



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

용전2교는 총연장 255.000m, 폭(12.140m)의 3차로 교량으로서, 상부구조형식은 5경간 연속 강박스 거더교($45\text{m} + 3@55\text{m} + 45\text{m} = 255\text{m}$)으로 구성되어 있다.

하부구조는 상부에서 발생하는 하중과 하부 자체의 하중까지 버틸 수 있는 구조물로, 교대(역T형) 4기와 교각(π 형) 8기로 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 S1 ~ S5 경간

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 5경간 연속 강박스 거더교
- ② 교량연장 : $L = 45\text{m} + 3@55\text{m} + 45\text{m} = 255\text{m}$
- ③ 교량폭원 : 12.140m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.4\text{m}$, $H = 2.5\text{m}$
- 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 : $G_c = 11,781\text{MPa}$
- ㉣ 허용압축응력 : $f_{ca} = 10.8\text{MPa}$

② 철근(SD400)

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

③ 강재

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

㉤ 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 선팅창계수(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)

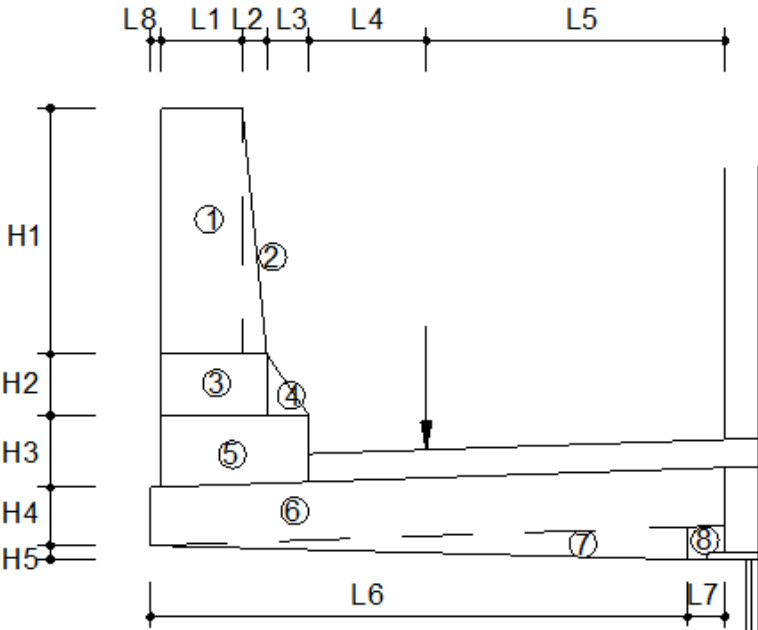
나. 바닥판 구조검토

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	$0.700 \times 0.230 \times 25 = 4.025$	0.880	3.542	
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.700 \times 25 = 0.613$	0.742	0.454	
③	$0.175 \times 0.300 \times 25 = 1.313$	0.845	1.109	
④	$\frac{1}{2} \times 0.175 \times 0.12 \times 25 = 0.263$	0.655	0.172	
⑤	$0.205 \times 0.42 \times 25 = 2.153$	0.785	1.690	
⑥	$0.250 \times 1.165 \times 25 = 7.281$	0.583	4.241	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.050 \times 1.065 \times 25 = 0.666$	0.455	0.303	
⑧	$0.050 \times 0.100 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
⑨	$0.090 \times 0.415 \times 23 = 0.859$	0.358	0.307	포장
⑩	방음벽하중	= 0.000	1.020	방음벽
계	17.296		13.035	



H1 =	0.700	m
H2 =	0.175	m
H3 =	0.205	m
H4 =	0.250	m
H5 =	0.050	m
H =	0.090	m
L1 =	0.230	m
L2 =	0.070	m
L3 =	0.120	m
L4 =	0.300	m
L5 =	0.415	m
L6 =	1.065	m
L7 =	0.100	m
L8 =	0.030	m
L =	0.415	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

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 415 + 1.14 = 1.4720\text{m}$$

$$\text{여기서, } X = 0.415\text{m}$$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.415} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.415 \times (1+0.300)}{1.472} = 35.185 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

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

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.090 = 25.433 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.990 \text{ m} = 2.970 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 2.970 \times 0.585 = 1.737 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑦ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 92.593 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_w + 1.3 M_{ct} + 1.3 M_{co} = 95.749 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 63.815 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 48.247 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 19.204 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 48.220 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑧ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.415 + 230) = 263.2 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 263.2 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 263.2 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 단면검토

㉠ 검토조건

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

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

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

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H19@125} = 2292.0 \text{ mm}^2$$

⑩ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{\text{ck}} \cdot b} = \frac{2292.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 39.948 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 2292.0 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{39.948}{2} \right) = 171.462 \text{ N}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 171.462 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 95.749 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑪ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.193$

㉡ 중립축 거리(χ) = $-nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 77.3 \text{ mm}$

㉢ 철근응력(f_s) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 48.220/[2292.0 \times (240 - 77.300/3)] = 98.196 \text{ MPa}$

㉣ 최소 두께(c_c) = $60.0 - 19.0/2 = 50.5 \text{ mm}$

㉤ 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/98.196) - 2.5 \times 50.5 = 676 \text{ mm}$

㉥ 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/98.196) = 642 \text{ mm}$

㉦ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 607 \text{ mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 642 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 캔틸레버부(중분대)-여주방향

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)	비고
①	$0.980 \times 0.230 \times 25 = 5.635$	1.050	5.917	
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.980 \times 25 = 0.858$	0.912	0.782	
③	$0.175 \times 0.300 \times 25 = 1.313$	1.015	1.332	
④	$1/2 \times 0.175 \times 0.125 \times 25 = 0.273$	0.823	0.225	
⑤	$0.165 \times 0.425 \times 25 = 1.753$	0.953	1.670	
⑥	$0.250 \times 1.165 \times 25 = 7.281$	0.583	4.241	
⑦	$1/2 \times 0.050 \times 1.065 \times 25 = 0.666$	0.455	0.303	
⑧	$0.050 \times 0.100 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
⑨	$0.090 \times 0.440 \times 23 = 0.911$	0.370	0.337	포장
⑩	방음벽하중 = 0.000	1.050	0.000	방음벽
계	18.814		14.813	

H1 =	0.980	m
H2 =	0.175	m
H3 =	0.165	m
H4 =	0.250	m
H5 =	0.050	m
H =	0.090	m
L1 =	0.230	m
L2 =	0.070	m
L3 =	0.125	m
L4 =	0.300	m
L5 =	0.440	m
L6 =	1.065	m
L7 =	0.100	m
L =	0.440	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

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.440 + 1.14 = 1.492\text{m}$$

여기서, $X = 0.440\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.440} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.440 \times (1+0.300)}{1.492} = 36.804 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

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

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.090 = 25.433 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.230 \text{ m} = 3.690 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.690 \times 0.705 = 2.601 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 98.386 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_w + 1.3 M_{ct} + 1.3 M_{co} = 100.166 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 68.793 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 51.417 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 22.639 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 51.617 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑧ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.440 + 230) = 265.2 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 265.2 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 265.2 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 단면검토

㉠ 검토조건

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

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

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

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H19@125} = 2292.0 \text{ mm}^2$$

⑩ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{\text{ck}} \cdot b} = \frac{2292.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 39.948 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 2292.0 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{39.948}{2} \right) = 171.462 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 171.462 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 100.166 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑪ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비 (n) = $E_s / E_c = 7.193$

㉡ 중립축 거리 (χ) = $-nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 77.3 \text{ mm}$

㉢ 철근응력 (f_s) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 51.617/[2292.0 \times (240 - 77.3/3)] = 105.114 \text{ MPa}$

㉣ 최소 두께 (c_c) = $60.0 - 19.0/2 = 50.5 \text{ mm}$

㉤ 인장연단 폭 (s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/105.114) - 2.5 \times 50.5 = 623 \text{ mm}$

㉥ 인장연단 폭 (s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/105.114) = 599 \text{ mm}$

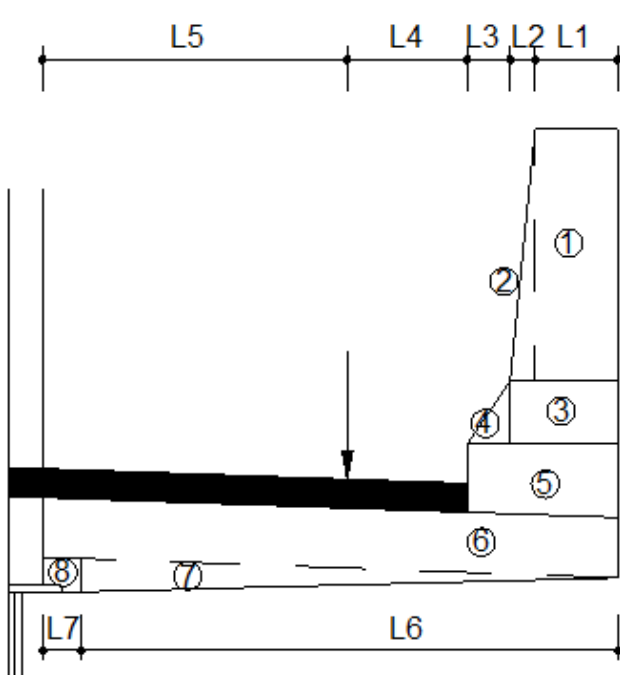
㉦ 철근 소요중심간격 (s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 599 \text{ mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 599 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 캔틸레버부(중분대)-내서방향

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)	비고
①	$0.980 \times 0.230 \times 25 = 5.635$	1.050	5.917	
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.980 \times 25 = 0.858$	0.912	0.782	
③	$0.175 \times 0.300 \times 25 = 1.313$	1.015	1.332	
④	$1/2 \times 0.175 \times 0.150 \times 25 = 0.328$	0.815	0.267	
⑤	$0.165 \times 0.450 \times 25 = 1.856$	0.940	1.745	
⑥	$0.250 \times 1.165 \times 25 = 7.281$	0.583	4.241	
⑦	$1/2 \times 0.050 \times 1.065 \times 25 = 0.666$	0.455	0.303	
⑧	$0.050 \times 0.100 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
⑨	$0.080 \times 0.415 \times 23 = 0.764$	0.358	0.273	포장
⑩	방음벽하중 = 0.000	1.050	0.000	방음벽
계	18.825		14.866	



H1 =	0.980	m
H2 =	0.175	m
H3 =	0.165	m
H4 =	0.250	m
H5 =	0.050	m
H =	0.080	m
L1 =	0.230	m
L2 =	0.070	m
L3 =	0.150	m
L4 =	0.300	m
L5 =	0.415	m
L6 =	1.065	m
L7 =	0.100	m
L =	0.415	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 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

운하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.415 + 1.14 = 1.472\text{m}$$

$$\text{여기서, } X = 0.415\text{m}$$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.415} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.415 \times (1+0.300)}{1.472} = 35.185 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

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

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.080 = 25.200 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.240 \text{ m} = 3.720 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.720 \times 0.700 = 2.604 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 94.974 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_w + 1.3 M_{ct} + 1.3 M_{co} = 97.827 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 66.759 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 51.204 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 22.712 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 50.051 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑧ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.415 + 230) = 263.2 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 263.2 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 263.2 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 단면검토

㉠ 검토조건

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

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

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

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H19@125} = 2292.0 \text{ mm}^2$$

⑩ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{\text{ck}} \cdot b} = \frac{2292.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 39.948 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 2292.0 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{39.948}{2} \right) = 171.462 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 171.462 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 97.827 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑪ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비 (n) = $E_s / E_c = 7.193$

㉡ 중립축 거리 (χ) = $-nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 77.3 \text{ mm}$

㉢ 철근응력 (f_s) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 50.051/[2292.0 \times (240 - 77.3/3)] = 101.926 \text{ MPa}$

㉣ 최소 두께 (c_c) = $60.0 - 19.0/2 = 50.5 \text{ mm}$

㉤ 인장연단 폭 (s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/101.926) - 2.5 \times 50.5 = 646 \text{ mm}$

㉥ 인장연단 폭 (s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/101.926) = 618 \text{ mm}$

㉦ 철근 소요중심간격 (s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 599 \text{ mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 599 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

4) 중앙부

① 고정하중

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

$$\text{아스팔트포장} : 0.090\text{m} \times 23.0\text{kN/m}^3 = 2.070\text{kN/m}^2$$

$$\Sigma w_d = 8.320\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{16} = \frac{8.320 \times 2.350^2}{16} = 2.872\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.350m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96\text{ kN}$)

㉠ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.350} = 0.354 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

㉡ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.135+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 38.350\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 38.350 = 30.680\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 69.696\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 33.552\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot L + 130) = (30 \times 2.35 + 130) = 200.5\text{ mm} < 220.0\text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0\text{ mm}$$

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

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

$$\phi M_n = 105.961\text{kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 69.696\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

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

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

$$\text{㉢ 철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 33.552/[1588.8 \times (210.0 - 61.5/3)] = 111.430 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{aligned} \text{㉤ 인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210/f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210/111.430) - 2.5 \times 32.00 = 627\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{㉥ 인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210/111.430) = 565\text{mm} \end{aligned}$$

$$\text{㉦ 철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 565\text{mm}$$

$$\text{㉧ 철근 평균간격 } s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 565\text{mm} \text{이므로, } \therefore \text{O.K}$$

5) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.220으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5-1】 바닥판의 단면검토결과

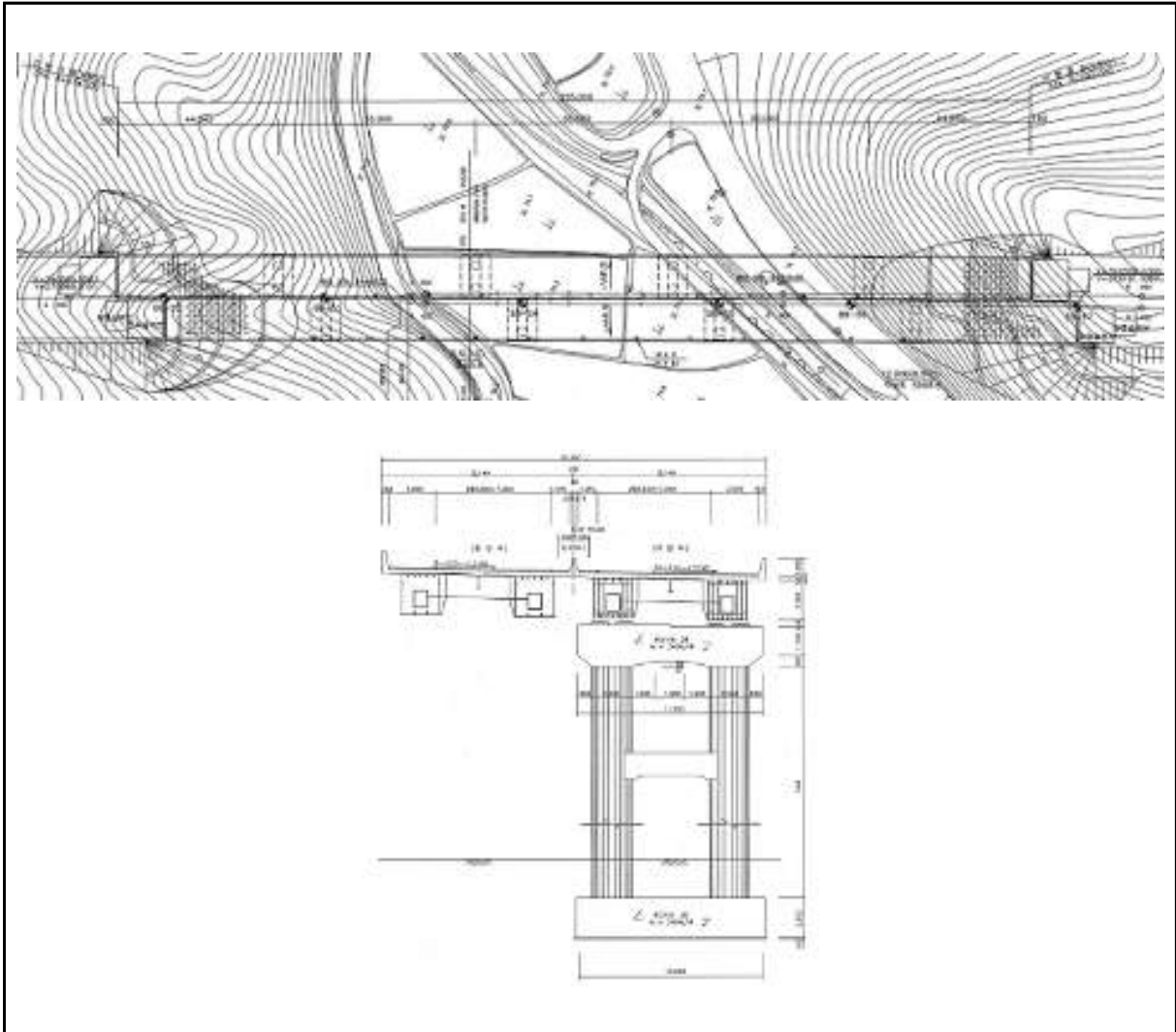
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토결과
캔틸레버부(방호벽측)	95.749	171.462	1.791	O.K
캔틸레버부(중분대측) -내서방향	100.166	122.167	1.220	O.K
캔틸레버부(중분대측) -여주방향	97.827	121.568	1.243	O.K
중앙부	69.696	105.961	1.520	O.K

【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)	48.220	98.196	240.000	125.000	642.000	O.K
캔틸레버부(중분대측) -내서방향	51.617	105.114	240.000	125.000	599.000	O.K
캔틸레버부(중분대측) -여주방향	50.051	101.926	240.000	125.000	618.000	O.K
중앙부	49.655	101.118	240.000	125.000	623.000	O.K

다. 강박스 거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5-1】 해석단면

2) 하중 산정

① 용전2교-여주방향

㉠ 합성전 고정하중

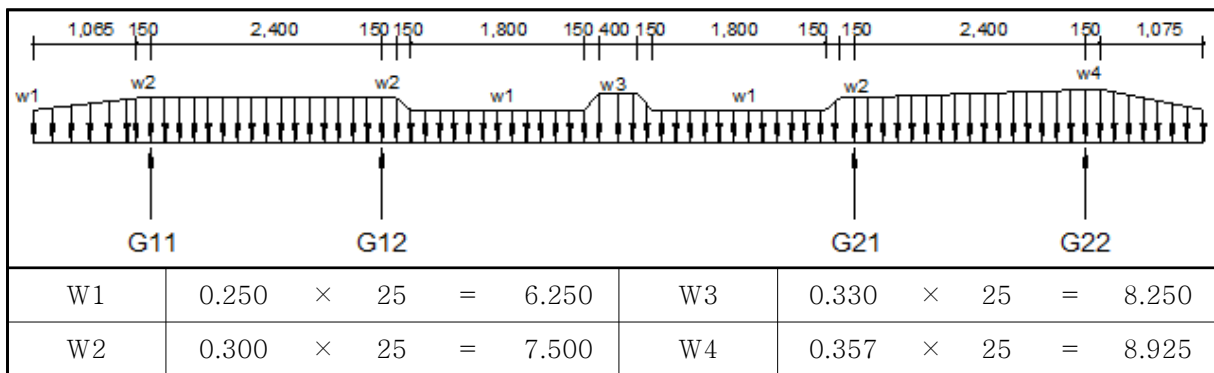
■ 강제 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

◦ 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재 자중을 41.4% 할중 적용

◦ 총 강제중량 / 모델링 강제중량 = 1.414

■ 바닥판 자중

◦ 횡방향 하중분배



【그림 5-2】 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	2.400	17.447	16.942	34.389	-0.606	
ST		16.403	-	16.403	-	
G2	2.400	17.500	19.605	37.105	2.526	

㉡ 합성후 고정하중

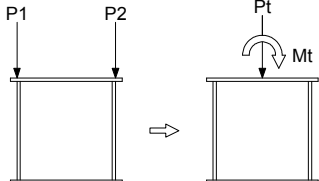
합성후 고정하중은 콘크리트 바닥판에 의한 횡분배 효과를 반영하기 위하여 2차원 프레임 모델을 사용하여 반력을 산출한 후 그 반력을 3차원 격자모델에 재하 하였다.

■ 횡방향 하중분배

			
포장	$0.090 \times 23 = 2.070 \text{ kN/m}$	방호벽측	8.367kN, 작용점 : 0.192m
중분대측	9.832kN, 작용점 : 0.155m		

【그림 5-3】 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	2.400	18.830	-1.064	17.766	-23.873	
ST		8.024	-	8.024	-	
G2	2.400	-0.153	16.624	16.471	20.132	

■ 활하중

구분	활하중
• 교 폭	• 12.140m
• 지간장(L)	• 45m + 3@55.0m + 45m = 255m
• 연석간 교폭(W_c)	• 11.240m
• 설계 차로수(N)	• $9.1\text{m} \leq W_c < 12.8\text{m} \quad \therefore$ 3차로 재하
• 설계 차로폭(W)	• $11.240\text{m} / 3 = 3.746\text{m} > 3.600\text{m}$ 이므로, $\therefore W = 3.600\text{m}$
• 충격계수(i)	• 제1, 5지간 : $15 / (40+45.0) = 0.176 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 적용
	• 제2, 3, 4지간 : $15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 적용
• 활하중 크기	표준차로하중(DL-24)
	P_m 108kN
	P_s 156kN
	W_ℓ 12.7kN/m
• 활하중 크기	표준트럭하중(DB-24)
	P_f 24 kN
	P_r 96 kN
• 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.

