3 \cdot A_{vf} + A_n$	23930.66
	A_{smin}	mm ²	$0.04 \cdot f_{ck}/f_y \cdot b \cdot d$	18933.33
	A_s	mm ²	$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{smin})$	23930.66
필요철근량	$reqA_s$	mm ²	$\max(\text{적용 } A_f, A_s)$	23930.66
사용철근량	$useA_s$	mm ²	1 단 : D29@100 = 15417.60mm ²	23126.40
			2 단 : D29@200 = 7708.80mm ²	
필요수평철근량	$reqA_h$	mm ²	$0.5 \cdot (A_s - A_n)$	8426.29
사용수평철근량	$useA_h$	mm ²	D19-6열-6단	10314.00

㉔ 우측



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

$$d = 2366.67\text{mm} : \text{브라켓 유효깊이}$$

$$d' = 133.33\text{mm} : \text{피복 두께}$$

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

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

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

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

$$\mu = 1.400 : \text{전단마찰계수}$$

■ 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 : D29@100 = 15417.60mm ² 2 단 : D29@200 = 7708.80mm ²
필요수평철근량	$reqA_h$	mm ²	$0.5 \cdot (A_s - A_n)$
사용수평철근량	$useA_h$	mm ²	D19-6열-6단

⑥ 캔틸레버부 종방향 검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	안전율
보	1889.53	D19-30EA+D29-31 =28509.40	214.875	13127.027	O.K.(61.091)

2) 기둥검토

① 부재력 요약

㉠ 기둥 1

구 분			축력 (kN)		모 멘트 (kN · m)				V (kN)	δ (mm)
			장기 지 속 축력	전 체 축력	Top		Bottom			
					Sway	Non Swat	Sway	Non Swat		
일반	P _{max}	교축 작가	17204.737	23199.410	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
					0.000	508017	0.000	508017	0.000	0.45
	M _{ym ax}	교축 작가	16543017	16543017	-1333.256	0.000	-12048.661	0.000	669.873	7.45
					5485.829	391.139	23741.951	391.139	1095.955	15.95
	M _{xm ax}	교축 작가	15881.296	15881.296	-89.271	0.000	-4862.737	0.000	757.217	1.78
					5266.396	375.498	28236.673	375.498	2252.117	16.52
최소	P _{min}	교축 작가	13234.413	13234.413	1147.275	0.000	7589.208	0.000	427.856	-4.99
					5485.829	312911	23741.951	312911	1095.955	15.88
	M _{ym ax}	교축 작가	13234.413	13234.413	-1333.256	0.000	-12048.661	0.000	669.873	7.45
					5485.829	312911	23741.951	312911	1095.955	15.88
	M _{xm ax}	교축 작가	13234.413	13234.413	-89.271	0.000	-4862.737	0.000	757.217	1.78
					5266.396	312911	28236.673	312911	2252.117	16.47

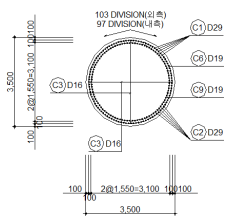
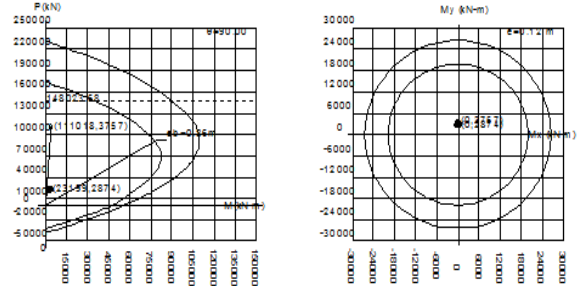
㉡ 설계요약

■ 기둥 1

구 분		P _u	δ M _y	δ M _x	δ M _u	CASE
일반조합	P _{max}	23199.410	2874.302	0.000	2874.302	LCBF1
	M _y max	16543.017	24133.090	12048.661	26973.622	LCBF8
	M _x max	15881.296	28612.166	4862.737	29022.444	LCBF18
최소 축력조합	P _{min}	13234.413	24054.862	7589.208	25223.649	LCBF28
	M _y max	13234.413	24054.862	12048.661	26903.654	LCBF27
	M _x max	13234.413	28549.584	4862.737	28960.749	LCBF37

㉔ 기둥 주철근량 검토

■ 기둥 1(P-MAX)