② 용전2교-내서방향

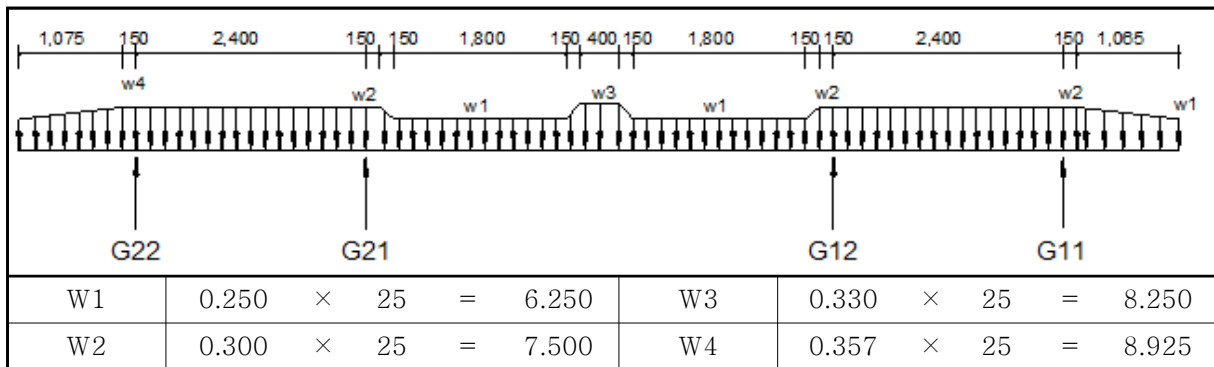
㉠ 합성전 고정하중

■ 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

- 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재 자중을 41.4% 할증 적용
- 총 강재중량 / 모델링 강재중량 = 1.414

■ 바닥판 자중

- 횡방향 하중분배



【그림 5-4】 합성전 바닥판 자중 재하도(단면A-A)

- 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m)	
G1	2.400	18.244	16.100	34.344	-2.573	
ST		16.400	-	16.400	-	
G2	2.400	17.691	18.845	36.536	1.385	

㉡ 합성후 고정하중

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

■ 횡방향 하중분배

포장	$0.080 \times 23 = 1.840 \text{ kN/m}$	방호벽	8.367kN, 작용점 : 0.192m
중분대측	9.990kN, 작용점 : 0.160m	방음벽	1.440kN

【그림 5-5】 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	2.400	18.370	-1.747	16.623	-24.140	
ST		7.774	-	7.774	-	
G2	2.400	-1.808	18.549	16.741	24.428	

■ 활하중

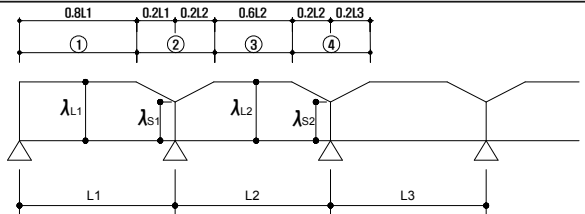
구분	활하중
• 교 폭	• 12.140m
• 지간장(L)	• 45m + 3@55.0m + 45m = 255m
• 연석간 교폭(W_c)	• 11.240m
• 설계 차로수(N)	• $9.1\text{m} \leq W_c < 12.8\text{m} \quad \therefore$ 3차로 재하
• 설계 차로폭(W)	• $11.240\text{m} / 3 = 3.747\text{m} > 3.600\text{m}$ 이므로, $\therefore W = 3.600\text{m}$
• 충격계수(i)	• 제1, 5지간 : $15 / (40+45.0) = 0.176 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 적용
	• 제2, 3, 4지간 : $15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 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)

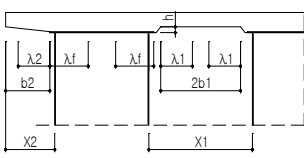
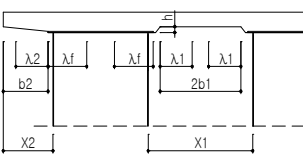
① 플랜지 유효폭

【표 5-3】 플랜지의 유효폭 산정

구 분	플랜지 (m)		비 고
	G1	G2	
제1, 5 간 중앙부	2.600	2.600	 상부 : 복부간격 $2b = 2.400\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ 하부 : 복부간격 $2b = 2.400\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ $L1 = 45.00\text{m}$, $L2 = 55.00\text{m}$, $L3 = 55.00\text{m}$, $L4 = 55.00\text{m}$, $L5 = 45.00\text{m}$
제1, 4중간 지점부	2.322	2.322	
제2~3지간 중앙부	2.600	2.600	
제2, 3중간 지점부	2.357	2.357	

② 바닥판 유효폭

【표 5-4】 바닥판의 유효폭 산정

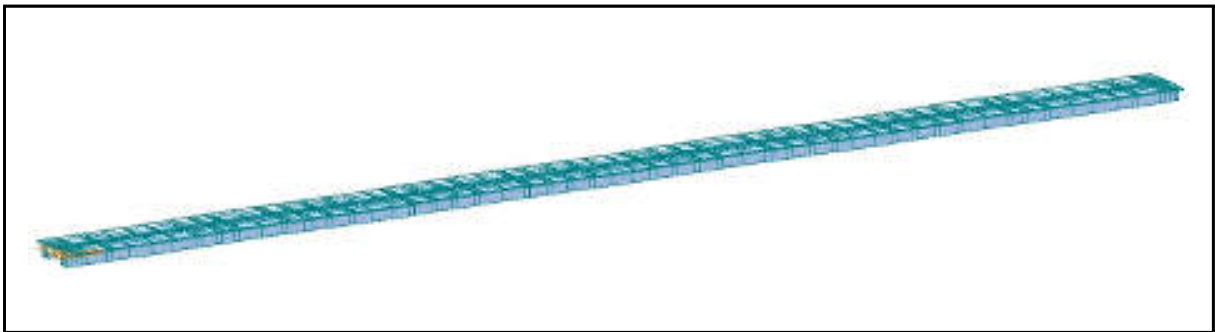
구 분	바닥판 (m)	
	G1	G2
개 요	 $X_1 = 2.450\text{m}$, $X_2 = 1.215\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$	 $X_1 = 2.450\text{m}$, $X_2 = 1.215\text{m}$ $h = 0.05\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$
제1, 5 간 중앙부	6.001	6.001
제1, 4중간 지점부	5.112	5.112
제2~3지간 중앙부	5.974	5.974
제2, 3중간 지점부	5.214	5.214

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.



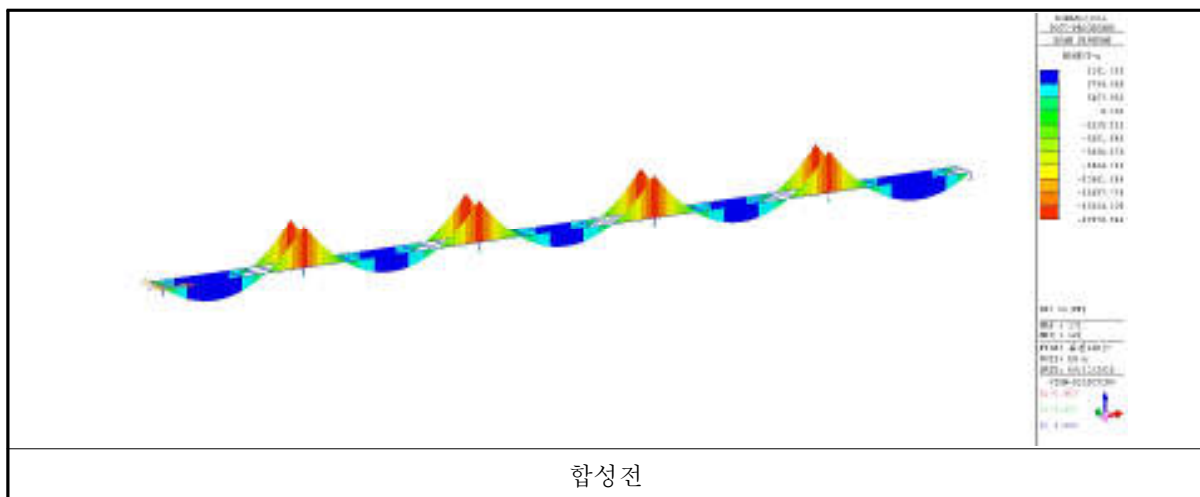
【그림 5-6】 해석모델링

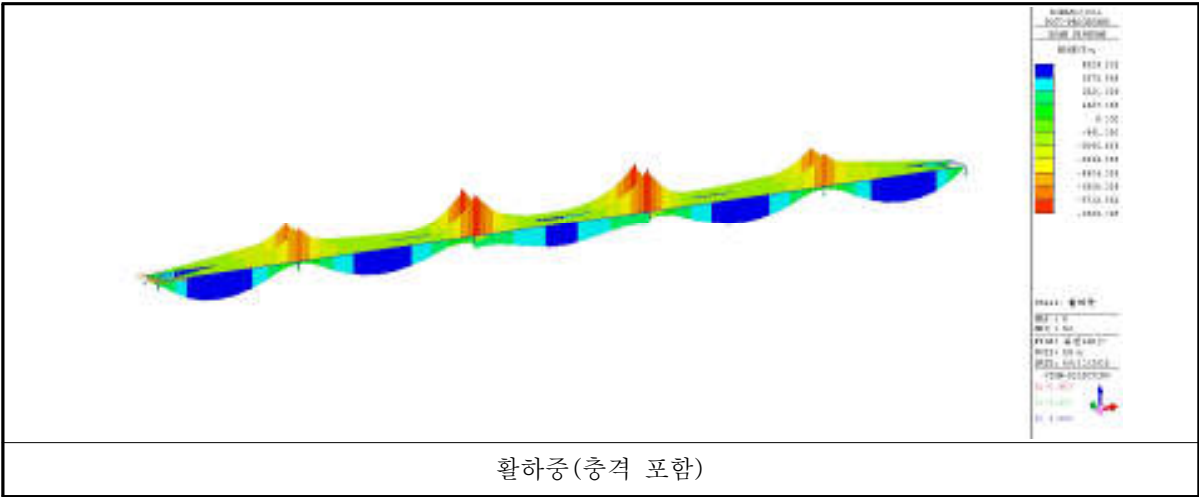
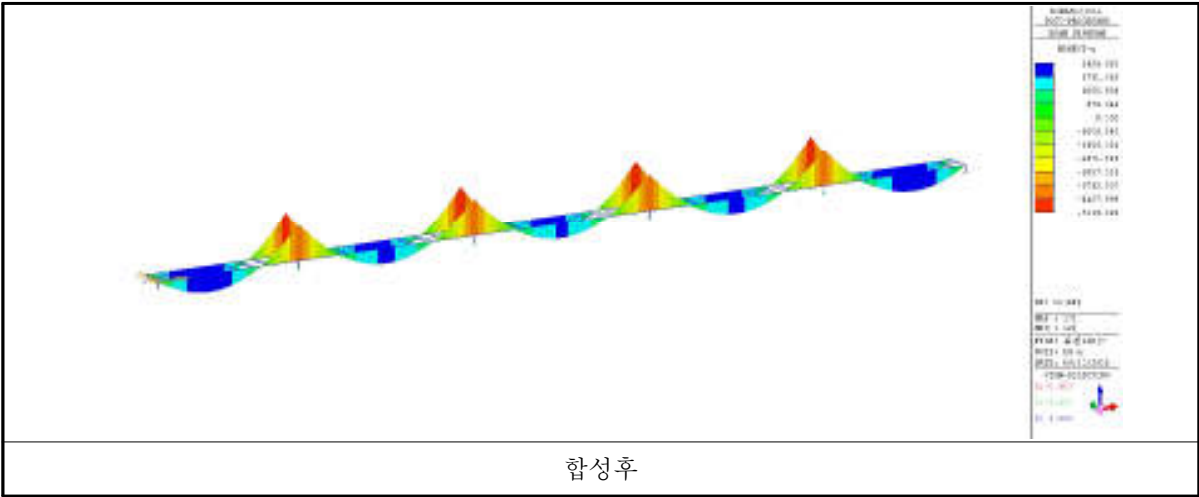
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 여주방향

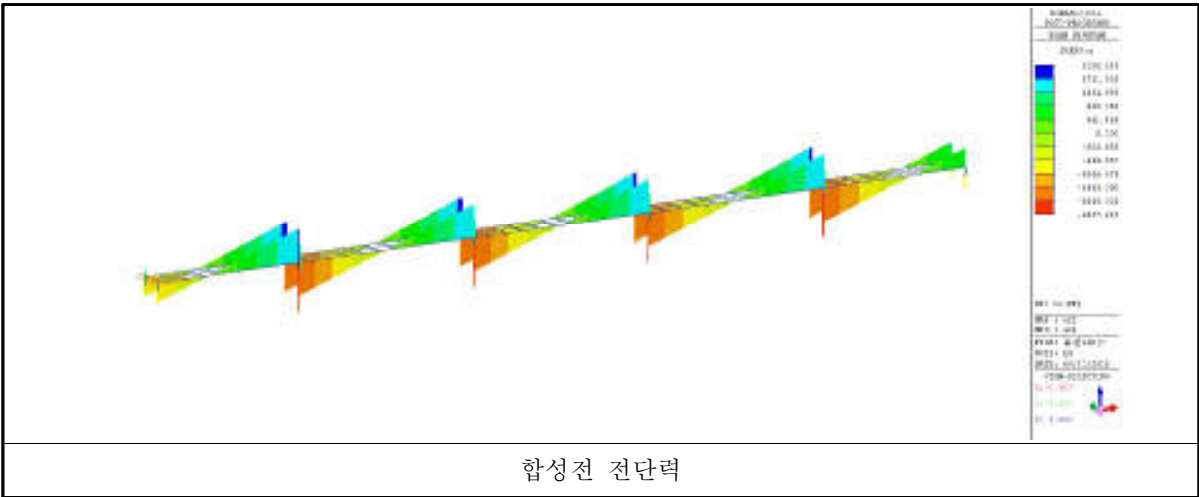
■ 휨모멘트

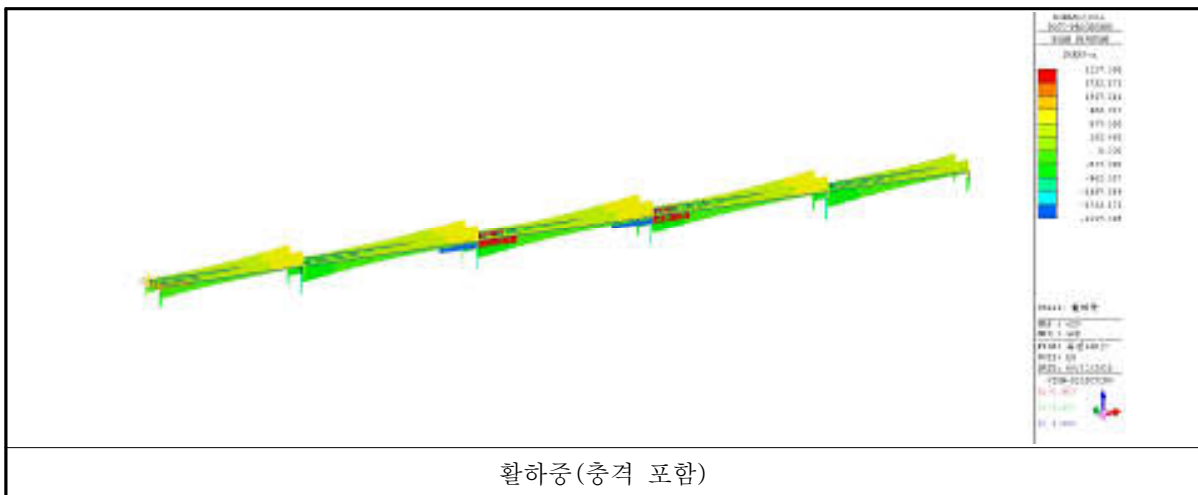
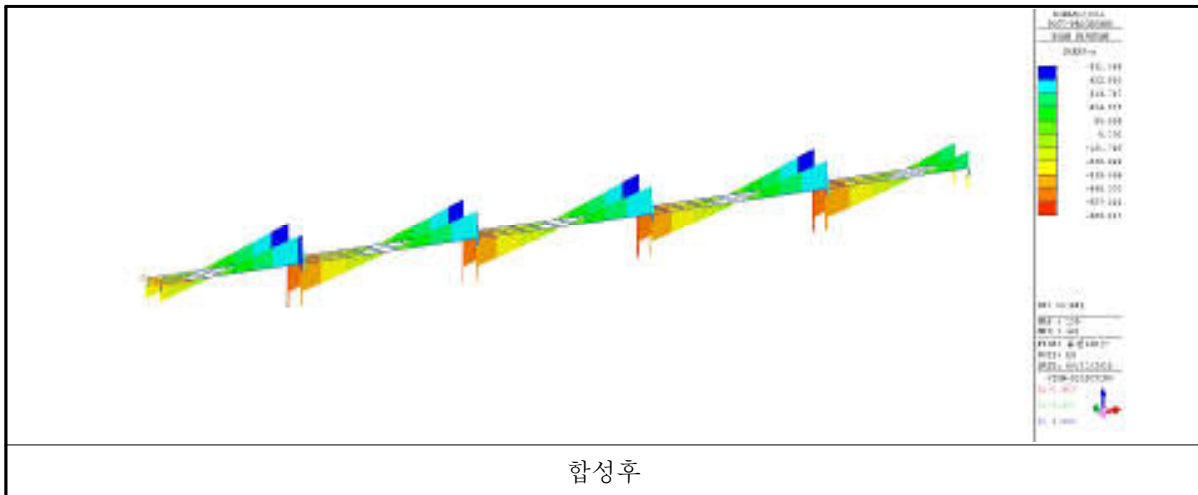




【그림 5-7】 휨모멘트(여주방향)

■ 전단력

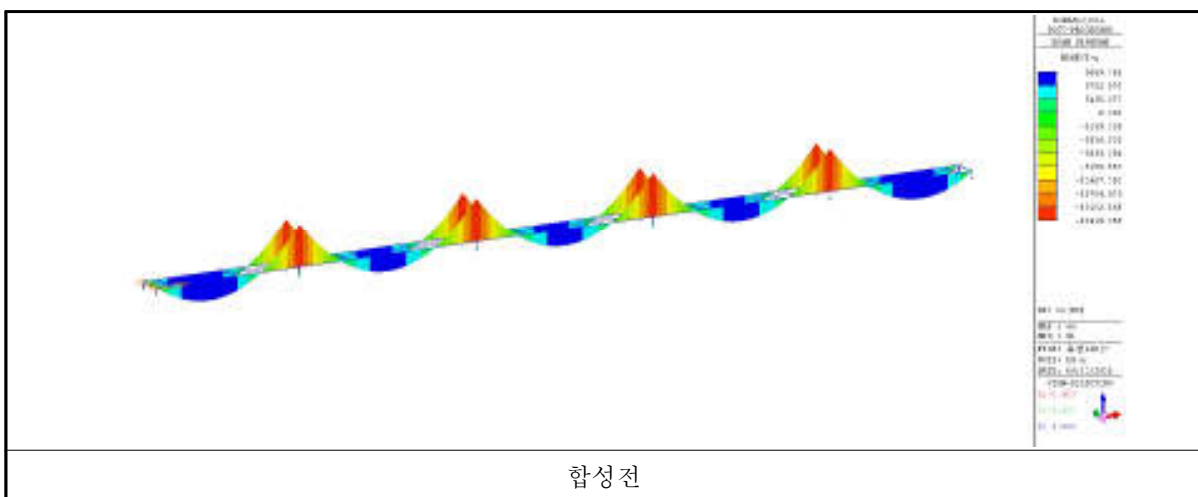


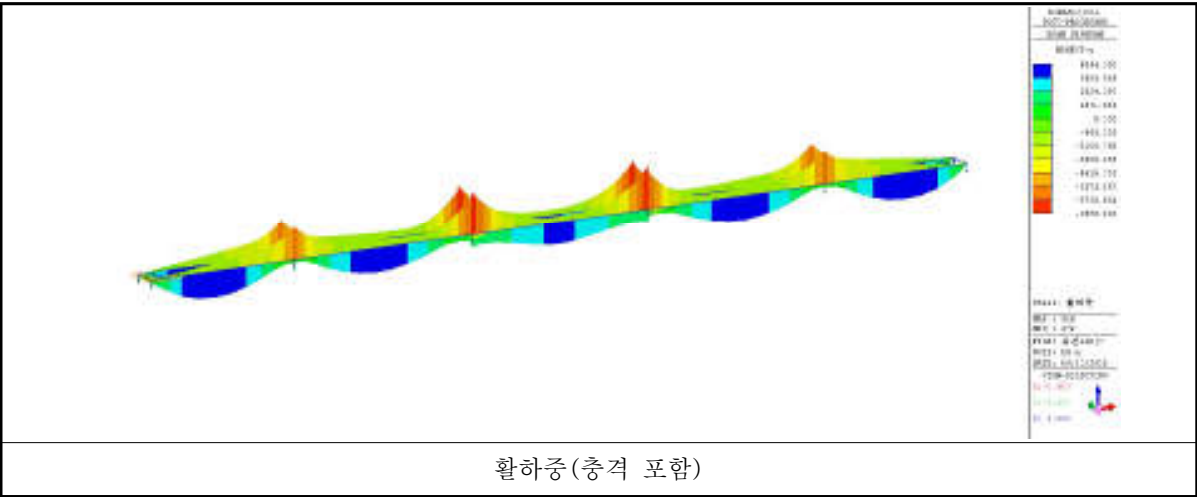
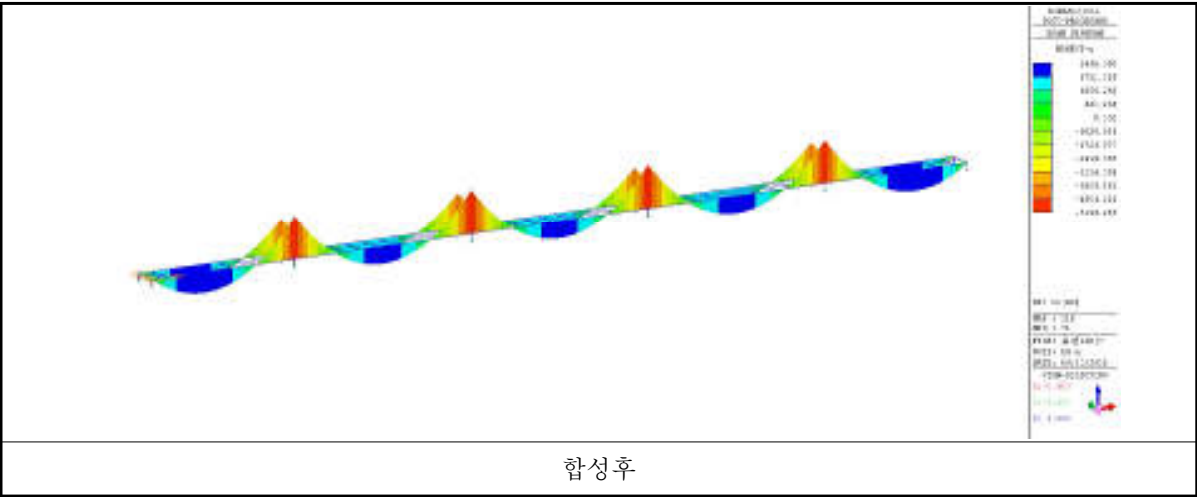


【그림 5-8】 전단력(여주방향)

㉠ 내서방향

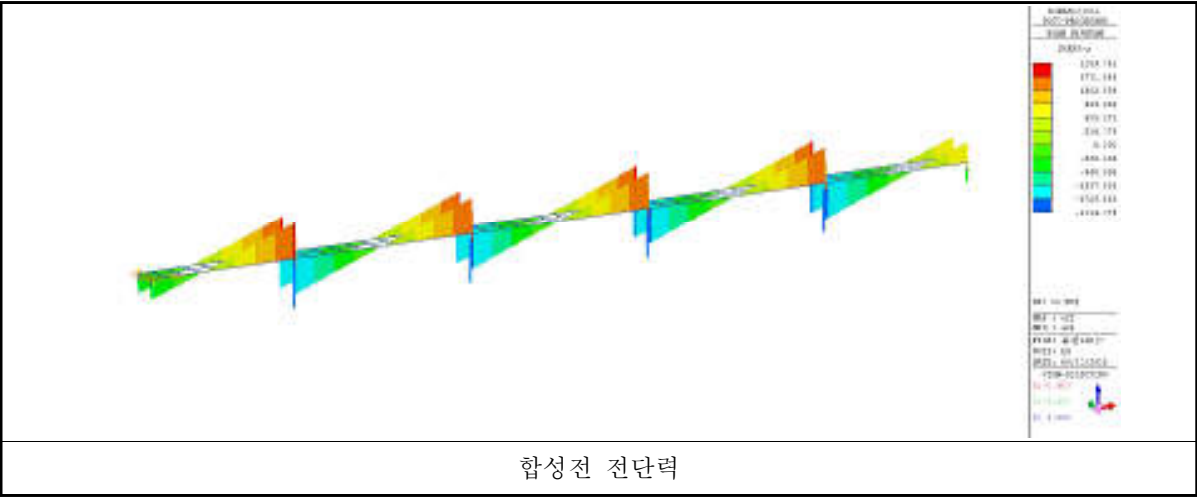
■ 휨모멘트

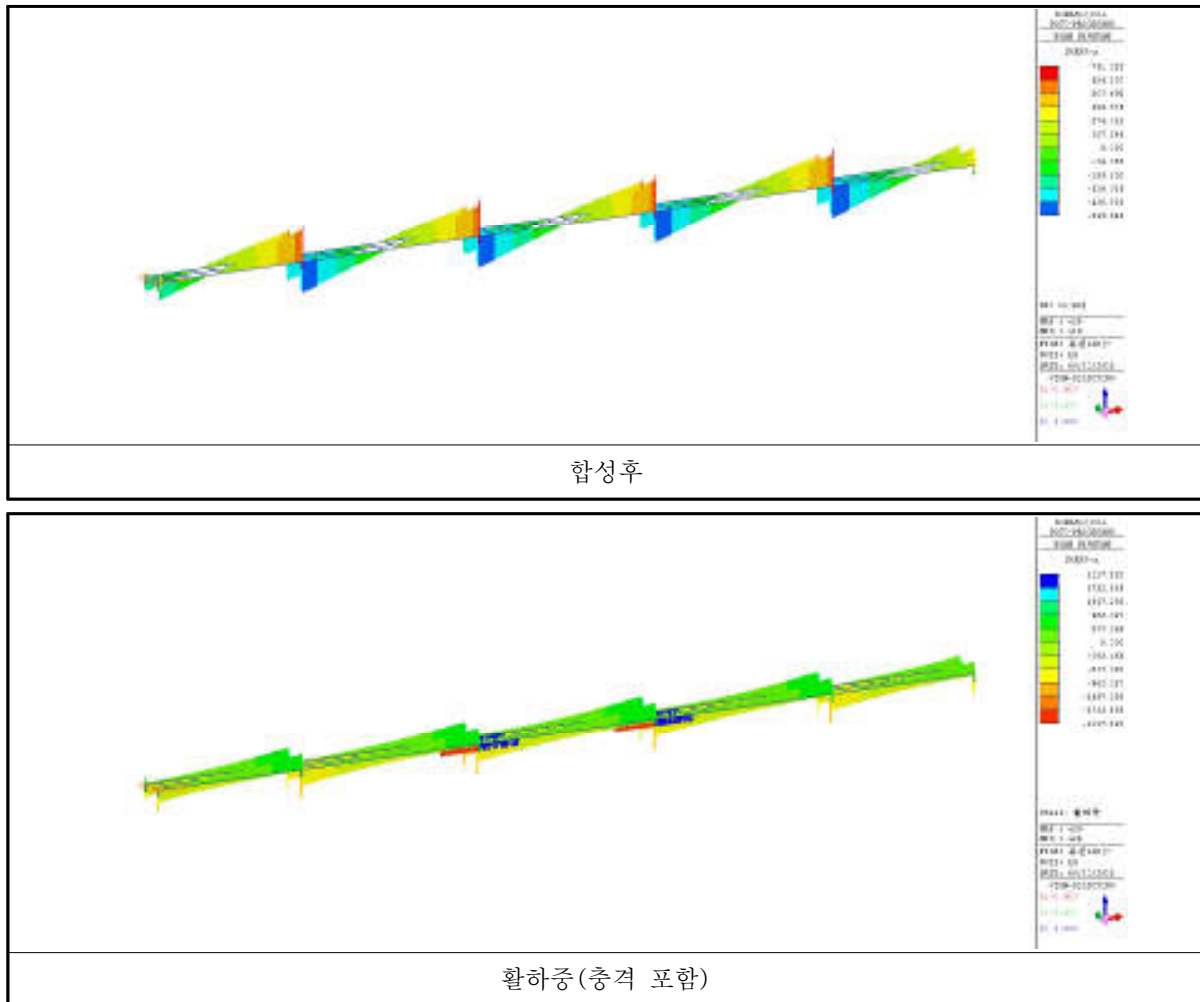




【그림 5-9】 휨모멘트(내서방향)

■ 전단력



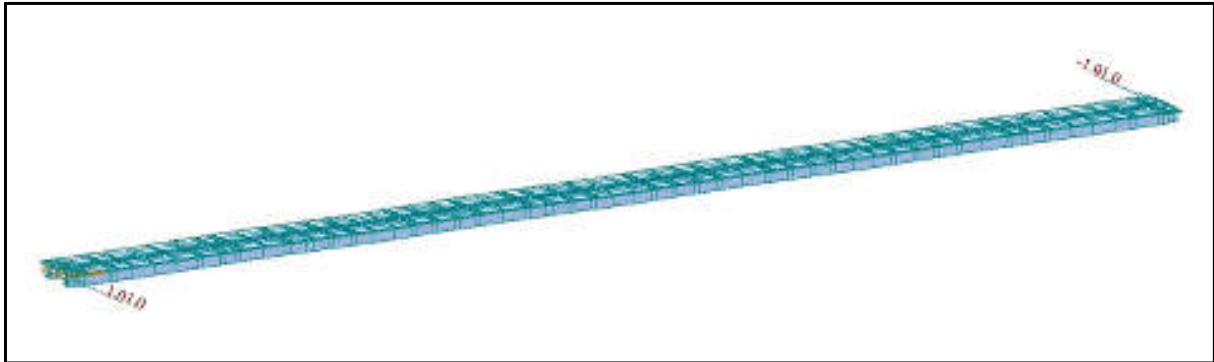


【그림 5-10】 전단력(내서방향)

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 5-11】 2차 부정정력에 대한 영향 검토

③ 단면력 산정결과

㉠ 여주방향

■ 경간(S1~S5) 정모멘트부

【표 5-5】 경간(S1~S5) 정모멘트부 단면력 산정결과(여주방향)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
S1, S5	휨모멘트(kN · m)	8119.519	2816.190	4650.938	15586.647
	전단력(kN)	42.351	14.551	-275.826	-218.924
	비틀림모멘트(kN · m)	17.438	-26.730	-342.750	-352.042
S2, S4	휨모멘트(kN · m)	6762.098	2361.939	4348.850	13472.887
	전단력(kN)	2.877	2.085	287.470	292.432
	비틀림모멘트(kN · m)	0.284	1.412	354.061	355.757
S3	휨모멘트(kN · m)	6728.499	2333.033	3911.299	12972.831
	전단력(kN)	0.000	0.000	304.870	304.870
	비틀림모멘트(kN · m)	0.000	0.000	351.570	351.570

■ 지점부(P1) 부모멘트부

【표 5-6】 지점부(P1~P4) 부모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
P1, P4	휨모멘트(kN · m)	-17148.987	-5735.461	-5907.488	-28791.936
	전단력(kN)	-1756.878	-583.910	-759.515	-3100.303
	비틀림모멘트(kN · m)	140.744	-234.891	870.297	776.150
P2, P3	휨모멘트(kN · m)	-17192.298	-5535.740	-6898.177	-29626.215
	전단력(kN)	1735.476	550.939	809.145	3095.560
	비틀림모멘트(kN · m)	284.165	-139.115	817.605	962.655

㉔ 내서방향

■ 경간(S1~S5) 정모멘트부

【표 5-7】 경간(S1~S5) 정모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
S1, S5	휨모멘트(kN · m)	8011.410	2984.478	4623.620	15619.508
	전단력(kN)	-20.940	36.204	227.490	242.754
	비틀림모멘트(kN · m)	35.170	37.656	309.890	382.716
S2, S4	휨모멘트(kN · m)	6656.130	2498.063	4390.470	13544.663
	전단력(kN)	2.340	1.990	281.430	285.760
	비틀림모멘트(kN · m)	-1.850	-2.581	347.120	342.689
S3	휨모멘트(kN · m)	6628.410	2467.309	3996.150	13091.869
	전단력(kN)	0.000	0.000	314.390	314.390
	비틀림모멘트(kN · m)	0.000	0.000	355.000	355.000

■ 지점부(P1) 부모멘트부

【표 5-8】 지점부(P1~P4) 부모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
P1, P4	휨모멘트(kN · m)	-16830.730	-5934.605	-6191.280	-28956.615
	전단력(kN)	-1715.320	606.380	-788.610	-1897.550
	비틀림모멘트(kN · m)	250.980	-115.500	-675.680	-540.200
P2, P3	휨모멘트(kN · m)	-17171.910	-6027.884	-8055.400	-31255.194
	전단력(kN)	-1741.120	590.292	-841.140	-1991.968
	비틀림모멘트(kN · m)	253.250	-135.169	-612.970	-494.889

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 여주방향

㉠ 경간(S1~S5) 정모멘트부

■ S1-G1(단면-97)

◦ 휨응력

【표 5-9】 경간(S1, S5) 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	59.289	-64.192	190.000	190.000	3.205	2.960
1+2+3	71.446	-121.300	190.000	190.000	2.659	1.566
1+2+3+4	76.604	-120.089	218.500	190.000	2.852	1.582
1+2+3+4+5	99.206	-115.425	218.500	190.000	2.202	1.646
1+2+3+4+5+6	115.353	-110.848	247.000	218.500	2.141	1.971
1+2+3+4+5-6	83.060	-120.002	247.000	218.500	2.974	1.821
1+2+3+4+5+7	99.110	-114.971	237.500	237.500	2.396	2.066
1+2+3+4+5+6+7	115.256	-110.394	256.500	256.500	2.225	2.323
1+2+3+4+5-6+7	82.963	-119.548	256.500	256.500	3.092	2.146

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

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

$$= 7.704 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{115.353}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{7.704}{110.000}\right)^2 = 0.218 + 0.005 = 0.223 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-121.300}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{7.704}{110.000}\right)^2 = 0.408 + 0.005 = 0.412 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

■ S2-G1(단면-115)

◦ 휨응력

【표 5-10】 경간(S2, S4) 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	54.599	-59.480	190.000	190.000	3.480	3.194
1+2+3	64.842	-113.834	190.000	190.000	2.930	1.669
1+2+3+4	68.412	-109.702	218.500	190.000	3.194	1.732
1+2+3+4+5	85.206	-89.936	218.500	190.000	2.564	2.113
1+2+3+4+5+6	99.440	-73.837	247.000	218.500	2.484	2.959
1+2+3+4+5-6	70.972	-106.036	247.000	218.500	3.480	2.061
1+2+3+4+5+7	85.708	-92.601	237.500	237.500	2.771	2.565
1+2+3+4+5+6+7	99.942	-76.501	256.500	256.500	2.566	3.353
1+2+3+4+5-6+7	71.474	-108.700	256.500	256.500	3.589	2.360

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.419 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{99.440}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{9.419}{110.000}\right)^2 = 0.162 + 0.007 = 0.169 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-113.834}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.419}{110.000}\right)^2 = 0.359 + 0.007 = 0.366 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

■ S3-G1(단면-134)

◦ 휨응력

【표 5-11】 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	54.328	-59.184	190.000	190.000	3.497	3.210
1+2+3	63.654	-108.676	190.000	190.000	2.985	1.748
1+2+3+4	67.363	-105.132	218.500	190.000	3.244	1.807
1+2+3+4+5	85.333	-88.042	218.500	190.000	2.561	2.158
1+2+3+4+5+6	99.951	-73.978	247.000	218.500	2.471	2.954
1+2+3+4+5-6	70.716	-102.107	247.000	218.500	3.493	2.140
1+2+3+4+5+7	85.247	-87.583	237.500	237.500	2.786	2.712
1+2+3+4+5+6+7	99.864	-73.518	256.500	256.500	2.568	3.489
1+2+3+4+5-6+7	70.630	-101.647	256.500	256.500	3.632	2.523

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.681 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{99.951}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{9.681}{110.000}\right)^2 = 0.164 + 0.008 = 0.171 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-108.676}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.681}{110.000}\right)^2 = 0.327 + 0.008 = 0.335 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 지점부 부모멘트부

■ P1-G1(단면-106)

◦ 휨응력

【표 5-12】 지점(P1, P4) 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	-97.768	87.753	190.00	190.00	1.943	2.165
1+2+3	-152.854	143.413	190.00	190.00	1.243	1.325
1+2+3+4	-159.037	132.318	190.00	190.00	1.195	1.436
1+2+3+4+5	-148.732	152.114	190.00	190.00	1.277	1.249
1+2+3+4+5+6	-133.079	176.576	218.50	218.50	1.642	1.237
1+2+3+4+5-6	-164.385	127.651	218.50	218.50	1.329	1.712
1+2+3+4+5+7	-147.785	151.157	256.50	256.50	1.736	1.697
1+2+3+4+5+6+7	-132.132	175.620	256.50	256.50	1.941	1.461
1+2+3+4+5-6+7	-163.438	126.695	256.50	256.50	1.569	2.025

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

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

$$= 27.710 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-159.037}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{27.710}{110.000}\right)^2 = 0.701 + 0.063 = 0.764 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{176.576}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{27.710}{110.000}\right)^2 = 0.653 + 0.063 = 0.717 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

■ P2-G2(단면-35)

◦ 휨응력

【표 5-13】 지점(P2, P3) 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	-90.900	82.036	190.00	190.00	2.090	2.316
1+2+3	-161.937	153.726	190.00	190.00	1.173	1.236
1+2+3+4	-170.523	146.869	190.00	190.00	1.114	1.294
1+2+3+4+5	-154.216	159.581	190.00	190.00	1.232	1.191
1+2+3+4+5+6	-133.183	177.247	218.50	218.50	1.641	1.233
1+2+3+4+5-6	-175.249	141.915	218.50	218.50	1.247	1.540
1+2+3+4+5+7	-155.163	160.537	256.50	256.50	1.653	1.598
1+2+3+4+5+6+7	-134.130	178.203	256.50	256.50	1.912	1.439
1+2+3+4+5-6+7	-176.196	142.871	256.50	256.50	1.456	1.795

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

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

$$= 26.305 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-170.523}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{26.305}{110.000}\right)^2 = 0.805 + 0.057 = 0.863 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{159.581}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{26.305}{110.000}\right)^2 = 0.705 + 0.057 = 0.763 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 내서방향

㉠ 경간(S1~S5) 정모멘트부

■ S1-G1(단면-326)

◦ 휨응력

【표 5-14】 경간(S1, S5) 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	58.499	-63.337	190.000	190.000	3.248	3.000
1+2+3	70.843	-121.232	190.000	190.000	2.682	1.567
1+2+3+4	76.236	-119.741	218.500	190.000	2.866	1.587
1+2+3+4+5	98.431	-114.257	218.500	190.000	2.220	1.663
1+2+3+4+5+6	114.432	-109.039	247.000	218.500	2.158	2.004
1+2+3+4+5-6	82.431	-119.475	247.000	218.500	2.996	1.829
1+2+3+4+5+7	98.818	-116.072	237.500	237.500	2.403	2.046
1+2+3+4+5+6+7	114.819	-110.854	256.500	256.500	2.234	2.314
1+2+3+4+5-6+7	82.818	-121.291	256.500	256.500	3.097	2.115

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

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

$$= 8.264 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{114.432}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{8.264}{110.000}\right)^2 = 0.215 + 0.006 = 0.220 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-121.232}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{8.264}{110.000}\right)^2 = 0.407 + 0.006 = 0.413 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

■ S2-G1 (단면-344)

◦ 휨응력

【표 5-15】 경간(S2, S4) 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	53.743	-58.548	190.000	190.000	3.535	3.245
1+2+3	64.237	-114.234	190.000	190.000	2.958	1.663
1+2+3+4	68.013	-109.863	218.500	190.000	3.213	1.729
1+2+3+4+5	84.807	-90.098	218.500	190.000	2.576	2.109
1+2+3+4+5+6	99.041	-73.998	247.000	218.500	2.494	2.953
1+2+3+4+5-6	70.573	-106.198	247.000	218.500	3.500	2.057
1+2+3+4+5+7	85.168	-92.012	237.500	237.500	2.789	2.581
1+2+3+4+5+6+7	99.401	-75.912	256.500	256.500	2.580	3.379
1+2+3+4+5-6+7	70.934	-108.111	256.500	256.500	3.616	2.373

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.287 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{99.041}{247.000} \right)^2 + \left(\frac{9.287}{110.000} \right)^2 = 0.161 + 0.007 = 0.168 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-114.234}{-190.000} \right)^2 + \left(\frac{9.287}{110.000} \right)^2 = 0.361 + 0.007 = 0.369 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

■ S3-G1(단면-363)

◦ 휨응력

【표 5-16】 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	53.520	-58.304	190.000	190.000	3.550	3.259
1+2+3	63.168	-109.504	190.000	190.000	3.008	1.735
1+2+3+4	67.091	-105.756	218.500	190.000	3.257	1.797
1+2+3+4+5	85.061	-88.666	218.500	190.000	2.569	2.143
1+2+3+4+5+6	99.678	-74.602	247.000	218.500	2.478	2.929
1+2+3+4+5-6	70.443	-102.731	247.000	218.500	3.506	2.127
1+2+3+4+5+7	85.418	-90.562	237.500	237.500	2.780	2.623
1+2+3+4+5+6+7	100.035	-76.497	256.500	256.500	2.564	3.353
1+2+3+4+5-6+7	70.801	-104.626	256.500	256.500	3.623	2.452

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.957 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{99.678}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{9.957}{110.000}\right)^2 = 0.163 + 0.008 = 0.171 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-109.504}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.957}{110.000}\right)^2 = 0.332 + 0.008 = 0.340 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 지점부 부모멘트부

■ P1-G1(단면-334)

◦ 휨응력

【표 5-17】 지점(P1, P4) 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	-95.954	86.125	190.00	190.00	1.980	2.206
1+2+3	-168.798	159.805	190.00	190.00	1.126	1.189
1+2+3+4	-175.191	148.317	190.00	190.00	1.085	1.281
1+2+3+4+5	-164.893	168.126	190.00	190.00	1.152	1.130
1+2+3+4+5+6	-149.248	192.601	218.50	218.50	1.464	1.134
1+2+3+4+5-6	-180.539	143.651	218.50	218.50	1.210	1.521
1+2+3+4+5+7	-168.811	172.089	256.50	256.50	1.519	1.491
1+2+3+4+5+6+7	-153.166	196.564	256.50	256.50	1.675	1.305
1+2+3+4+5-6+7	-184.457	147.614	256.50	256.50	1.391	1.738

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

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

$$= 18.053 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-175.191}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{18.053}{110.000}\right)^2 = 0.850 + 0.027 = 0.877 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{168.126}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{18.053}{110.000}\right)^2 = 0.783 + 0.027 = 0.810 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

■ P2-G2(단면-353)

◦ 휨응력

【표 5-18】 지점(P2, P3) 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	-90.792	81.939	190.00	190.00	2.093	2.319
1+2+3	-170.409	162.368	190.00	190.00	1.115	1.170
1+2+3+4	-179.757	154.901	190.00	190.00	1.057	1.227
1+2+3+4+5	-163.453	167.614	190.00	190.00	1.162	1.134
1+2+3+4+5+6	-142.424	185.282	218.50	218.50	1.534	1.179
1+2+3+4+5-6	-184.483	149.947	218.50	218.50	1.184	1.457
1+2+3+4+5+7	-167.361	171.562	256.50	256.50	1.533	1.495
1+2+3+4+5+6+7	-146.331	189.230	256.50	256.50	1.753	1.355
1+2+3+4+5-6+7	-188.391	153.894	256.50	256.50	1.362	1.667

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

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

$$= 17.465 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

－상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-179.757}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{17.465}{110.000}\right)^2 = 0.895 + 0.025 = 0.920 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

－하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{167.614}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{17.465}{110.000}\right)^2 = 0.778 + 0.025 = 0.803 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 강박스 거더의 응력 검토

① 휨응력

㉠ 여주방향

【표 5-19】 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	115.353	-121.300	247.00	-190.00	2.141	1.566	O.K
	S2-G1	99.440	-113.834	247.00	-190.00	2.484	1.669	O.K
	S3-G1	99.951	-108.676	247.00	-190.00	2.471	1.748	O.K
부모멘트부	P3-G1	-159.037	176.576	-90.00	218.50	1.195	1.237	O.K
	P2-G2	-170.523	159.581	-90.00	190.00	1.114	1.191	O.K

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉡ 내서방향

【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	S1-G1	114.432	-121.232	247.00	-190.00	2.158	1.567	O.K
	S2-G1	99.041	-114.234	247.00	-190.00	2.494	1.663	O.K
	S3-G1	99.678	-109.504	247.00	-190.00	2.478	1.735	O.K
부모멘트부	P3-G1	-175.191	168.126	-90.00	190.00	1.085	1.130	O.K
	P2-G2	-179.757	167.614	-90.00	190.00	1.057	1.134	O.K