구 분	사 용 철 근	조립도
1 단	D29× 103EA	
2 단	D29× 97EA	
계	128480.00mm ² - 1.335%	
유효단면적 A _{eff} =4810563.75 mm ²	A _{eff} =P _u / { ϕ · 0.80 · (0.85f _{ck} +0.01f _y) } (단, A _{eff} >1/2 · A _g)	
		
P _u =23199.410kN ≤ ϕ P _n =111017.761kN ····· O.K (S.F. 4.785) δ M _{ux} =0.000kN · m ≤ ϕ M _{nx} =0.001kN · m ····· O.K δ M _{uy} =2874.302kN · m ≤ ϕ M _{ny} =3757.192kN · m ····· O.K (S.F. 1.307) δ M _u =2874.302kN · m ≤ ϕ M _n =3757.192kN · m ····· O.K (S.F. 1.307)		

■ 기둥 1(MX-MAX)

구 분	사 용 철 근	조립도
1 단	D29× 103EA	
2 단	D29× 97EA	
계	128480.00mm ² - 1.335%	
유효단면적 A _{eff} =4810563.75 mm ²	A _{eff} =P _u / { ϕ · 0.80 · (0.85f _{ck} +0.01f _y) } (단, A _{eff} >1/2 · A _g)	
P_u=15881.296kN ≤ ϕ P_n=41269.567kN ····· O.K (S.F. 2.599) δ M_{ux}=4862.737kN · m ≤ ϕ M_{nx}=12644.997kN · m ····· O.K (S.F. 2.600) δ M_{uy}=28612.166kN · m ≤ ϕ M_{ny}=74373.106kN · m ····· O.K (S.F. 2.599) δ M_u=29022.444kN · m ≤ ϕ M_n=75440.340kN · m ····· O.K (S.F. 2.599)		

■ 기둥 1 (MY-MAX)

구 분	사 용 철 근	조립도
1 단	D29× 103EA	
2 단	D29× 97EA	
계	128480.00mm ² - 1.335%	
유효단면적 A _{eff} =4810563.75 mm ²	A _{eff} =P _u / { φ · 0.80 · (0.85f _{ck} +0.01f _y) } (단, A _{eff} >1/2 · A _g)	
Pu=16543.017kN ≤ φ Pn=48001.074kN ····· O.K (S.F. 2.902)		
δ Mux=12048.661kN · m ≤ φ Mnx=34947.490kN · m ····· O.K (S.F. 2.901)		
δ Muy=24133.090kN · m ≤ φ Mny=70013.254kN · m ····· O.K (S.F. 2.901)		
δ Mu=26973.622kN · m ≤ φ Mn=78250.431kN · m ····· O.K (S.F. 2.901)		

3) 기초설계

① 직접기초 안정검토

구 분	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	0.404	1.833	OK (4.537)	31.252	1.5	1.5이상	285.859	600	OK (2.099)
교축지각	0.791	1.833	OK (2.317)	18.171	1.5	1.5이상	325.341	600	OK (1.844)

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

② 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)	2489.000	7876.390	31.6%	4930.67	D32@100 D32@200	11913.0 0	0.08	0.42
캔틸레버 (교축지각)	3089.577	6392.321	48.3%	6135.85	D29@100 D29@200	9636.00	0.11	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.

아. 내진설계 검토

1) 교대

① 내진등급 : 내진 1 등급(가설위치 : 충청북도)

② 가속도 계수 : $A = 0.14$ ③ 지반계수 : $S = 1.2$ (지반 II)④ 지진시 안정계산 검토^{주1)}

구 분	연직력(kN)	수평력(kN)	M(저항)	M(전도)
하중	996.21	333.53	3158.90 (kN · m)	1200.80 (kN · m)

주1) 기존계산서 2. 말뚝머리 힌지 중 ⑥지진시 참조

㉠ 전도에 대한 검토

- 말뚝기초이므로 불필요.(※말뚝검토 참조)

㉡ 활동에 대한 검토

- 말뚝기초이므로 불필요.(※말뚝검토 참조)

㉢ 말뚝검토(φ508) (‘(3)지지력에 대한 검토’ 부분 참조)

- 허용지지력 = $30 \times N \times A_p + U \times \sum (l_i \times f_i)$
 $= 30 \times 40 \times 0.202 + 1.595 \times 733$
 $= 3593.13 \text{ kN/EA}$