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

② 전단응력

㉠ 여주방향

【표 5-21】 강박스 거더의 전단응력 검토결과

구 분		전 단 응 력		안전율	검토결과
		작용응력(MPa)	허용응력(MPa)		
정모멘트부	S1-G1	7.704	110.000	14.278	O.K
	S2-G1	9.419	110.000	11.679	O.K
	S3-G1	9.681	110.000	11.362	O.K
부모멘트부	P3-G1	27.710	110.000	3.970	O.K
	P2-G2	26.305	110.000	4.182	O.K

㉔ 내서방향

【표 5-22】 강박스 거더의 전단응력 검토결과

구 분		전 단 응 력		안전율	검토결과
		작용응력(MPa)	허용응력(MPa)		
정모멘트부	S1-G1	8.264	110.000	13.311	O.K
	S2-G1	9.287	110.000	11.845	O.K
	S3-G1	9.957	110.000	11.048	O.K
부모멘트부	P3-G1	18.053	110.000	6.093	O.K
	P2-G2	17.465	110.000	6.298	O.K

허용응력법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하면에 발생하는 최대응력은 허용응력 이내(휨응력 : 1.057, 전단응력 : 3.970)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 0.168~0.920 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 5-23】 교량받침용량 검토(여주방향)

구 분		합성전고정하중 (kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	받침용량 (kN)	검토 결과
		Steel	Concrete					
A1	Sh1	110.077	278.156	289.075	549.768	1227.076	3000	O.K
	Sh2	183.907	442.347	62.259	780.394	1468.907	3000	O.K
	Sh3	183.910	521.107	112.396	796.987	1614.400	3000	O.K
	Sh4	110.074	177.078	221.385	507.891	1016.428	3000	O.K
P1	Sh1	497.499	1028.147	846.205	993.012	3364.863	4500	O.K
	Sh2	649.909	1471.132	366.133	1163.744	3650.917	4500	O.K
	Sh3	649.903	1571.469	436.166	1185.322	3842.861	4500	O.K
	Sh4	497.505	824.078	700.633	921.848	2944.063	4500	O.K
P2	Sh1	512.423	1013.677	850.345	1062.419	3438.864	4500	O.K
	Sh2	668.339	1460.476	352.905	1220.416	3702.136	4500	O.K
	Sh3	668.341	1568.872	427.977	1243.345	3908.535	4500	O.K
	Sh4	512.421	797.269	697.104	986.801	2993.595	4500	O.K
P3	Sh1	512.423	1013.677	850.345	1062.419	3438.864	4500	O.K
	Sh2	668.339	1460.476	352.905	1220.416	3702.136	4500	O.K
	Sh3	668.341	1568.872	427.977	1243.345	3908.535	4500	O.K
	Sh4	512.421	797.269	697.104	986.801	2993.595	4500	O.K
P4	Sh1	497.499	1028.147	846.205	995.346	3367.197	4500	O.K
	Sh2	649.909	1471.132	366.133	1164.911	3652.084	4500	O.K
	Sh3	649.903	1571.469	436.166	1185.322	3842.861	4500	O.K
	Sh4	497.505	824.078	700.633	921.848	2944.063	4500	O.K
A2	Sh1	110.077	278.156	289.075	549.768	1227.076	3000	O.K
	Sh2	183.907	442.347	62.259	780.394	1468.907	3000	O.K
	Sh3	183.910	521.107	112.396	796.987	1614.400	3000	O.K
	Sh4	110.074	177.078	221.385	507.891	1016.428	3000	O.K

【표 5-24】 교량반침용량 검토(내서방향)

구 분		합성전고정하중 (kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	반침용량 (kN)	검토 결과
		Steel	Concrete					
A1	Sh1	113.056	202.625	117.485	466.8	786.910	3000	O.K
	Sh2	176.514	494.225	242.742	663.963	1400.930	3000	O.K
	Sh3	176.517	454.917	109.068	677.324	1241.309	3000	O.K
	Sh4	113.053	256.753	322.195	432.422	1011.370	3000	O.K
P1	Sh1	504.357	879.827	440.248	854.324	2174.399	4500	O.K
	Sh2	627.976	1517.387	771.3	999.966	3288.653	4500	O.K
	Sh3	627.972	1476.608	631.57	1013.847	3122.025	4500	O.K
	Sh4	504.361	986.650	870.921	788.69	2646.261	4500	O.K
P2	Sh1	519.469	855.459	422.899	919.823	2198.181	4500	O.K
	Sh2	646.350	1513.391	772.483	1055.972	3341.846	4500	O.K
	Sh3	646.352	1468.424	617.382	1071.497	3157.303	4500	O.K
	Sh4	519.467	968.867	877.208	850.034	2696.109	4500	O.K
P3	Sh1	519.469	855.459	422.899	919.824	2198.182	4500	O.K
	Sh2	646.350	1513.391	772.483	1055.972	3341.846	4500	O.K
	Sh3	646.352	1468.424	617.377	1071.497	3157.298	4500	O.K
	Sh4	519.467	968.867	877.214	850.034	2696.115	4500	O.K
P4	Sh1	504.357	879.827	440.22	854.324	2174.371	4500	O.K
	Sh2	627.976	1517.387	771.329	999.966	3288.682	4500	O.K
	Sh3	627.972	1476.608	631.608	1013.847	3122.063	4500	O.K
	Sh4	504.361	986.650	870.883	788.689	2646.222	4500	O.K
A2	Sh1	113.056	202.625	102.949	466.88	772.454	3000	O.K
	Sh2	176.514	494.225	257.28	663.963	1415.468	3000	O.K
	Sh3	176.517	454.917	123.765	677.324	1256.006	3000	O.K
	Sh4	113.053	256.753	307.495	432.422	996.670	3000	O.K

주) 반력 발생방향이 하향을 정(+), 상향을 부(-)로 표기함.

반침용량에 대한 검토결과 교량반침은 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

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

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

여기서, f_a : 실측 허용응력

f_{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

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

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

여기서, ϕ : 실측 허용응력

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. 내하력평가 결과

1) 여주방향

【표 5-25】 허용응력법에 의한 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S1- G1 정모멘트 최대	상연	63.153	8.293	190.000	15.295	DB-24이상
	하연	-82.343	-38.957	-190.000	2.763	"
S2- G1 정모멘트 최대	상연	57.691	7.151	190.000	18.502	"
	하연	-75.886	-37.948	-190.000	3.007	"
S3- G1 정모멘트 최대	상연	57.382	6.273	190.000	21.142	"
	하연	-75.390	-33.286	-190.000	3.443	"
S1-G1 부모멘트 최대	상연	-126.047	-26.807	-190.000	2.386	"
	하연	116.327	27.086	190.000	2.720	"
S2-G1 부모멘트 최대	상연	-116.450	-45.487	-190.000	1.617	"
	하연	107.821	45.905	190.000	1.790	"

【표 5-26】 강도설계법에 의한 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도(kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (갓길측)	171.462	1.3	13.035	2.15	35.185	2.043	DB-24 이상
캔틸레버부 (중분대)	171.462	1.3	14.813	2.15	36.804	1.924	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	2.872	2.15	30.680	1.550	"

2) 내서방향

【표 5-27】 허용응력법에 의한 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S1- G1 정모멘트 최대	상연	62.601	8.242	190.000	15.457	DB-24이상
	하연	-82.575	-38.657	-190.000	2.779	"
S2- G1 정모멘트 최대	상연	57.013	7.224	190.000	18.409	"
	하연	-75.900	-38.334	-190.000	2.976	"
S3- G1 정모멘트 최대	상연	56.749	6.419	190.000	20.759	"
	하연	-75.442	-34.062	-190.000	3.363	"
S1-G1 부모멘트 최대	상연	-125.156	-43.642	-190.000	1.486	"
	하연	115.661	44.143	190.000	1.684	"
S2-G1 부모멘트 최대	상연	-118.561	-51.848	-190.000	1.378	"
	하연	109.991	52.377	190.000	1.528	"

【표 5-28】 강도설계법에 의한 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도(kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (갓길측)	171.462	1.3	14.470	2.15	35.185	2.018	DB-24 이상
캔틸레버부 (중분대)	171.462	1.3	14.866	2.15	35.185	2.011	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	2.792	2.15	30.680	1.551	"

라. 검토결과

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

마. 기 진단결과와의 비교 · 분석

1) 여주방향

① 강박스 거더 내하력평가 결과

금회 강박스 거더는 허용응력법에 의해 내하력을 평가하였으며 2012년 정밀안전진단 결과와 금회 내하력평가 결과를 비교하여 수록하였다.

㉠ 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-29】 2012년 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분			응력(MPa)			기본내하율 (RF)	기본내하력 (P)
			고정하중	활하중	허용응력		
거더 G1	제1지간 중앙부	상연	61.372	8.209	190.000	15.668	DB-24이상
		하연	-76.302	-38.563	-190.000	2.948	"
	제2지간 중앙부	상연	56.007	7.209	190.000	18.587	"
		하연	-70.101	-38.254	-190.000	3.134	"
	제3지간 중앙부	상연	55.777	6.405	190.000	20.957	"
		하연	-69.841	-33.986	-190.000	3.536	"
	제1지간 지점부	상연	-115.616	-43.661	-190.000	1.704	"
		하연	105.988	44.116	190.000	1.904	"
	제2지간 지점부	상연	-109.139	-51.875	-190.000	1.559	"
		하연	100.452	52.352	190.000	1.711	"

㉡ 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-30】 금회 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력(MPa)			기본내하율 (RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S1- G1 정모멘트 최대	상연	63.153	8.293	190.000	15.295	DB-24이상
	하연	-82.343	-38.957	-190.000	2.763	"
S2- G1 정모멘트 최대	상연	57.691	7.151	190.000	18.502	"
	하연	-75.886	-37.948	-190.000	3.007	"
S3- G1 정모멘트 최대	상연	57.382	6.273	190.000	21.142	"
	하연	-75.390	-33.286	-190.000	3.443	"
S1-G1 부모멘트 최대	상연	-126.047	-26.807	-190.000	2.386	"
	하연	116.327	27.086	190.000	2.720	"
S2-G1 부모멘트 최대	상연	-116.450	-45.487	-190.000	1.617	"
	하연	107.821	45.905	190.000	1.790	"

② 바닥판 내하력평가 결과

금회 바닥판은 강도설계법에 의해 내하력을 평가하였으며 2012년 정밀안전진단 결과와 금회 내하력평가 결과를 비교하여 수록하였다.

㉠ 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-31】 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 (갓길측)	171.462	1.3	13.001	2.15	35.185	2.043	DB-24이상
캔틸레버부 (중앙분리대)	171.462	1.3	8.964	2.15	45.677	1.627	"
중앙부	105.961	1.3	2.792	2.15	30.680	1.551	"

㉡ 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-32】 금회 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도 (kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (갓길측)	171.462	1.3	13.035	2.15	35.185	2.043	DB-24 이상
캔틸레버부 (중분대)	171.462	1.3	14.813	2.15	36.804	1.924	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	2.872	2.15	30.680	1.550	"

2) 내서방향

① 강박스 거더 내하력평가 결과

금회 강박스 거더는 허용응력법에 의해 내하력을 평가하였으며 2012년 정밀안전진단 결과와 금회 내하력평가 결과를 비교하여 수록하였다.

㉠ 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-33】 2012년 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분			응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력(P)
			고정하중	활하중	허용응력		
거더 G1	제1지간 중앙부	상연	61.297	8.242	190.000	15.615	DB-24이상
		하연	-76.460	-38.657	-190.000	2.937	"
	제2지간 중앙부	상연	55.945	7.224	190.000	18.557	"
		하연	-70.231	-38.334	-190.000	3.124	"
	제3지간 중앙부	상연	55.720	6.419	190.000	20.920	"
		하연	-69.978	-34.062	-190.000	3.524	"
	제1지간 지점부	상연	-115.834	-43.642	-190.000	1.699	"
		하연	106.233	44.143	190.000	1.898	"
	제2지간 지점부	상연	-109.323	-51.848	-190.000	1.556	"
		하연	100.658	52.377	190.000	1.706	"

㉡ 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-34】 금회 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S1- G1 정모멘트 최대	상연	62.601	8.242	190.000	15.457	DB-24이상
	하연	-82.575	-38.657	-190.000	2.779	"
S2- G1 정모멘트 최대	상연	57.013	7.224	190.000	18.409	"
	하연	-75.900	-38.334	-190.000	2.976	"
S3- G1 정모멘트 최대	상연	56.749	6.419	190.000	20.759	"
	하연	-75.442	-34.062	-190.000	3.363	"
S1-G1 부모멘트 최대	상연	-125.156	-43.642	-190.000	1.486	"
	하연	115.661	44.143	190.000	1.684	"
S2-G1 부모멘트 최대	상연	-118.561	-51.848	-190.000	1.378	"
	하연	109.991	52.377	190.000	1.528	"

② 바닥판 내하력평가 결과

금회 바닥판은 강도설계법에 의해 내하력을 평가하였으며 2012년 정밀안전진단 결과와 금회 내하력평가 결과를 비교하여 수록하였다.

㉠ 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-35】 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 (갓길측)	171.462	1.3	14.470	2.15	35.185	2.018	DB-24이상
캔틸레버부 (중분대측)	171.462	1.3	8.964	2.15	45.677	1.627	"
중앙부	105.961	1.3	2.792	2.15	30.680	1.551	"

㉡ 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-36】 금회 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도 (kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (갓길측)	171.462	1.3	14.470	2.15	35.185	2.018	DB-24 이상
캔틸레버부 (중분대)	171.462	1.3	14.866	2.15	35.185	2.011	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	2.792	2.15	30.680	1.551	"

5.4 하부구조 안전성평가

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 용전2교-여주방향

가. 교대(A1) 구조검토

1) 검토조건

① 일반조건

- ㉠ 하부구조형식 : 역T형 교대
- ㉡ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉢ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉣ 교대총폭 : $B=12.600\text{m}$
- ㉤ 교대총높이 : $H=8.760\text{m}$
- ㉥ 기초형식 : 직접기초
- ㉦ SKEW : 90.000°

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $r_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ㉡ 뒤탈채움재의 단위중량 : $r_{s1} = 20.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ㉢ 기초지반의 단위중량 : $r_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$
- ㉣ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 187.450\text{kN/m}$
- ㉥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 146.207\text{kN/m}$
- ㉦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 뒤탈채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.000^\circ$
- ㉡ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉢ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)

- ㉔ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ㉕ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.537 (\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트)

④ 사용재료

㉑ 콘크리트

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

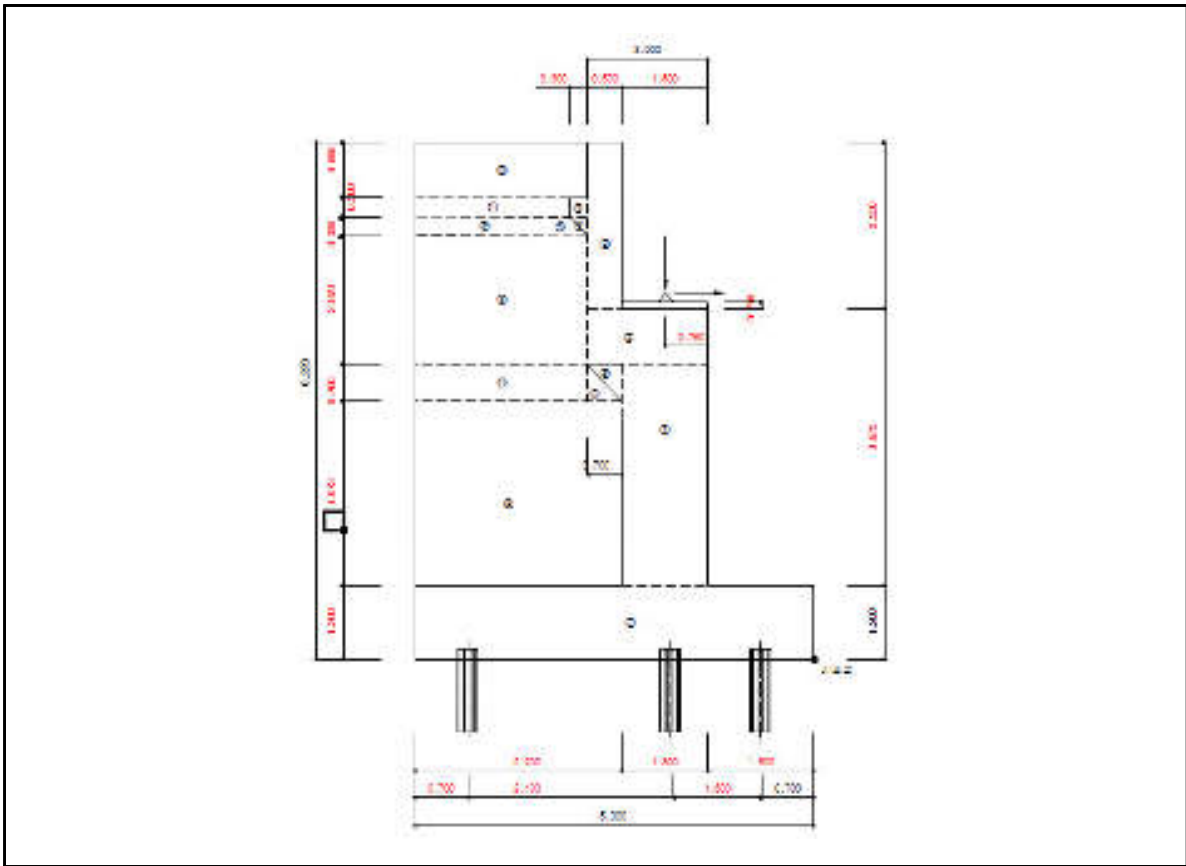
㉒ 철근(SD30)

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

⑤ 설계방법

- ㉑ 안정성검토 : 허용응력설계법
- ㉒ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-12】 해석단면 (A1)

3) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 개별하중 산정

구 분	번 호	계 산 식	수직력 (Vi) (kN)	작용거리 (m)	모멘트
교대구체	①	1.300 × 2.673 × 25	86.873	2.150	186.777
	②	2.000 × 1.000 × 25	50.000	2.500	125.000
	③	0.500 × 3.350 × 25	41.875	3.250	136.094
	④	0.300 × 0.300 × 25	2.250	3.650	8.213
	⑤	0.300 × 0.300 × 25/2	1.125	3.600	4.05
	⑥	0.700 × 0.700 × 25/2	6.125	3.233	19.804
	⑦	5.000 × 1.200 × 25	150.000	2.500	375.000
	소계		338.248	—	854.938
뒷채움재	㉠	2.200 × 1.973 × 20	86.812	3.900	338.567
	㉡	1.500 × 0.700 × 20	21.000	4.250	89.250
	㉢	0.700 × 0.700 × 20/2	4.900	3.267	16.007
	㉣	1.500 × 2.870 × 20	86.100	4.250	365.925
	㉤	1.200 × 0.300 × 20	7.200	4.400	31.680
	㉥	1.200 × 0.300 × 20	7.200	4.400	31.680
	㉦	1.500 × 0.880 × 20	26.400	4.250	112.200
	㉧	0.300 × 0.300 × 20/2	0.900	3.700	3.330
소계			240.512	—	988.639
총 계			578.760	—	1843.577

② 토압

㉠ 상재하중

$$Ph1 = Ka \times q \times H = 0.271 \times 10.0 \times 8.233 = 22.284 \text{ kN/m}$$

$$Mo1 = 22.284 \times 4.112 = 91.621 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$Pv = 10.000 \times 1.500 = 15.000 \text{ kN/m}$$

$$Mr = 15.000 \times 4.250 = 63.750 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉞ 토압하중

$$Ph2 = 1/2 \times Ka \times \gamma \times H2 = 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 8.223^2 \\ = 183.244 \text{ kN/m}$$

$$Mo2 = 183.244 \times 8.223 / 3 = 502.272 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 상부하중

㉟ 고정하중 반력

- 총 고정하중 반력 = 2684.245kN
- Pvd = 2684.245 / 12.750 = 210.529kN/m
- Mrd = 210.529 × 2.260 = 475.796kN · m/m
- Phd = 210.529 × 0.05 = 10.526kN/m
- Mod = 10.526 × 5.079 = 53.462kN · m/m

㊱ 활하중 반력

- 총 활하중 반력 = 2635.040kN
- Pvd = 2635.040 / 12.750 = 206.670kn/m
- Mrd = 206.670 × 2.260 = 467.074kN · m/m

④ 하중집계

구 분		Pv (kN)	Ph (kN)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
가설전	자 중	1330.168		5582.946	
	토 압		393.825		1582.520
	합 계	1330.168	393.825	5582.946	1582.520
활하중 비재하시	자 중	1330.168		5582.946	
	상부하중	187.450	9.373	487.370	84.563
	토 압		393.825		1582.520
	합 계	1517.618	403.198	6070.316	1667.083
활하중 만재하시	자 중	1330.168		5582.946	
	상부하중	333.657	9.373	867.508	84.563
	토 압		393.825		1582.520
	상재하중	33.000	32.669	173.250	196.912
	합 계	1696.825	435.867	6623.704	1863.995

⑤ 배면토에 의한 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)

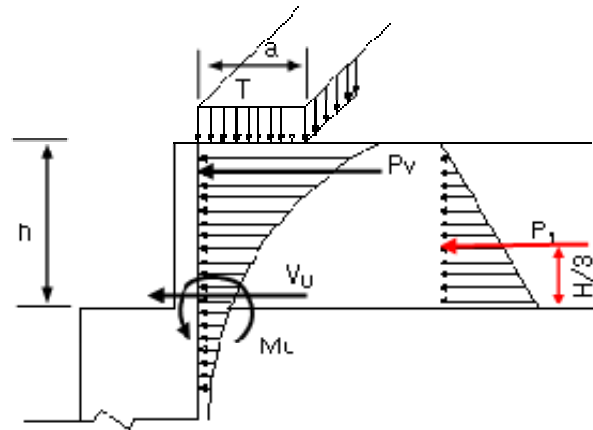
구 분	안정검토	벽체검토
ϕ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
Ka	0.271	0.251

4) 각 부재별 단면검토

① 각 부재별 단면력 산정

㉠ 흥벽

■ 작용하중 집계



◦ 윤회하중에 강도

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

$$M_p = 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ = 114.60 \times 0.251 \times (3.350 - 0.36) = 86.006 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◦ 토압하중

$$P_h = 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ = 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.350^2 \times \cos(11.667) = 27.586 \text{ kN}$$

$$M_e = 1/3 \times H \times P_h = 1/3 \times 3.350 \times 27.586 = 30.805 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◦ 하중집계

$$V_u = 2.15 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ = 2.15 \times 28.765 + 1.70 \times 27.586 = 108.741 \text{ kN}$$

$$M_u = 2.15 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ = 2.15 \times 86.006 + 1.70 \times 30.805 = 237.281 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 설계 단면력 산정

구 분	전단력 (kN)	모멘트 (kN · m)	비 고
설계단면력	108.741	237.281	

㉔ 벽체

■ 작용하중 집계

◦ 상재하중

$$S_l = K_a \cdot q \cdot H \cdot \cos \delta$$

$$= 0.251 \times 10.0 \times 7.023 \times \cos(11.667+0.000) = 17.264 \text{ kN}$$

$$M_l = 1/2 \cdot K_a \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos \delta$$

$$= 1/2 \times 0.251 \times 10.0 \times 7.023^2 \times \cos(11.667+0.000) = 60.621 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◦ 토압하중

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

$$= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 7.023 \times \cos(11.667+0.000) = 121.242 \text{ kN}$$

$$M_e = 1/2 \cdot K_a \cdot r \cdot H^2 \cdot \cos \delta / 3$$

$$= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 7.023^2 \times \cos(11.667+0.000) / 3 = 283.827 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◦ 온도하중

$$S_g = 10.526 \text{ kN}$$

$$M_l = 10.526 \times (3.673 + 0.206) = 40.830 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◦ 설계 단면력 산정

$$S_1 = 1.3 S_d + 2.15 S_l + 1.70 S_h$$

$$= 2.15 \times 17.264 + 1.7 \times 121.242 = 243.229 \text{ kN}$$

$$M_1 = 1.30 M_d + 2.15 M_l + 1.70 M_h$$

$$= 2.15 \times 60.621 + 1.7 \times 283.827 = 612.841 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_2 = 1.3 (S_d + S_l + S_g) + 1.7 S_h$$

$$= 1.3 \times (17.264 + 10.526) + 1.7 \times 121.242 = 242.238 \text{ kN}$$

$$M_2 = 1.3 (M_d + M_l + M_g) + 1.7 M_h$$

$$= 1.3 \times (60.621 + 40.830) + 1.7 \times 283.827 = 614.393 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 설계 단면력 산정

구 분	전단력 (kN)	모멘트 (kN · m)	비 고
설계단면력(H=7.023m)	243.229	614.393	

② 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	Φ M _n / M _u
홍벽	720	D25-10EA=2865.0	237.281	510.620	O.K(2.152)
벽체	1220	D25-10EA=5067.0	614.390	1528.200	O.K(2.487)
압굽	1050	D22-10EA=3871.0	529.710	1080.360	O.K(2.040)
뒷굽	1100	D22-10EA=3871.0	71.500	1057.720	O.K(14.793)

※ $f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 300\text{MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

5) 말뚝 검토

① 검토조건

㉠ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	부식두께 (mm)	길이 (m)
강관말뚝	508	9	2	7.000

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

· 말뚝의 탄성계수 : $E = 205,000\text{MPa}$

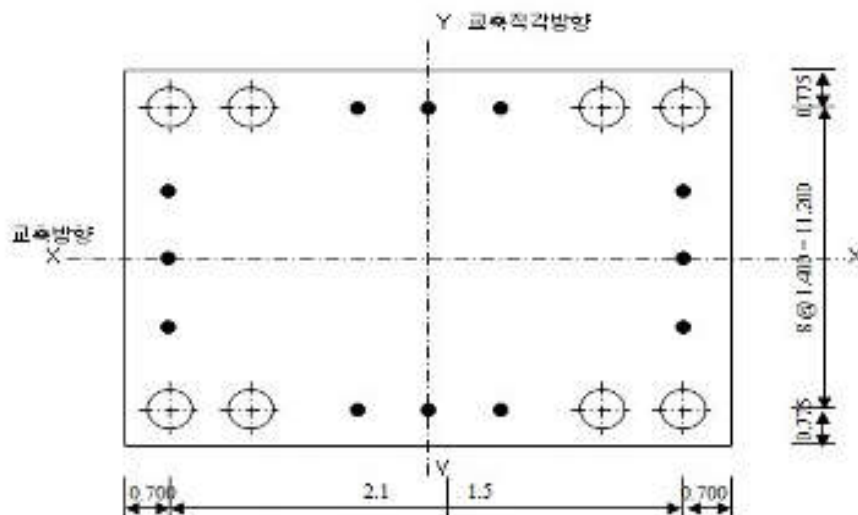
· 말뚝의 단면2차 모멘트 : $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.486^4) = 0.0004288\text{m}^4$

■ 말뚝 머리의 평균 N치 : $N = 40$

■ 말뚝 선단의 평균 N치 : $N = 50$, N값은 40을 상한으로 한다.

■ 말뚝 선단의 근입깊이 : $D_f = 0.1 \text{ m}$

■ 원지반으로부터 돌출된 길이 : $h = 1.0 \text{ m}$



② 말뚝도심에서의 작용하중

㉠ 작용하중 집계

구 분		Pv (kN)	Ph (kN)	Mr (kN.m)	비 고
사용하중	가설전	7379.190	2336.361	1343.013	
	활하중 비재하시	10063.435	2470.568	2676.874	
	활하중 재하시	12889.727	2754.689	4137.602	
극한하중	가설전	9592.947	3971.816	4307.233	
	활하중 비재하시	13082.469	4146.287	6031.018	
	활하중 재하시	19158.992	4582.669	8295.843	

㉡ 말뚝의 지지력 검토

구 분	수직반력 (kN)	수직허용 지지력 (kN)	안전율	수평반력 (kN)	수평허용 지지력 (kN)	안전율
가설전	351.609	1841.000	O.K. (5.236)	86.532	1788.778	O.K. (20.672)
활하중 비재하시	486.267	1841.000	O.K. (3.786)	91.503	1788.778	O.K. (19.549)
활하중 재하시	638.542	1841.000	O.K. (2.883)	102.026	1788.778	O.K. (17.533)

㉢ 말뚝 본체의 응력검토

■ 말뚝머리 고정

구 분	휨 (MPa)	허용휨응력 (MPa)	안전율	전단휨 (MPa)	허용전단 응력 (MPa)	안전율
가설전	65.189	255.000	O.K. (3.912)	15.831	145.000	O.K. (9.159)
활하중 비재하시	75.162	255.000	O.K. (3.393)	16.740	145.000	O.K. (8.662)
활하중 재하시	88.383	255.000	O.K. (2.885)	18.666	145.000	O.K. (7.768)

■ 말뚝머리 힌지

구 분	휨 (MPa)	허용휨응력 (MPa)	안전율	전단휨 (MPa)	허용전단 응력 (MPa)	안전율
가설전	29.077	255.000	O.K. (8.770)	15.831	145.000	O.K. (9.159)
활하중 비재하시	41.955	255.000	O.K. (6.078)	16.740	145.000	O.K. (8.662)
활하중 재하시	55.692	255.000	O.K. (4.579)	18.666	145.000	O.K. (7.768)

6) 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 2.040로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

말뚝기초에 대한 검토 결과 최소 안전율 2.883으로 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=12.145m
- ㉤ 교대총높이 : H=9.684m
- ㉥ 기초형식 : 직접기초
- ㉦ 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 : $r_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$
- ㉣ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 220.193\text{kN/m}$
- ㉥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 216.965\text{kN/m}$
- ㉦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 뒹채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.000^\circ$
- ㉡ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉢ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉣ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ㉤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.537(\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트

④ 사용재료

㉠ 콘크리트

■ 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa■ 탄성계수(E_c) : 26,986

㉡ 철근(SD30)

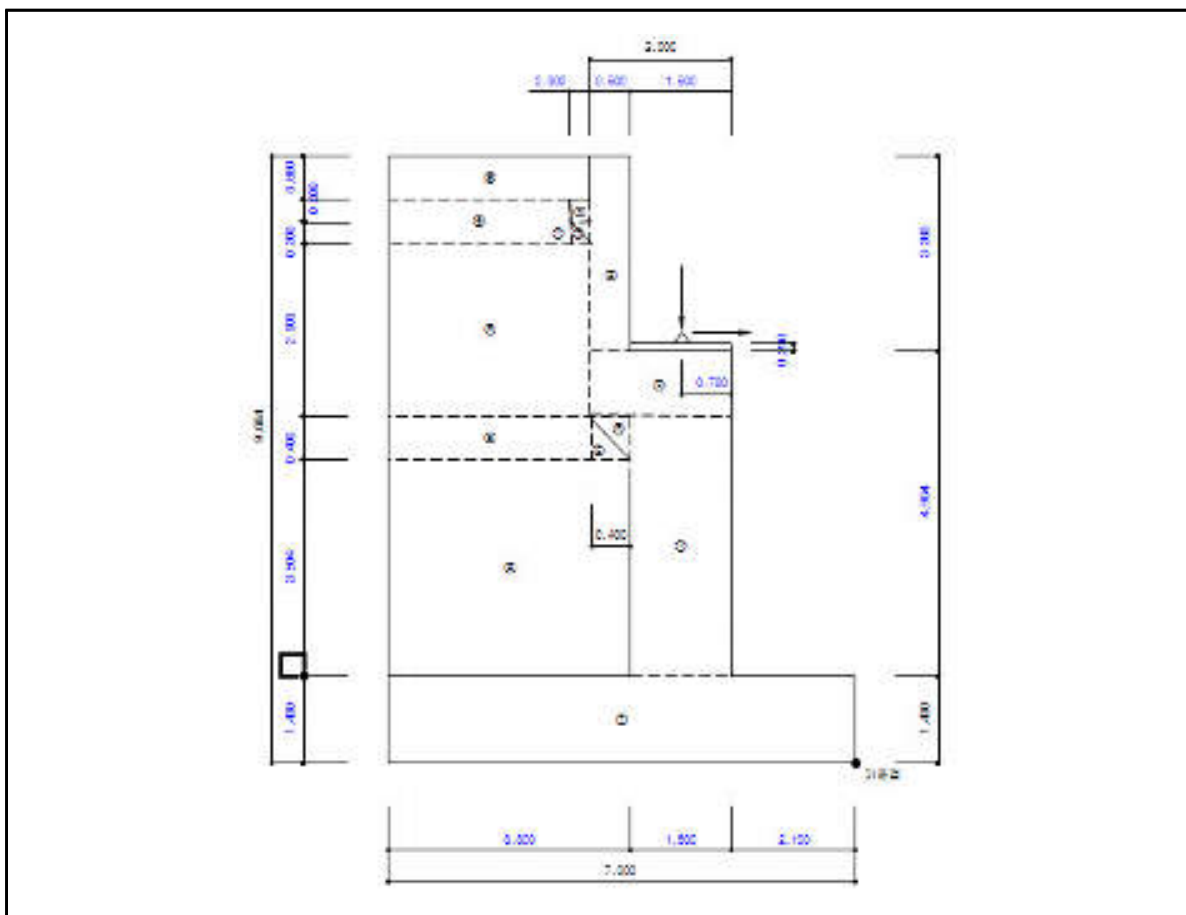
■ 항복강도(f_y) : 300 MPa■ 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

㉠ 안정성검토 : 허용응력설계법

㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-13】 해석단면(A2)

3) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 개별하중 산정

구 분	번호	계 산 식				수직력 (Vi) (kN)	작용거리 (m)	모멘트	
교대구체	①	1.600	×	3.904	×	25	156.160	2.900	452.864
	②	2.000	×	1.000	×	25	50.000	3.100	155.000
	③	0.500	×	3.380	×	25	42.250	3.850	162.663
	④	0.300	×	0.300	×	25	2.250	4.250	9.563
	⑤	0.300	×	0.300	×	25/2	1.125	4.200	4.725
	⑥	0.400	×	0.400	×	25/2	2.000	3.833	7.667
	⑦	7.000	×	1.400	×	25	245.000	3.500	857.500
	소계						498.785	—	1649.982
뒷채움재	㉠	3.300	×	3.504	×	20	231.264	5.350	1237.262
	㉡	2.900	×	0.400	×	20	23.200	5.550	128.760
	㉢	0.400	×	0.400	×	20/2	1.600	3.967	6.347
	㉣	2.900	×	2.900	×	20	168.200	5.550	933.510
	㉤	2.600	×	0.600	×	20	31.200	5.700	177.840
	㉥	0.300	×	0.300	×	20/2	0.900	4.300	3.870
	㉦	2.900	×	0.880	×	20	51.040	5.550	283.272
	소계						507.404	—	2770.861
총 계						1006.189	—	4420.843	

② 토압

㉠ 상재하중

$$Ph1 = Ka \times q \times H = 0.271 \times 10.0 \times 9.684 = 26.244\text{kN/m}$$

$$Mo1 = 26.244 \times 4.842 = 127.073\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$Pv = 10.0 \times 2.900 = 29.000\text{kN/m}$$

$$Mr = 29.0 \times 5.550 = 160.950\text{N} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 토압하중

$$Ph2 = 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2 = 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 9.684^2$$

$$= 254.143 \text{ kN/m}$$

$$Mo2 = 254.143 \times 9.684 / 3 = 820.374 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 상부하중

㉠ 고정하중 반력

$$\blacksquare \text{ 총 고정하중 반력} = 2674.245 \text{ kN}$$

$$\circ Pvd = 2674.245 / 12.145 = 220.193 \text{ kN/m}$$

$$\circ Mrd = 220.193 \times 2.860 = 629.752 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\circ Phd = 220.193 \times 0.05 = 11.010 \text{ kN/m}$$

$$\circ Mod = 11.010 \times 6.510 = 71.675 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 활하중 반력

$$\blacksquare \text{ 총 활하중 반력} = 2635.040 \text{ kN}$$

$$\circ Pvd = 2635.040 / 12.145 = 216.965 \text{ kN/m}$$

$$\circ Mrd = 216.965 \times 2.860 = 620.520 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 하중집계

구 분		Pv (kN)	Ph (kN)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
가설전	자 중	1006.189	—	4420.843	—
	토 압	—	254.143	—	820.374
	합 계	1006.189	254.143	4420.843	820.374
활하중 비재하시	자 중	1006.189	—	4420.843	—
	상부하중	220.193	11.010	629.752	71.675
	토 압	—	254.143	—	820.374
	합 계	1226.382	265.153	5050.595	892.049
활하중 만재하시	자 중	1006.189	—	4420.843	—
	상부하중	437.158	11.010	1250.272	71.675
	토 압	—	254.143	—	820.374
	상재하중	29.000	26.244	160.950	127.073
	합 계	1472.347	291.397	5832.065	1019.122

4) 기초안정검토

① 전도에 대한 검토

구 분	전 도		비 고
가설전	편심	$B/6 = 1.167\text{m} > -0.078\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$5.389 > 2.0$ 이상	O.K.
활하중비재하	편심	$B/6 = 1.167\text{m} > 0.109\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$5.662 > 2.0$ 이상	O.K.
활하중만재하	편심	$B/6 = 1.150\text{m} > 0.231\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$5.723 > 2.0$ 이상	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

② 활동에 대한 검토

구 분	활 동	비 고
가설전	$2.375 > 1.5$ 이상	O.K.
활하중비재하	$2.775 > 1.5$ 이상	O.K.
활하중만재하	$3.032 > 1.5$ 이상	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

③ 지지력에 대한 검토

구 분	지 지 력	비 고
가설전	$153.351 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.
활하중비재하	$191.566 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.
활하중만재하	$251.982 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

④ 배면토에 의한 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)

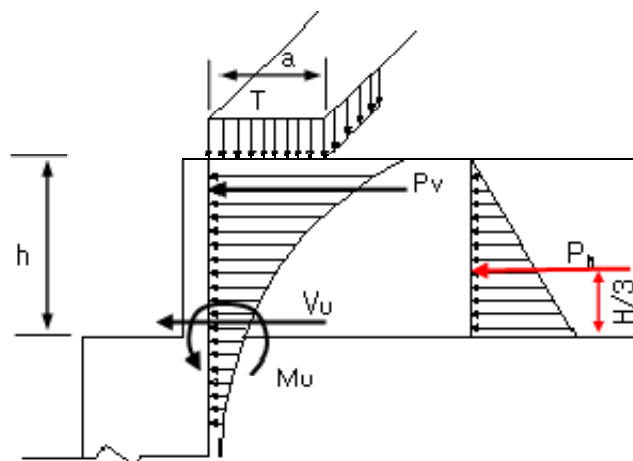
구 분	안정검토	벽체검토
ϕ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
Ka	0.271	0.251

5) 각 부재별 단면검토

① 각 부재별 단면력 산정

㉠ 흙벽

- 평상시



◦ 윤회중에 강도

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

$$\begin{aligned} M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (3.380 - 0.36) = 86.869 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

◦ 토압하중

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.380^2 \times \cos(11.667) = 28.083 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_e = 1/3 \times H \times P_h = 1/3 \times 3.380 \times 24.733 = 31.640 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◦ 하중집계

$$\begin{aligned} V_u &= 2.15 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 2.15 \times 28.765 + 1.70 \times 28.083 = 109.586 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 2.15 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 2.15 \times 86.869 + 1.70 \times 31.640 = 240.556 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	비 고
설계단면력	109.586	240.556	

㉠ 벽체

■ 작용하중 집계

◦ 상재하중

$$\begin{aligned} S_l &= K_a \cdot q \cdot H \cdot \cos \delta \\ &= 0.251 \times 10.0 \times 8.284 \times \cos(11.667+0.000) = 20.363 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= 1/2 \cdot K_a \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 10.0 \times 8.284^2 \times \cos(11.667+0.000) = 84.345 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

◦ 토압하중

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 8.284 \times \cos(11.667+0.000) = 168.689 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1/2 \cdot K_a \cdot r \cdot H^3 \cdot \cos \delta / 3 \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 8.284^3 \times \cos(11.667+0.000) / 3 = 465.807 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

◦ 온도하중

$$S_g = 11.010 \text{ kN}$$

$$M_l = 11.010 \times (4.904 + 0.206) = 56.261 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◦ 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} S_1 &= 1.3 S_d + 2.15 S_l + 1.70 S_h \\ &= 2.15 \times 20.363 + 1.7 \times 168.689 = 330.552 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 1.30 M_d + 2.15 M_l + 1.70 M_h \\ &= 2.15 \times 84.345 + 1.7 \times 465.807 = 973.214 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_2 &= 1.3 (S_d + S_l + S_g) + 1.7 S_h \\ &= 1.3 \times (20.363 + 11.010) + 1.7 \times 168.689 = 327.556 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= 1.3 (M_d + M_l + M_g) + 1.7 M_h \\ &= 1.3 \times (84.345 + 56.261) + 1.7 \times 465.807 = 974.660 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	비 고
설계단면력(H=8.284m)	330.552	974.660	

② 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	Φ M _n / M _u
홍벽	720	D19-10EA=2865.0	240.556	510.620	O.K.(2.123)
벽체	1500	D29-10EA=6424.0	974.660	2379.800	O.K.(2.442)
압굽	1300	D22-10EA=3871.0	752.811	1255.140	O.K.(1.667)
뒷굽	1300	D22-10EA=3871.0	495.241	1255.140	O.K.(2.534)

※ $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

6) 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.667로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

다. 교각(P2) 구조검토

1) 검토조건

① 일반사항

- ㉠ 하부구조형식 : π 형 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 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉢ 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)

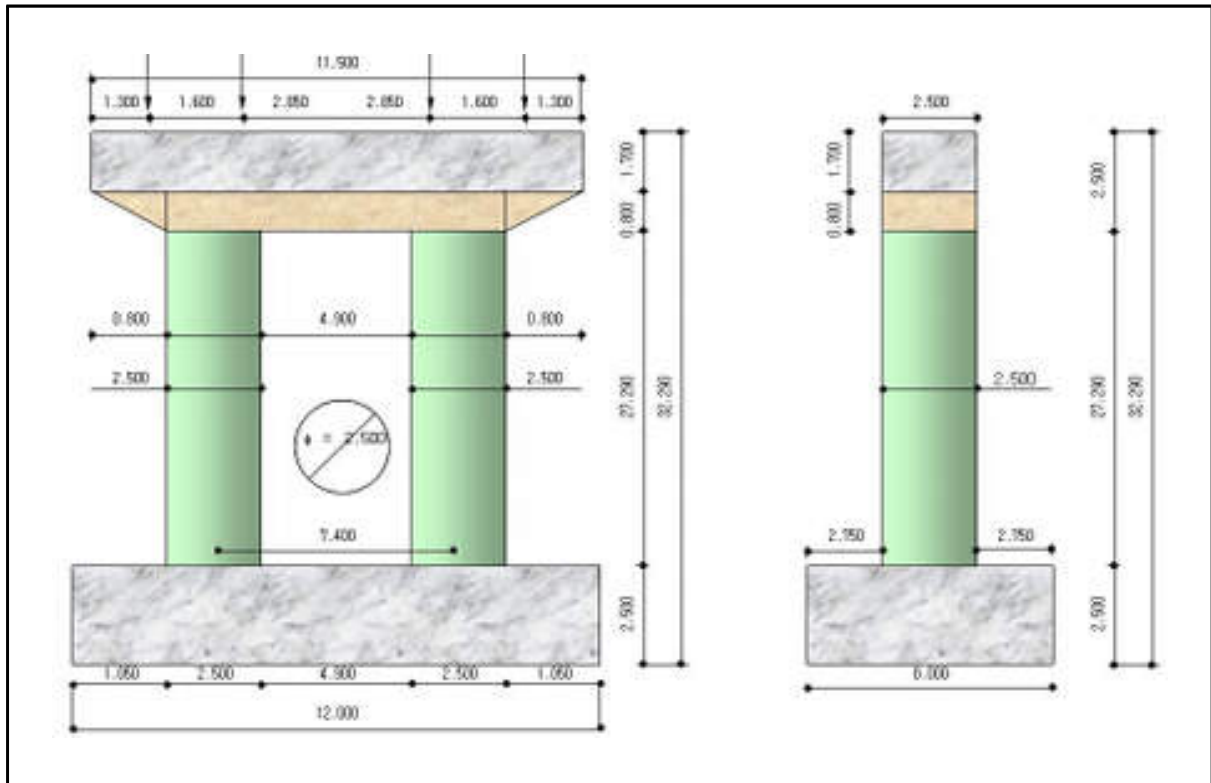
㉡ 철근(SD30)

- 항복강도(f_y) : 300 MPa(기둥, 기초)
- 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