- 지진시 허용지지력 = 허용지지력 / 2
 $= 3593.13 / 2 = 1796.56 \text{ kN/EA}$

- $F_s = 1796.56 / 787.64 = 2.281$ 안정

2) 교각

① 교각형식 : T형 교각

② 상부형식 : 3경간 STEEL BOX교

③ 기초형식 : 직접기초

④ 내진조건

㉠ 가속도 계수 : $A = 0.14$

㉡ 내진등급 : 내진2등급

㉢ 지반계수 : $S = 1.2$ (지반 II)

㉣ 응답수정계수(R)

- 하부구조

- 교각 = 3.0

- 연결부분

- 기초 = 1.0

- 상부구조와 교대 = 0.8

㉤ 해석방법 : 단일모드 스펙트럼 해석법

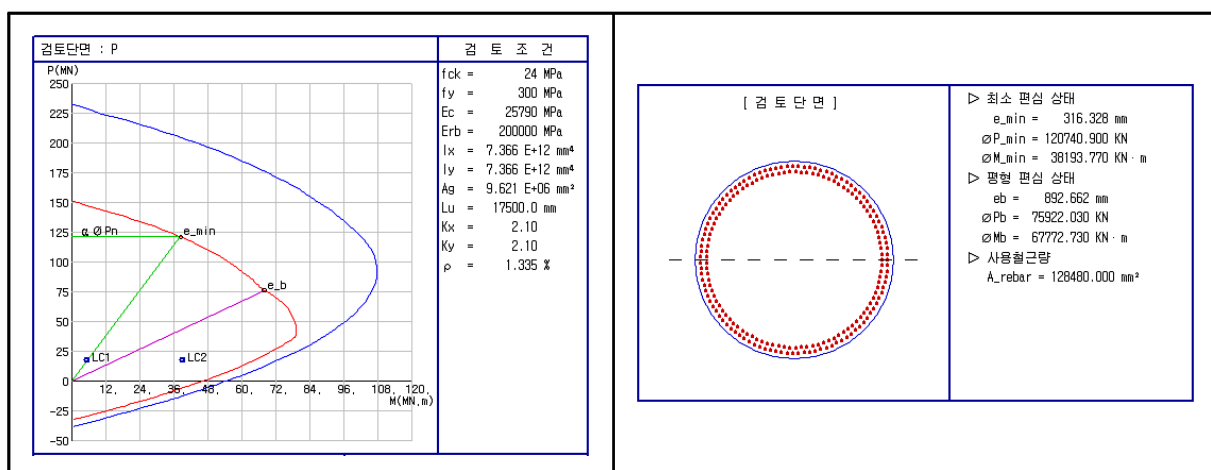
⑤ 단면력 정리 및 검토

구 분		P_u (kN) ^{주2)}	ϕP_N (kN)	$P_u / \phi P_N$	M_u ^{주3)} (kN·m)	ϕM_n (kN·m)	$M_u / \phi M_n$	비고
CASE (5)	교축방향	17656.82	120740.882	O.K. (6.838)	5263.338	38192.996	O.K. (7.256)	
	교축 직각방향		35469.985	O.K. (2.009)	38857.225	78058.503	O.K. (2.009)	

주2) 기존계산서 '8.기둥의 설계' 중 CASE (5) 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 $F_s = 2.218$)

교각부 검토결과 내진시 단면력 검토결과 안전율 2.009로 구조적으로 안전성을 확보하고 있다.

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 상부구조

가. 바닥판 검토결과

충주IC1교의 바닥판에 대한 안전성 검토 결과, S1~S3경간의 최소 안전율은 1.401로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

나. 강박스 거더 검토결과

충주IC1교의 허용응력설계법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하면에 발생하는 최대응력은 허용응력 범위 이내로서 최소 안전율이 S1~S3경간 1.191로 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. 그러나 공용후 14년이 경과된 구조물이기 때문에 지속적인 관찰을 실시하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

다. 받침용량 검토결과

충주IC1교의 받침용량에 대한 검토결과, 교량받침용량은 최대 발생 반력값 보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다. 그러나 공용후 14년이 경과된 구조물이기 때문에 지속적인 관찰을 실시하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

5.5.2 하부구조

가. 교대 검토결과

교대의 안전성 검토결과, 강도설계법에 의한 최소 안전율이 1.318로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

나. 교각 검토결과

교각(P2)에 대해서 안전성 검토를 실시한 결과, 최소 안전율은 1.0 이상으로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 그러나 공용후 14년이 경과된 구조물이기 때문에 지속적인 관찰을 실시하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.