- ㉠ 안정성검토 : 허용응력설계법
- ㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-14】 해석단면 (P2)

3) 하중산정

① 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중 (kN)	활하중 (kN)	합 계	비 고
1	2179.285	1062.419	3241.704	
2	2560.457	1220.416	3780.873	
3	2530.382	1243.345	3773.727	
4	2240.365	986.801	3227.166	
계	9510.489	4512.981	14023.470	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동제하

② 풍하중

㉠ 상부풍하중

$$B/D = 12.140 / 3.740 = 3.246 [1 \leq B/D < 8]$$

$$P = 4.0 - 0.2 \times (B/D) \times D$$

$$= 12.532 \text{ kN/m} > 6 \text{ kN/m} \therefore P = 6.000 \text{ kN/m}$$

㉡ 활하중 비재하

■ 교축방향

$$\circ PW1 = 0.000 \text{ kN/m}$$

$$\circ PW2 = 3.000 \times 28.110 = 84.330 \text{ kN/m}$$

$$\circ PW3 = 1.500 \times 2.500 = 3.750 \text{ kN/m}$$

■ 교축직각방향

$$\circ PW1 = 12.532 \times 55.000 = 689.260 \text{ kN/m}$$

$$\circ PW2 = 3.000 \times 2.500 \times 2.500 = 18.750 \text{ kN/m}$$

$$\circ PW3 = 1.500 \times 2.500 = 3.750 \text{ kN/m}$$

㉢ 활하중 재하

■ 교축방향

$$\circ PW1 = 0.000 \text{ kN/m}$$

$$\circ PW2 = 1.500 \times 28.110 = 42.165 \text{ kN/m}$$

$$\circ PW3 = 0.750 \times 2.500 = 1.875 \text{ kN/m}$$

■ 교축직각방향

$$\circ PW1 = 6.266 \times 55.000 = 344.630 \text{ kN/m}$$

$$\circ PW2 = 1.500 \times 2.500 \times 2.500 = 9.375 \text{ kN/m}$$

$$\circ PW3 = 0.750 \times 2.500 = 1.875 \text{ kN/m}$$

③ 온도하중

㉠ 수평변위(기준온도 15°C)

$$\delta = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1.2e-5 \times 20 \times 50000 = 12.000 \text{ mm}$$

㉡ 등가수평력

$$\blacksquare Ph = (3 \cdot E \cdot I \cdot \delta) / L^3 = (3 \times 26986 \times 1917475984857 \times 12) / 27290^3$$

$$= 91.655 \text{ kN}$$

㉢ 교좌장치 마찰에 의한 수평력

$$\blacksquare \text{상부하중} = 9510.489 \text{ kN}$$

$$\blacksquare Ph2 = \mu \cdot W = 0.05 \times 9510.489$$

$$= 237.762\text{kN}$$

㉔ 종방향 작용력

■ 91.655kN

4) 하중조합

① 사용하중 검토시

구 분	고정하중	활하중	풍하중		온 도	비 고
			무재하	재 하		
SVB01	1.00	1.00	—	—	1.00	
SVB02	1.00	—	1.00	—	1.00	
SVB03	1.00	1.00	—	1.00	1.00	
SVB04	1.00	1.00	—	—	1.00	
SVB05	1.00	—	—	—	1.00	
SVB06	1.00	1.00	1.00	—	1.00	
SVB07	1.00	—	—	1.00	—	

② 계수하중 검토시

구분	고정하중	활하중	풍하중	L3	온 도	비 고
			무재하	재 하		
ULB01	1.00	2.15	—	—	—	
ULB02	1.00	—	1.30	—	—	
ULB03	1.00	1.30	—	1.30	—	
ULB04	1.00	1.30	—	—	1.30	
ULB05	0.95	—	1.25	—	1.25	
ULB06	0.95	1.25	—	1.25	1.25	
ULB07	1.30	2.15	—	—	—	
ULB08	1.30	—	1.30	—	—	
ULB09	1.30	1.30	—	1.30	—	
ULB10	1.30	1.30	—	—	1.30	
ULB11	1.25	—	1.25	—	1.25	
ULB12	1.25	1.25	—	1.25	1.25	
ULB13	1.00	—	—	—	—	

5) 교각검토

① 기둥검토

㉠ 부재력집계

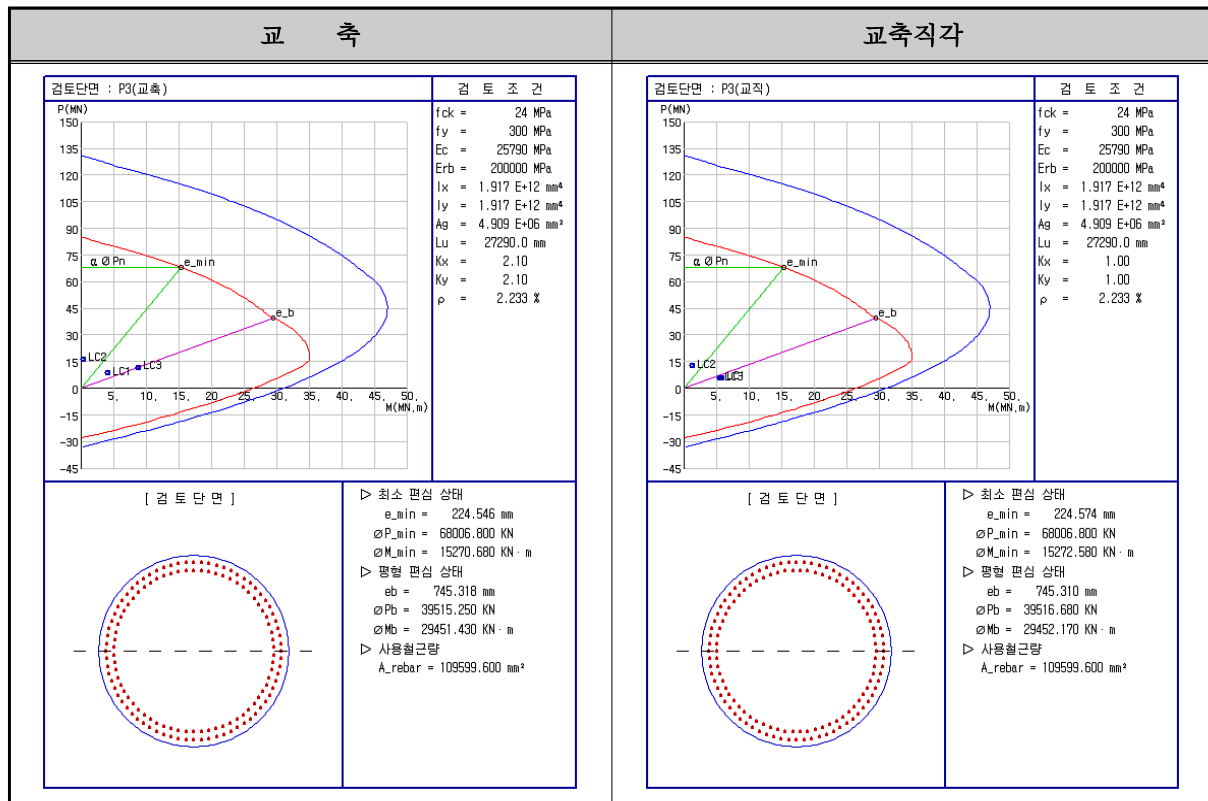
구 분		축력	모멘트		비고
			Mx	My	
교축방향	축력최소	8533.536	3379.720	0.000	CASE1
	축력최대	16528.924	0.000	1125.219	CASE2
	모멘트최대	11677.470	6708.571	0.000	CASE3
교축 직각방향	축력최소	6054.093	0.000	5615.000	CASE4
	축력최대	12699.900	0.000	1125.219	CASE5
	모멘트최대	5713.750	0.000	5324.517	CASE6

㉡ 기둥해석 결과

■ 교축방향 검토

구 분		Pu	$\alpha \phi P_n$	안전율	Mu	ϕM_n	안전율
교축방향	CASE1	8533.536	51850.333	O.K. (6.076)	4037.536	24533.909	O.K. (6.076)
	CASE2	16528.924	68006.802	O.K. (4.114)	182.983	15272.581	O.K. (83.464)
	CASE3	11677.470	39694.752	O.K. (3.399)	8634.210	29349.921	O.K. (3.399)
교축 직각방향	CASE4	6054.093	33746.373	O.K. (5.574)	5767.210	32147.252	O.K. (5.574)
	CASE5	12699.900	68006.802	O.K. (5.355)	1190.708	15272.581	O.K. (12.826)
	CASE6	5713.750	33672.346	O.K. (5.893)	5459.615	32174.668	O.K. (5.893)

■ P-M 상관도



② 코핑검토

■ 단면력 검토

◦ 단면제원 및 검토조건

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ϕ M _n (kN · m)	ϕ M _n / M _u
절점 46	2400	D29-24EA=15417.6	3405.42	9257.29	O.K.(2.718)
절점 44	2400	D29-10EA=15417.6	3877.84	9257.29	O.K.(2.387)

6) 기초 안정검토

① 교축방향

㉠ 지반지지력검토

LOAD CASE	교 축 직 각 방 향		편 심 E (m)	지 반 반 력		허용 지지력 kN/m ²	비 고	
	V (kN)	M (kN.m)		Qmax	Qmin		전도	지지력
1	12424.087	6014.928	0.484	160.745	98.090	600.000	OK (4.132)	OK (3.733)
2	12433.238	6012.928	0.484	160.830	98.196	600.000	OK (4.132)	OK (3.731)
3	14374.035	5804.744	0.404	179.963	119.496	600.000	OK (4.950)	OK (3.334)
4	13488.064	4600.247	0.341	164.460	116.541	600.000	OK (5.865)	OK (3.648)
5	14383.186	5806.744	0.404	180.068	119.581	600.000	OK (4.950)	OK (3.332)

㉡ 활동검토

CASE	V (kN)	tan ϕ B	H(kN)	Fs'	Fs	비고
1	12424.087	0.6	1061.169	7.025	1.500	1.5 이상
2	12433.238	0.6	1061.169	7.030	1.500	1.5 이상
3	14374.035	0.6	119.400	72.231	1.500	1.5 이상
4	13488.064	0.6	977.420	8.280	1.500	1.5 이상
5	14383.186	0.6	119.400	72.277	1.500	1.5 이상

② 교축방향

㉠ 지반지지력검토

LOAD CASE	교 축 직 각 방 향		편 심 E (m)	지 반 반 력		허용 지지력 kN/m ²	비 고	
	V (kN)	M (kN.m)		Qmax	Qmin		전도	지지력
1	31753.255	0.000	-	330.763	330.763	600.000	-	OK (1.814)
2	27240.274	5943.164	0.218	330.184	237.322	600.000	OK (9.174)	OK (1.817)
3	31753.255	2971.582	0.094	353.979	307.548	600.000	OK (21.277)	OK (1.695)
4	31753.255	5992.421	0.189	377.579	283.947	600.000	OK (10.582)	OK (1.589)
5	27240.274	9325.259	0.342	356.606	210.899	600.000	OK (5.848)	OK (1.683)

㉞ 활동검토

CASE	V (kN)	$\tan \phi B$	H(kN)	Fs'	Fs	비고
1	31753.2550	0.6000	0.0000	—	—	—
2	27240.2740	0.6000	289.0050	56.5532	1.500	1.5 이상
3	31753.2550	0.6000	144.5025	131.8451	1.500	1.5 이상
4	31753.2550	0.6000	183.3105	103.9327	1.500	1.5 이상
5	27240.2740	0.6000	472.3155	34.6043	1.500	1.5 이상

7) 기초 설계

① 지반반력산정

㉟ 지반반력(극한하중)

LOAD CASE	교축 방 향		편 심	교축방향 지반반력			
	V (kN)	M (kN.m)		Qmax	Qmin	Q1	Q2
10	45115.265	0.000	0.000	469.951	469.951	469.951	469.951
11	35412.356	7698.705	0.217	429.025	308.733	402.711	383.916
12	41279.231	3849.353	0.093	460.065	399.919	446.908	437.510
13,14	41279.231	7790.148	0.189	490.853	369.131	464.226	445.207
15,16	34514.089	14893.128	0.432	475.874	243.169	424.970	388.610
17,18	40155.315	11232.804	0.280	506.041	330.528	467.648	440.224

㊱ 지반반력(실하중)

LOAD CASE	교축 방 향		편 심	교축방향 지반반력			
	V (kN)	M (kN.m)		Qmax	Qmin	Q1	Q2
1	31753.255	0.000	0.000	330.763	330.763	330.763	330.763
2	27240.274	5943.164	0.218	330.184	237.322	309.870	295.361
3	31753.255	2971.582	0.094	353.979	307.548	343.822	336.567
4,5	31753.255	5992.421	0.189	377.579	283.947	357.097	342.467
6,7	27240.274	9325.259	0.342	356.606	210.899	324.733	301.966
8,9	31753.255	8964.003	0.282	400.794	260.732	370.155	348.271

② 유효폭을 고려한 단위m당 단면력

㉠ 교축방향

구 분	전폭에대한 모멘트	단위m당 모멘트	유효폭에 따른할증율	유효폭을 고려한모멘트	전폭에대한 전단력	단위M당 전단력
극한하중	45532.992	1897.208	1.017	1929.364	17822.448	742.602
실하중	34644.912	1443.538	1.017	1468.005	—	—

㉡ 교축직각방향

구 분	전폭에대한 모멘트	단위m당 모멘트	유효폭에 따른할증율	유효폭을 고려한모멘트	전폭에대한 전단력	단위M당 전단력
극한하중	3605.739	450.717	1.096	493.936	2481.914	310.239
	2480.043	310.005	1.096	339.732	5631.353	703.919
실하중	2777.673	347.209	1.096	380.503	—	—
	1691.863	211.483	1.096	231.762	—	—

㉢ 단면제원 및 검토조건

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ΦM _n (kN · m)	ΦM _n / M _u
교축방향	2400	D25-10EA=5067.0	1929.364	3052.860	O.K.(1.582)
교축직각방향	2400	D22-10EA=3871.0	493.936	2340.960	O.K.(4.739)

㉣ 유효폭을 고려한 단위m당 단면력

구 분	전폭에대한 모멘트	단위m당 모멘트	유효폭에 따른할증율	유효폭을 고려한모멘 트	전폭에대한 전단력	단위M당 전단력
극한하중	45532.992	1897.208	1.017	1929.364	17822.448	742.602
실하중	34644.912	1443.538	1.017	1468.005	—	—

8) 검토 결과

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

라. 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	793.28	269.72	2326.6 (kN · m)	861.2 (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 $= 30 \times N \times A_p + U \times \sum (l_i \times f_i)$
 $= 30 \times 40 \times 0.202 + 1.595 \times 0$
 $= 2424 \text{ kN/EA}$
- 지진시 허용지지력 $= \text{허용지지력} / 2$
 $= 2424 / 2 = 1212 \text{ kN/EA}$
- $F_s = 1212 / 619.67 = 1.956$ 안정

2) 교각

- ① 교각형식 : π 형 교각
- ② 상부형식 : 5경간 STEEL BOX교
- ③ 기초형식 : 직접기초
- ④ 내진조건
 - ㉠ 가속도 계수 : $A = 0.14$
 - ㉡ 내진등급 : 내진2등급
 - ㉢ 지반계수 : $S = 1.2$ (지반 II)
 - ㉣ 응답수정계수(R)

■ 하부구조

- 교각 = 5.0

■ 연결부분

- 기초 = 1.0
- 상부구조와 교대 = 0.8

㊤ 해석방법 : 단일모드 스펙트럼 해석법

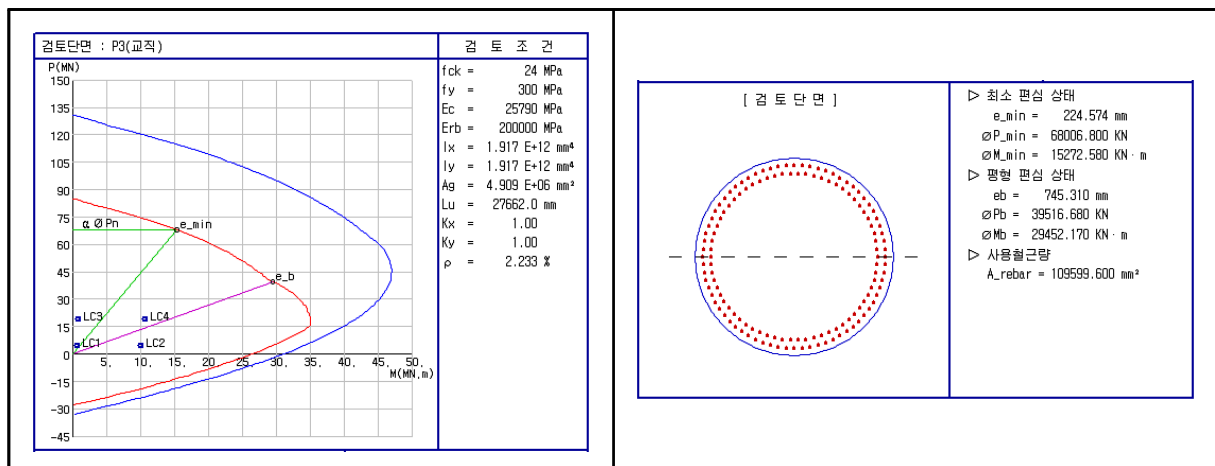
⑤ 단면력 정리 및 검토

구 분		P_u (kN) ^{주2)}	ϕP_N (kN)	$P_u / \phi P_N$	M_u ^{주3)} (kN·m)	ϕM_n (kN·m)	$M_u / \phi M_n$	비 고
CASE(6)	교축방향	4934.540	68006.802	O.K. (13.782)	548.258	15270.677	O.K. (27.853)	
	교축 직각방향		17432.216	O.K. (3.533)	9910.903	35012.186	O.K. (3.533)	
CASE(7)	교축방향	19258.980	68006.802	O.K. (3.531)	745.321	15270.677	O.K. (20.489)	
	교축 직각방향		47716.203	O.K. (2.478)	10601.819	26267.130	O.K. (2.478)	

주2) 기존계산서 '7.기둥의 설계' 중 CASE(6), (7) 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 $F_s = 1.956$)

교각부 검토결과 내진시 단면력 검토결과 안전율 2.478로 구조적으로 안전성을 확보하고 있다.

5.4.2 용전2교-내서방향

가. 교대(A1) 구조검토

1) 검토조건

① 일반조건

- ㉠ 하부구조형식 : 역T형 교대
- ㉡ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉢ 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ㉣ 교대총폭 : $B=12.600\text{m}$
- ㉤ 교대총높이 : $H=8.223\text{m}$
- ㉥ 기초형식 : 직접기초
- ㉦ SKEW : 90.000°

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ㉡ 뒤텔재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 20.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ㉢ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$
- ㉣ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 218.088\text{kN/m}$
- ㉥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 175.726\text{kN/m}$
- ㉦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

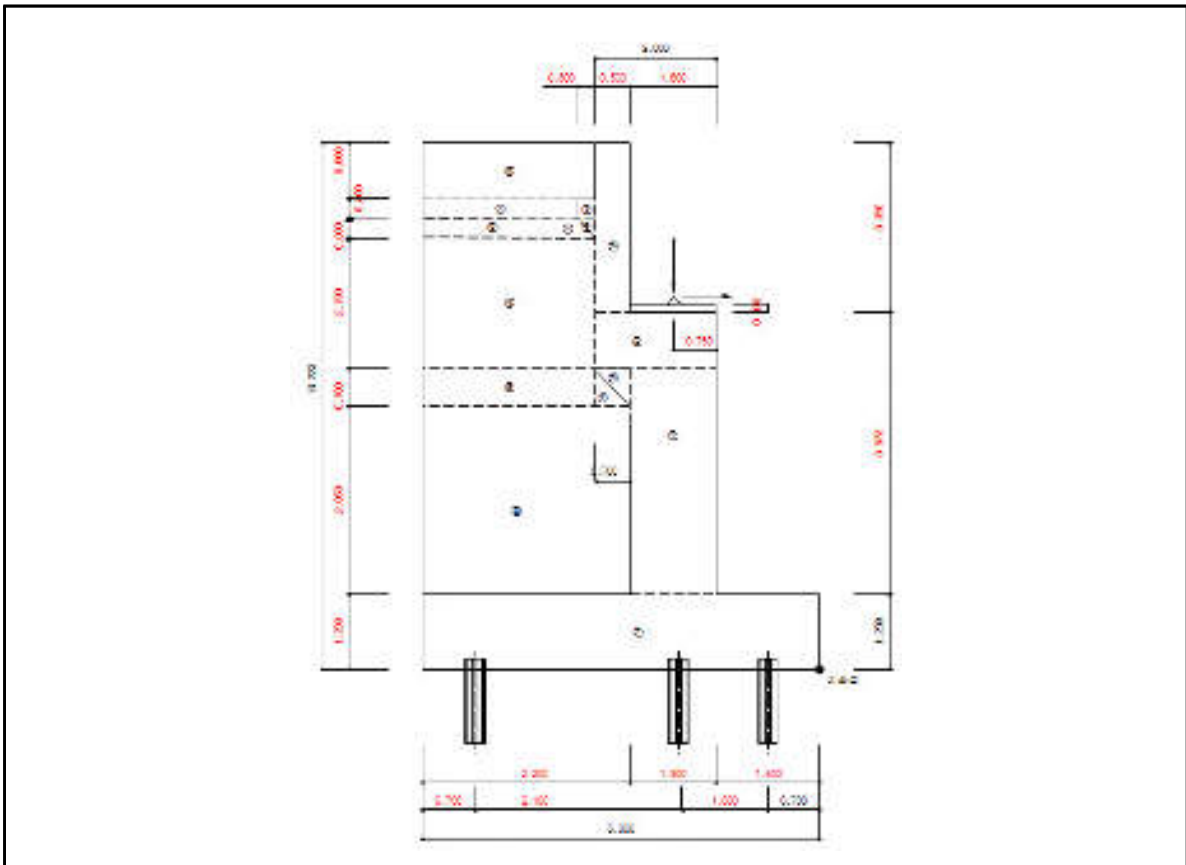
- ㉠ 뒤텔재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.000^\circ$
- ㉡ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉢ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉣ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ㉤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.537 (\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트

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
 - ㉠ 안정성검토 : 허용응력설계법
 - ㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-15】 해석단면 (A1)

3) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 개별하중 산정

구 분	번 호	계 산 식	수직력 (Vi) (kN)	작용거리 (m)	모멘트
교대구체	①	1.300 × 2.750 × 25	89.375	2.150	192.156
	②	2.000 × 0.923 × 25	46.150	2.500	115.375
	③	0.500 × 3.350 × 25	41.875	3.250	136.094
	④	0.300 × 0.300 × 25	2.250	3.650	8.213
	⑤	0.300 × 0.300 × 25/2	1.125	3.600	4.050
	⑥	0.700 × 0.700 × 25/2	6.125	3.233	19.804
	⑦	5.000 × 1.200 × 25	150.000	2.500	375.000
	소계		336.900	—	850.692
뒷채움재	㉠	2.200 × 2.050 × 20	90.200	3.900	351.780
	㉡	1.500 × 0.700 × 20	21.000	4.250	89.250
	㉢	0.700 × 0.700 × 20/2	4.900	3.267	16.007
	㉣	1.500 × 2.793 × 20	83.790	4.250	356.108
	㉤	1.200 × 0.300 × 20	7.200	4.400	31.680
	㉥	1.200 × 0.300 × 20	7.200	4.400	31.680
	㉦	1.500 × 0.880 × 20	26.400	4.250	112.200
	㉧	0.300 × 0.300 × 20/2	0.900	3.700	3.330
소계			241.590	—	992.035
총 계			578.490	—	1842.727

② 토압

㉠ 상재하중

$$Ph1 = Ka \times q \times H = 0.271 \times 10.000 \times 8.223 = 22.284 \text{ kN/m}$$

$$Mo1 = 22.284 \times 4.112 = 91.621 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$Pv = 10.000 \times 1.500 = 15.000 \text{ kN/m}$$

$$Mr = 15.000 \times 4.250 = 63.750 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉔ 토압하중

$$Ph2 = 1/2 \times Ka \times \gamma \times H2 = 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 8.223^2 \\ = 183.244 \text{ kN/m}$$

$$Mo2 = 183.244 \times 8.223 / 3 = 502.272 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 상부하중

㉕ 고정하중 반력

- 총 고정하중 반력 = 2780.618kN
- Pvd = 2780.618 / 12.750 = 218.088kN/m
- Mrd = 218.088 × 2.260 = 492.879kN · m/m
- Phd = 218.088 × 0.05 = 10.904kN/m
- Mod = 10.904 × 5.273 = 57.497kN · m/m

㉖ 활하중 반력

- 총 활하중 반력 = 2240.509kN
- Pvd = 2240.509 / 12.750 = 175.726kn/m
- Mrd = 175.726 × 2.260 = 397.141kN · m/m

④ 하중집계

구 분		Pv (kN)	Ph (kN)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
가설전	자 중	578.490		1842.727	
	토 압		183.244		502.272
	합 계	578.490	183.244	1842.727	502.272
활하중 비재하시	자 중	578.490		1842.727	
	상부하중	218.088	10.904	492.879	57.497
	토 압		183.244		502.272
	합 계	796.578	194.148	2335.606	559.769
활하중 만재하시	자 중	578.490		1842.727	
	상부하중	393.814	10.904	890.020	57.497
	토 압		183.244		502.272
	상재하중	15.000	22.284	63.750	91.621
	합 계	987.304	216.432	2796.497	651.390

⑤ 배면토에 의한 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 = 뒤탈흙 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒤탈흙 사이의 벽면마찰각(도)

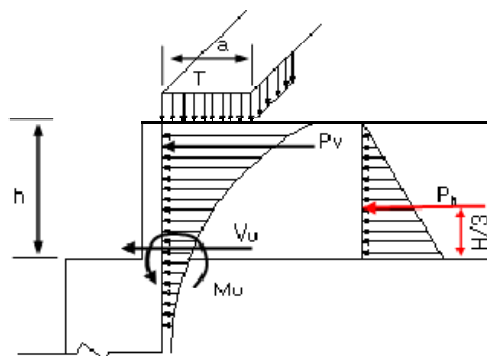
구 분	안정검토	벽체검토
ϕ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
Ka	0.271	0.251

4) 각 부재별 단면검토

① 각 부재별 단면력 산정

㉠ 흙벽

- 작용하중 집계



◦ 윗하중에 강도

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

$$\begin{aligned} M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (3.350 - 0.36) = 86.006 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

◦ 토압하중

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.350^2 \times \cos(11.667) = 27.586 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_e = 1/3 \times H \times P_h = 1/3 \times 3.350 \times 27.586 = 30.805 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◦ 하중집계

$$\begin{aligned} V_u &= 2.15 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 2.15 \times 28.765 + 1.70 \times 27.586 = 108.741 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 2.15 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 2.15 \times 86.006 + 1.70 \times 30.805 = 237.281 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 설계 단면력 산정

구 분	전단력 (kN)	모멘트 (kN · m)	비 고
설계단면력	108.741	237.281	

㉠ 벽체

■ 작용하중 집계

◦ 상재하중

$$\begin{aligned} S_l &= K_a \cdot q \cdot H \cdot \cos \delta \\ &= 0.251 \times 10.0 \times 7.023 \times \cos(11.667+0.000) = 17.264 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= 1/2 \cdot K_a \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 10.0 \times 7.023^2 \times \cos(11.667+0.000) = 60.621 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

◦ 토압하중

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 7.023^2 \times \cos(11.667+0.000) = 121.242 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1/2 \cdot K_a \cdot r \cdot H^2 \cdot \cos \delta / 3 \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 7.023^2 \times \cos(11.667+0.000) / 3 = 283.827 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

◦ 온도하중

$$S_g = 10.904 \text{ kN}$$

$$M_l = 10.904 \times (3.673 + 0.400) = 44.412 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◦ 설계 단면력 산정

$$S_1 = 1.3 S_d + 2.15 S_l + 1.70 S_h$$

$$= 2.15 \times 17.264 + 1.7 \times 121.242 = 243.229 \text{ kN}$$

$$M_1 = 1.30 M_d + 2.15 M_l + 1.70 M_h$$

$$= 2.15 \times 60.621 + 1.7 \times 283.827 = 612.841 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_2 = 1.3 (S_d + S_l + S_g) + 1.7 S_h$$

$$= 1.3 \times (17.264 + 10.904) + 1.7 \times 121.242 = 242.730 \text{ kN}$$

$$M_2 = 1.3 (M_d + M_l + M_g) + 1.7 M_h$$

$$= 1.3 \times (60.621 + 44.412) + 1.7 \times 283.827 = 619.049 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	비 고
설계단면력(H=7.023m)	243.229	619.049	

② 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	Φ M _n / M _u
홍벽	720	D19-10EA=2865.0	237.281	510.620	O.K.(2.152)
벽체	1220	D25-10EA=5067.0	619.049	1528.200	O.K.(2.469)
압굽	1050	D22-10EA=3871.0	536.765	1080.360	O.K.(2.013)
뒷굽	1100	D22-10EA=3871.0	41.167	1057.720	O.K.(25.693)

※ $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

5) 말뚝 검토

① 검토조건

㉠ 말뚝의 제원

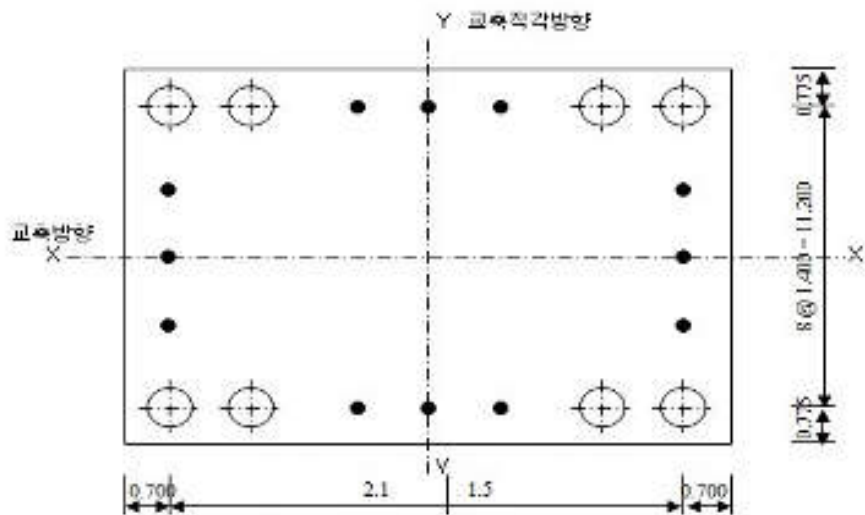
말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
강관말뚝	508	9	2	10.500

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

· 말뚝의 탄성계수 : $E = 205,000 \text{ MPa}$

· 말뚝의 단면2차 모멘트 : $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.486^4) = 0.0004288\text{m}^4$

- 말뚝 머리의 평균 N치 : $N = 40$
- 말뚝 선단의 평균 N치 : $N = 50$, N값은 40을 상한으로 한다.
- 말뚝 선단의 근입깊이 : $D_f = 0.1 \text{ m}$
- 원지반으로부터 돌출된 길이 : $h = 1.0 \text{ m}$



② 말뚝도심에서의 작용하중

㉠ 작용하중 집계

구 분		Pv (kN)	Ph (kN)	Mr (kN.m)	비 고
사용하중	가설전	7375.748	2336.361	1349.762	
	활하중 비재하시	10156.370	2475.387	2752.376	
	활하중 재하시	12588.126	2759.508	4116.317	
극한하중	가설전	9588.472	3971.816	4314.812	
	활하중 비재하시	13203.275	4152.548	6139.523	
	활하중 재하시	18431.553	4582.669	8128.315	

㉠ 말뚝의 지지력 검토

구 분	수직반력 (kN)	수직허용 지지력 (kN)	안전율	수평반력 (kN)	수평허용 지지력 (kN)	안전율
가설전	344.135	1841.000	O.K. (5.350)	86.532	1788.778	O.K. (20.672)
활하중 비재하시	490.050	1841.000	O.K. (3.757)	91.681	1788.778	O.K. (19.511)
활하중 재하시	620.261	1841.000	O.K. (2.968)	102.204	1788.778	O.K. (17.502)

㉡ 말뚝 본체의 응력검토

■ 말뚝머리 고정

구 분	휨 (MPa)	허용휨응력 (MPa)	안전율	전단휨 (MPa)	허용전단 응력 (MPa)	안전율
가설전	59.855	255.000	O.K. (4.260)	15.831	145.000	O.K. (9.159)
활하중 비재하시	70.764	255.000	O.K. (3.604)	16.773	145.000	O.K. (8.645)
활하중 재하시	80.929	255.000	O.K. (3.151)	54.611	145.000	O.K. (2.655)

■ 말뚝머리 힌지

구 분	휨 (MPa)	허용휨응력 (MPa)	안전율	전단휨 (MPa)	허용전단 응력 (MPa)	안전율
가설전	28.962	255.000	O.K. (8.805)	15.831	145.000	O.K. (9.159)
활하중 비재하시	42.485	255.000	O.K. (6.002)	16.773	145.000	O.K. (8.645)
활하중 재하시	54.611	255.000	O.K. (4.669)	18.698	145.000	O.K. (7.755)

6) 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 2.013로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

말뚝기초에 대한 검토 결과 최소 안전율 2.655으로 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 : $B=12.745\text{m}$
- ㉤ 교대총높이 : $H=12.745\text{m}$
- ㉥ 기초형식 : MASS 기초
- ㉦ SKEW : 90.000°

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ㉡ 뒹채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 20.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ㉢ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$
- ㉣ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 218.173\text{kN/m}$
- ㉥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 175.801\text{kN/m}$
- ㉦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 뒹채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.000^\circ$
- ㉡ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉢ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉣ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ㉤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.537(\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트)

④ 사용재료

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

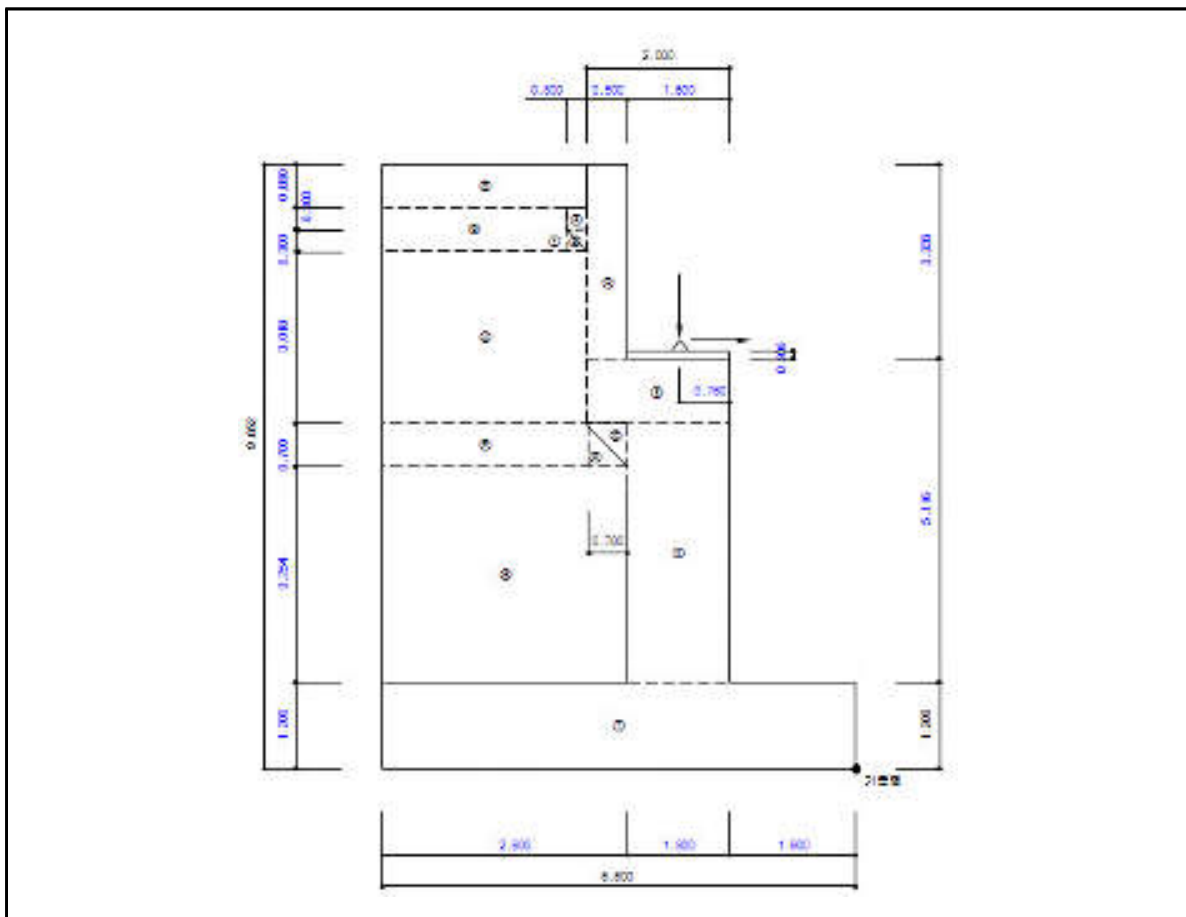
㉞ 철근(SD30)

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

⑤ 설계방법

- ㉠ 안정성검토 : 허용응력설계법
- ㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-16】 해석단면(A2)

3) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 개별하중 산정

구 분	번호	계 산 식				수직력 (Vi) (kN)	작용거리 (m)	모멘트	
교대구체	①	1.300	×	3.954	×	25	128.508	2.250	289.136
	②	2.000	×	1.162	×	25	58.100	2.600	151.060
	③	0.500	×	3.336	×	25	41.700	3.350	139.695
	④	0.300	×	0.300	×	25	2.250	3.750	8.438
	⑤	0.300	×	0.300	×	25/2	1.125	3.700	4.163
	⑥	0.700	×	0.700	×	25/2	6.125	3.133	19.192
	⑦	5.500	×	1.200	×	25	165.000	2.750	453.750
	소계						402.805	—	1065.434
뒷채움재	㉠	2.600	×	3.254	×	20	169.208	4.200	710.674
	㉡	1.900	×	0.700	×	20	26.600	4.550	121.030
	㉢	0.700	×	0.700	×	20/2	4.900	3.367	16.497
	㉣	1.900	×	3.018	×	20	114.684	4.550	521.812
	㉤	1.600	×	0.600	×	20	19.200	4.700	90.240
	㉥	0.300	×	0.300	×	20/2	0.900	3.800	3.420
	㉦	1.900	×	0.880	×	20	33.440	4.550	152.152
	소계						368.932	—	1615.825
총 계						771.737	—	2681.259	

② 토압

㉠ 상재하중

$$Ph1 = Ka \times q \times H = 0.271 \times 10.0 \times 9.652 = 26.157\text{kN/m}$$

$$Mo1 = 26.157 \times 4.826 = 126.234\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$Pv = 10.0 \times 1.900 = 19.000\text{kN/m}$$

$$Mr = 19.0 \times 4.550 = 86.450\text{N} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 토압하중

$$Ph2 = 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2 = 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 9.652^2$$

$$= 252.467 \text{ kN/m}$$

$$\text{Mo}_2 = 252.467 \times 9.652 / 3 = 812.270 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 상부하중

㉠ 고정하중 반력

$$\blacksquare \text{ 총 고정하중 반력} = 2780.617 \text{ kN}$$

$$\circ \text{ Pvd} = 2780.617 / 12.745 = 218.173 \text{ kN/m}$$

$$\circ \text{ Mrd} = 218.173 \times 2.360 = 514.888 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\circ \text{ Phd} = 218.173 \times 0.05 = 10.909 \text{ kN/m}$$

$$\circ \text{ Mod} = 10.909 \times 6.522 = 71.148 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 활하중 반력

$$\blacksquare \text{ 총 활하중 반력} = 2240.589 \text{ kN}$$

$$\circ \text{ Pvd} = 2240.589 / 12.745 = 175.801 \text{ kN/m}$$

$$\circ \text{ Mrd} = 175.801 \times 2.360 = 414.890 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 하중집계

구 분		Pv (kN)	Ph (kN)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
가설전	자 중	771.737	—	2681.259	—
	토 압	—	252.467	—	812.270
	합 계	771.737	252.467	2681.259	812.270
활하중 비재하시	자 중	771.737	—	2681.259	—
	상부하중	218.173	10.909	514.888	71.148
	토 압	—	252.467	—	812.270
	합 계	989.910	263.376	3196.147	883.418
활하중 만재하시	자 중	771.737	—	2681.259	—
	상부하중	393.974	10.909	929.778	71.148
	토 압	—	252.467	—	812.270
	상재하중	19.000	26.157	86.450	126.234
	합 계	1184.711	289.533	3697.487	1009.652

4) 기초안정검토

① 전도에 대한 검토

구 분	전 도		비 고
가설전	편심	$B/6 = 0.917\text{m} > 0.328\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$3.301 > 2.0$ 이상	O.K.
활하중비재하	편심	$B/6 = 0.917\text{m} > 0.414\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$3.618 > 2.0$ 이상	O.K.
활하중만재하	편심	$B/6 = 0.917\text{m} > 0.481\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$3.662 > 2.0$ 이상	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

② 활동에 대한 검토

구 분	활 동	비 고
가설전	$1.834 > 1.5$ 이상	O.K.
활하중비재하	$2.255 > 1.5$ 이상	O.K.
활하중만재하	$2.455 > 1.5$ 이상	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

③ 지지력에 대한 검토

구 분	지 지 력	비 고
가설전	$190.523 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.
활하중비재하	$261.271 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.
활하중만재하	$328.429 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

④ 배면토에 의한 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)

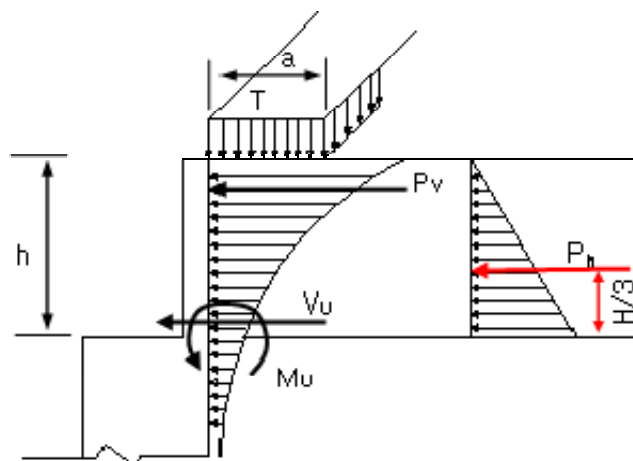
구 분	안정검토	벽체검토
ϕ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
Ka	0.271	0.251

5) 각 부재별 단면검토

① 각 부재별 단면력 산정

㉠ 흙벽

- 평상시



◦ 윤택하중에 강도

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

$$\begin{aligned} M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.360) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (3.336 - 0.360) = 85.603 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

◦ 토압하중

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.336^2 \times \cos(11.667) = 27.356 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_e = 1/3 \times H \times P_h = 1/3 \times 3.380 \times 27.356 = 30.420 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◦ 하중집계

$$\begin{aligned} V_u &= 2.15 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 2.15 \times 28.765 + 1.70 \times 27.356 = 108.350 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 2.15 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 2.15 \times 85.603 + 1.70 \times 30.420 = 235.760 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	비 고
설계단면력	108.350	235.760	

㉠ 벽체

■ 작용하중 집계

◦ 상재하중

$$\begin{aligned} S_l &= K_a \cdot q \cdot H \cdot \cos \delta \\ &= 0.251 \times 10.0 \times 8.452 \times \cos(11.667+0.000) = 20.776 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= 1/2 \cdot K_a \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 10.0 \times 8.452^2 \times \cos(11.667+0.000) = 87.800 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

◦ 토압하중

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 8.452 \times \cos(11.667+0.000) = 175.601 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1/2 \cdot K_a \cdot r \cdot H^3 \cdot \cos \delta / 3 \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 8.452^3 \times \cos(11.667+0.000) / 3 = 494.725 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

◦ 온도하중

$$S_g = 10.909 \text{ kN}$$

$$Ml = 10.909 \times (5.116 + 0.206) = 58.058 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◦ 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} S1 &= 1.3 Sd + 2.15 Sl + 1.70 Sh \\ &= 2.15 \times 20.776 + 1.7 \times 175.601 = 343.190 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M1 &= 1.30 Md + 2.15 Ml + 1.70 Mh \\ &= 2.15 \times 87.800 + 1.7 \times 494.725 = 1029.803 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S2 &= 1.3 (Sd + Sl + Sg) + 1.7 Sh \\ &= 1.3 \times (20.776 + 10.909) + 1.7 \times 175.601 = 339.712 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M2 &= 1.3 (Md + Ml + Mg) + 1.7 Mh \\ &= 1.3 \times (87.800 + 58.058) + 1.7 \times 494.725 = 1030.648 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	비 고
설계단면력(H=8.452m)	343.190	1030.648	

② 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ΦM _n (kN · m)	ΦM _n / M _u
홍벽	720	D19-10EA=2865.0	235.760	510.620	O.K.(2.166)
벽체	1200	D29-10EA=6424.0	1030.648	1888.370	O.K.(1.832)
압굽	1100	D22-10EA=3871.0	574.287	1057.720	O.K.(1.842)
뒹굽	1100	D22-10EA=3871.0	525.299	1057.720	O.K.(2.014)

※ $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

6) 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.832로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

다. 교각(P2) 구조검토

1) 검토조건

① 일반사항

- ㉠ 하부구조형식 : π 형 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 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉢ 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)

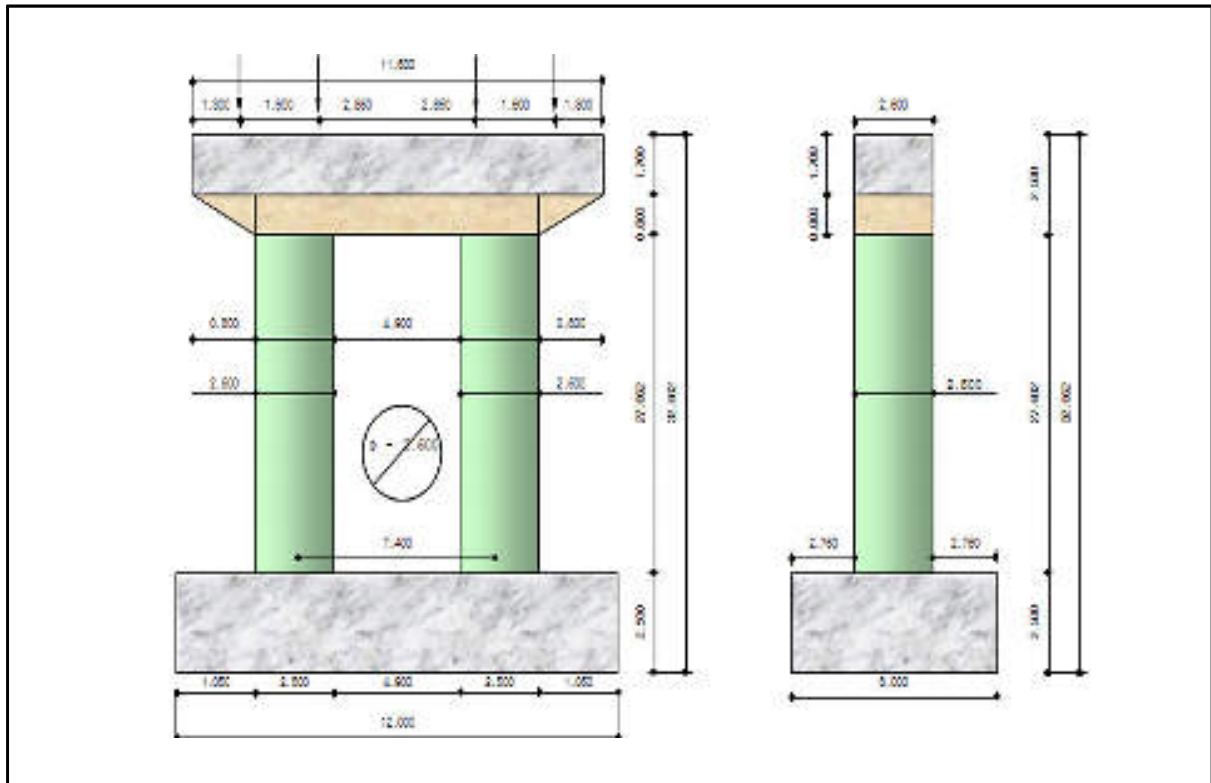
㉡ 철근(SD30)

- 항복강도(f_y) : 300 MPa(기둥, 기초)
- 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

- ㉠ 안정성검토 : 허용응력설계법
- ㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-17】 해석단면(P2)

3) 하중산정

① 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중 (kN)	활하중 (kN)	합 계	비 고
1	1801.104	919.824	1801.104	
2	2933.714	1055.972	2933.714	
3	2735.662	1071.497	2735.662	
4	2367.554	850.034	2367.554	
계	9837.994	3897.327	9837.994	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

② 풍하중

㉠ 상부풍하중

$$B/D = 12.140 / 3.740 = 3.246 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$P = 4.0 - 0.2 \times (B/D) \times D$$

$$= 12.532 \text{ kN/m} > 6 \text{ kN/m} \therefore P = 6.000 \text{ kN/m}$$

㉞ 활하중 비재하

■ 교축방향

- $PW1 = 0.000\text{kN/m}$
- $PW2 = 3.000 \times 28.110 = 84.330\text{kN/m}$
- $PW3 = 1.500 \times 2.500 = 3.750\text{kN/m}$

■ 교축직각방향

- $PW1 = 12.532 \times 55.000 = 689.260\text{kN/m}$
- $PW2 = 3.000 \times 2.500 \times 2.500 = 18.750\text{kN/m}$
- $PW3 = 1.500 \times 2.500 = 3.750\text{kN/m}$

㉟ 활하중 재하

■ 교축방향

- $PW1 = 0.000\text{kN/m}$
- $PW2 = 1.500 \times 28.110 = 42.165\text{kN/m}$
- $PW3 = 0.750 \times 2.500 = 1.875\text{kN/m}$

■ 교축직각방향

- $PW1 = 6.266 \times 55.000 = 344.630\text{kN/m}$
- $PW2 = 1.500 \times 2.500 \times 2.500 = 9.375\text{kN/m}$
- $PW3 = 0.750 \times 2.500 = 1.875\text{kN/m}$

③ 온도하중

㉠ 수평변위(기준온도 15°C)

$$\delta = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1.2e-5 \times 20 \times 50000 = 12.000\text{mm}$$

㉡ 등가수평력

$$\begin{aligned} \blacksquare Ph &= (3 \cdot E \cdot I \cdot \delta) / L^3 = (3 \times 26986 \times 1917475984857 \times 12) / 27662^3 \\ &= 88.007\text{kN} \end{aligned}$$

㉢ 교좌장치 마찰에 의한 수평력

$$\begin{aligned} \blacksquare \text{상부하중} &= 9837.994 \text{ kN} \\ \blacksquare Ph2 &= \mu \cdot W = 0.05 \times 9837.994 \\ &= 245.950\text{kN} \end{aligned}$$

㉣ 종방향 작용력

$$\blacksquare 88.007\text{kN}$$

4) 하중조합

① 사용하중 검토시

구 분	고정하중	활하중	풍하중		온 도	비 고
			무재하	재 하		
SVB01	1.00	1.00	—	—	1.00	
SVB02	1.00	—	1.00	—	1.00	
SVB03	1.00	1.00	—	1.00	1.00	
SVB04	1.00	1.00	—	—	1.00	
SVB05	1.00	—	—	—	1.00	
SVB06	1.00	1.00	1.00	—	1.00	
SVB07	1.00	—	—	1.00	—	

② 계수하중 검토시

구분	고정하중	활하중	풍하중	L3	온 도	비 고
			무재하	재 하		
ULB01	1.00	2.15	—	—	—	
ULB02	1.00	—	1.30	—	—	
ULB03	1.00	1.30	—	1.30	—	
ULB04	1.00	1.30	—	—	1.30	
ULB05	0.95	—	1.25	—	1.25	
ULB06	0.95	1.25	—	1.25	1.25	
ULB07	1.30	2.15	—	—	—	
ULB08	1.30	—	1.30	—	—	
ULB09	1.30	1.30	—	1.30	—	
ULB10	1.30	1.30	—	—	1.30	
ULB11	1.25	—	1.25	—	1.25	
ULB12	1.25	1.25	—	1.25	1.25	
ULB13	1.00	—	—	—	—	

5) 교각검토

① 기둥검토

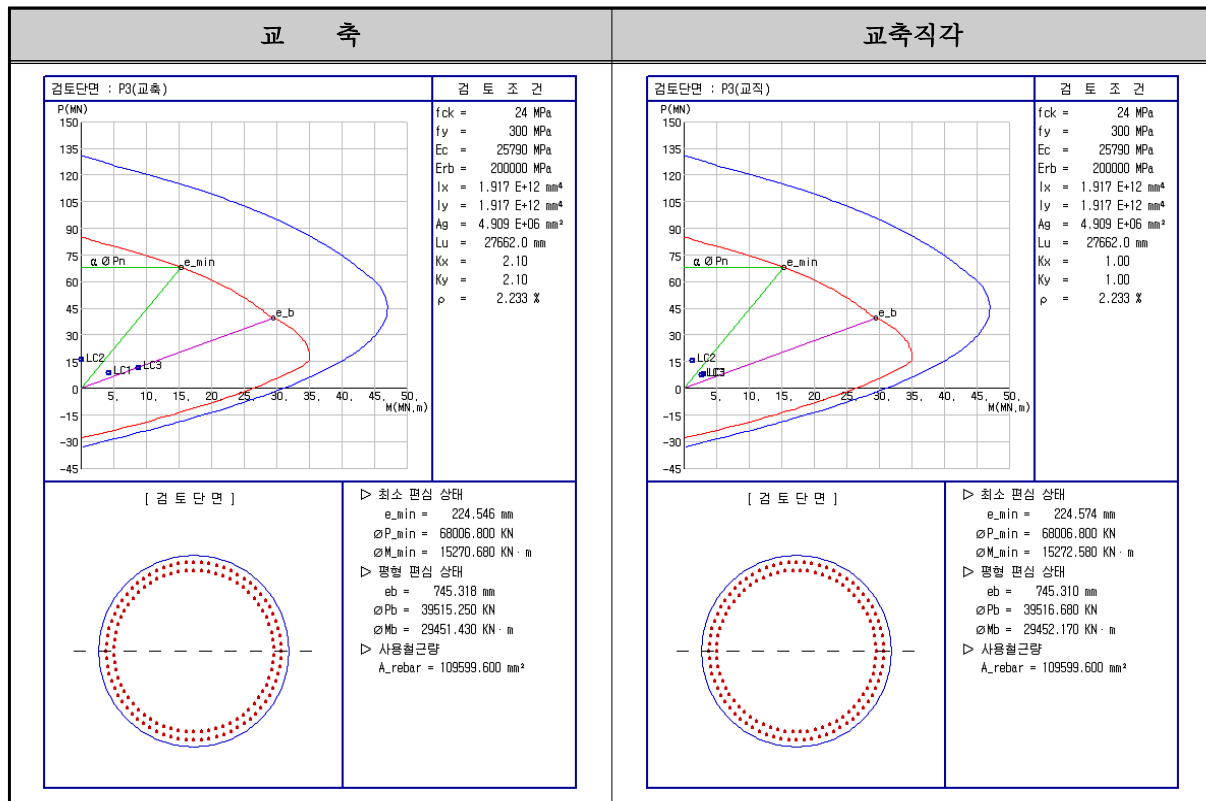
㉠ 부재력집계

구 분		축력	모멘트		비고
			Mx	My	
교축방향	축력최소	8732.469	3449.938	0.000	CASE1
	축력최대	16139.321	0.000	1047.010	CASE2
	모멘트최대	11949.694	6679.336	0.000	CASE3
교축 직각방향	축력최소	8029.170	0.000	2746.080	CASE4
	축력최대	16020.300	0.000	1047.010	CASE5
	모멘트최대	7612.350	0.000	2565.630	CASE6

㉡ 기둥해석 결과

구 분		Pu	$\alpha \phi P_n$	안전율	Mu	ϕM_n	안전율
교축방향	CASE1	8732.469	51647.684	O.K.(5.914)	4163.356	24623.920	O.K.(5.914)
	CASE2	16139.321	68006.802	O.K.(4.214)	—	—	—
	CASE3	11949.694	39974.881	O.K.(3.345)	8725.316	29188.488	O.K.(3.345)
교축 직각방향	CASE4	8029.170	59059.861	O.K.(7.356)	2847.824	20947.611	O.K.(7.356)
	CASE5	16020.300	68006.802	O.K.(4.245)	1127.374	15272.581	O.K.(13.547)
	CASE6	7612.350	59441.064	O.K.(7.809)	2655.580	20736.093	O.K.(7.808)

■ P-M 상관도



② 코핑검토

■ 단면력 검토

◦ 단면제원 및 검토조건

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ϕ M _n (kN · m)	ϕ M _n / M _u
절점 46	2400	D29-24EA=15417.6	1153.440	9257.290	O.K.(8.026)
절점 44	2400	D29-10EA=15417.6	1939.750	9257.290	O.K.(4.772)

6) 기초 안정검토

① 교축방향

㉠ 지반지지력검토

LOAD CASE	교 축 직 각 방 향		편 심	지 반 반 력		허용 지지력 kN/m ²	비 고	
	V (kN)	M (kN.m)		Qmax	Qmin		전도	지지력
1	15848.816	9283.649	0.586	213.444	116.739	600.000	OK (3.413)	OK (2811)
2	15860.706	9291.756	0.586	213.610	116.821	600.000	OK (3.413)	OK (2809)
3	17175.086	4774.305	0.278	203.773	154.041	600.000	OK (7.194)	OK (2944)
4	17173.536	9446.317	0.550	228.091	129.691	600.000	OK (3.636)	OK (2631)
5	17186.966	4782.365	0.278	203.939	154.123	600.000	OK (7.194)	OK (2942)

㉡ 활동검토

CASE	V (kN)	tan ϕ B	H(kN)	Fs'	Fs	비고
1	15848.816	0.6	510.770	18.618	1.500	1.5 이상
2	15860.706	0.6	510.770	18.632	1.500	1.5 이상
3	17175.086	0.6	113.000	91.195	1.500	1.5 이상
4	17173.536	0.6	424.510	24.273	1.500	1.5 이상
5	17186.966	0.6	113.000	91.258	1.500	1.5 이상

② 교축방향

㉠ 지반지지력검토

LOAD CASE	교 축 직 각 방 향		편 심	지 반 반 력		허용 지지력 kN/m ²	비 고	
	V (kN)	M (kN.m)		Qmax	Qmin		전도	지지력
1	31556.408	0.000	0.000	328.713	328.713	600.000	-	OK (1.825)
2	27659.081	6058.167	0.219	335.445	240.786	600.000	OK (9.132)	OK (1.789)
3	31556.408	3029.084	0.096	352.377	305.048	600.000	OK (20.833)	OK (1.703)
4	31556.408	5819.376	0.184	374.176	283.249	600.000	OK (10.870)	OK (1.604)
5	27659.081	9213.203	0.333	360.094	216.137	600.000	OK (6.006)	OK (1.666)

㉔ 활동검토

CASE	V (kN)	$\tan \phi B$	H(kN)	Fs'	Fs	비고
1	31556.408	0.6000	—	—	—	—
2	27659.081	0.6000	291.795	56.874	1.500	1.5 이상
3	31556.408	0.6000	145.898	129.775	1.500	1.5 이상
4	31556.408	0.6000	176.014	107.570	1.500	1.5 이상
5	27659.081	0.6000	467.809	35.475	1.500	1.5 이상

7) 기초 설계

① 지반반력산정

㉕ 지반반력(극한하중)

LOAD CASE	교축 방 향		편 심	교축방향 지반반력			
	V (kN)	M (kN.m)		Qmax	Qmin	Q1	Q2
10	44336.058	0.000	0.000	461.834	461.834	461.834	461.834
11	35956.805	7848.210	0.218	435.864	313.236	409.039	389.879
12	41023.330	3924.105	0.096	457.983	396.669	444.571	434.990
13,14	41023.330	7565.189	0.184	486.429	368.223	460.571	442.102
15,16	35037.598	14820.576	0.423	480.761	249.189	430.105	393.922
17,18	39909.257	11087.637	0.278	502.344	329.099	464.447	437.377

㉖ 지반반력(실하중)

LOAD CASE	교축 방 향		편 심	교축방향 지반반력			
	V (kN)	M (kN.m)		Qmax	Qmin	Q1	Q2
1	31556.408	0.000	0.000	328.713	328.713	328.713	328.713
2	27659.081	6058.167	0.219	335.445	240.786	314.738	299.948
3	31556.408	3029.084	0.096	352.377	305.048	342.024	334.629
4,5	31556.408	5819.376	0.184	374.176	283.249	354.286	340.078
6,7	27659.081	9213.203	0.333	360.094	216.137	328.603	306.110
8,9	31556.408	8848.459	0.280	397.841	259.584	367.597	345.995

② 유효폭을 고려한 단위m당 단면력

㉠ 교축방향

구 분	전폭에대한 모멘트	단위m당 모멘트	유효폭에 따른할중율	유효폭을 고려한모멘트	전폭에대한 전단력	단위M당 전단력
극한하중	45164.352	1881.848	1.017	1913.744	17677.608	736.567
실하중	34350.360	1431.265	1.017	1455.524	—	—

㉡ 교축직각방향

구 분	전폭에대한 모멘트	단위m당 모멘트	유효폭에 따른할중율	유효폭을 고려한모멘트	전폭에대한 전단력	단위M당 전단력
극한하중	2732.210	341.526	1.096	374.275	5995.250	749.406
	2413.420	301.678	1.096	330.606	5482.450	685.306
실하중	2105.730	263.216	1.096	288.456	—	—
	1671.250	208.906	1.096	228.938	—	—

㉢ 단면제원 및 검토조건

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ΦM _n (kN · m)	ΦM _n / M _u
교축방향	2400	D25-10EA=5067.0	1913.744	3052.860	O.K.(1.595)
교축직각방향	2400	D22-10EA=3871.0	374.275	2340.960	O.K.(6.255)

8) 검토 결과

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

라. 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	793.28	269.72	2326.6 (kN · m)	861.2 (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 $= 30 \times N \times A_p + U \times \sum (l_i \times f_i)$
 $= 30 \times 40 \times 0.202 + 1.595 \times 0$
 $= 2424 \text{ kN/EA}$

- 지진시 허용지지력 $= \text{허용지지력} / 2$
 $= 2424 / 2 = 1212 \text{ kN/EA}$

- $F_s = 1212 / 619.67 = 1.956$ 안정

2) 교각

① 교각형식 : π 형 교각

② 상부형식 : 5경간 STEEL BOX교

③ 기초형식 : 직접기초

④ 내진조건

㉠ 가속도 계수 : $A = 0.14$

㉡ 내진등급 : 내진2등급

㉢ 지반계수 : $S = 1.2$ (지반 II)

㉣ 응답수정계수(R)

- 하부구조

- 교각 $= 5.0$

- 연결부분

- 기초 $= 1.0$

- 상부구조와 교대 $= 0.8$

㉤ 해석방법 : 단일모드 스펙트럼 해석법

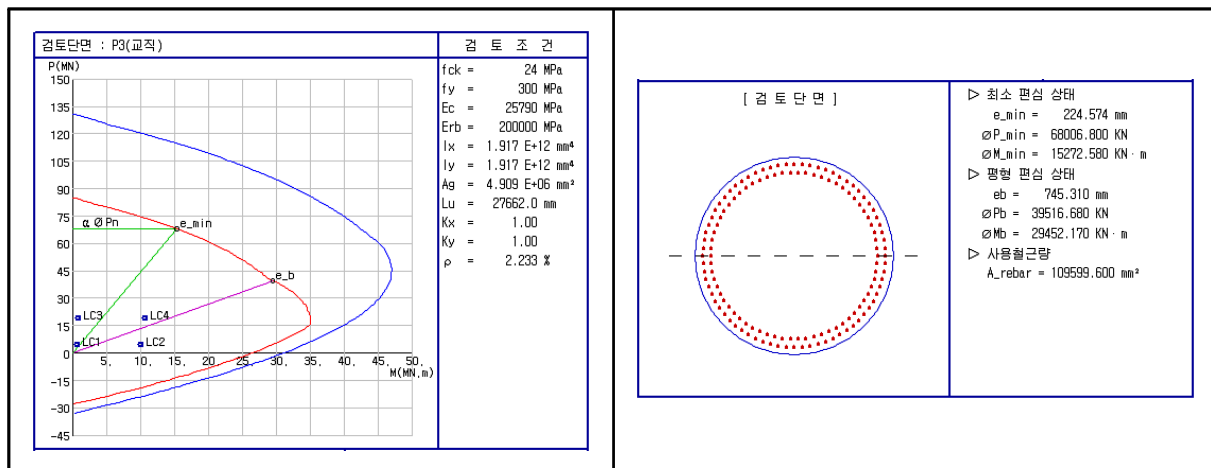
⑤ 단면력 정리 및 검토

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 (6)	교축방향	4934.540	68006.802	O.K. (13.782)	548.258	15270.677	O.K. (27.853)	
	교축 직각방향		17432.216	O.K. (3.533)	9910.903	35012.186	O.K. (3.533)	
CASE (7)	교축방향	19258.980	68006.802	O.K. (3.531)	745.321	15270.677	O.K. (20.489)	
	교축 직각방향		47716.203	O.K. (2.478)	10601.819	26267.130	O.K. (2.478)	

주2) 기존계산서 '7.기둥의 설계' 중 CASE (6), (7) 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 $F_s = 1.956$)

교각부 검토결과 내진시 단면력 검토결과 안전율 2.478로 구조적으로 안전성을 확보하고 있다.

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 상부구조

가. 바닥판 검토결과

용전2교(내서, 여주)의 바닥판에 대한 안전성 검토 결과, S1~S5경간의 최소 안전율은 내서방향 1.220, 여주방향 1.243으로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

나. 강박스 거더 검토결과

용전2교(내서, 여주)의 허용응력설계법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하연에 발생하는 최대응력은 허용응력 범위 이내로서 S1~S5경간의 최소 안전율은 내서방향 1.057, 여주방향 1.114로 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

용전2교(내서, 여주)의 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

용전2교(내서, 여주)의 교대에 대한 안전성 검토결과, 강도설계법에 의한 최소 안전율이 내서방향 1.832, 여주방향 1.667로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

- 1) 교대(A1, A2)의 말뚝기초에 대한 안전성 검토는 교축방향 및 교축직각방향의 수평변위, 지지력, 말뚝본체의 단면에 대하여 평가하였으며 모든 검토 CASE에서 최소 안전율이 1.0 이상으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

나. 교각 검토결과

용전2교(내서, 여주)의 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.