

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개 요

5.2 상부구조 안전성 평가

5.3 내하력 평가

5.4 하부구조 안전성평가

5.5 안전성평가 결과요약

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개요

5.1.1 안전성검토

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

가. 검토단면 선정 및 사유

본 진단시 상부구조는 전체모델링을 통해 검토하였으며, 하부구조의 안전성 검토단면은 경간 구성(경간장 및 연속 경간수) 및 구조형식, 단면제원, 하중조건, 구조적 손상 및 결함 발생 여부 등을 고려하여 선정하였으며, 검토단면 선정 및 사유는 다음과 같다.

【표 5.1.1】 하부구조 검토단면 선정

하부구조 검토단면		관 련 내 용
교 각	P1	- 교각형식 : π형(대구)/T형(부산), 기초형식 : 직접기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		청도IC1교의 교각은 π형이고 기초는 직접기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 구조 및 기초형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 부재를 각각 1개소씩 선정하였다. ⇒ P1

나. 검토조건

본 교량의 설계당시 준공도면 및 구조계산서가 보존되어 있으며, 설계 당시와 현재의 설계기준이 일부 상이하므로 현 설계기준에 의하여 안전성검토 및 내하력평가를 실시하였으며, 외관 및 내구성조사를 실시한 결과, 【표 5.1.3】 과 같이 단면제원, 압축강도, 철근배근 등이 준공도면과 거의 일치하므로 준공도면상의 설계값을 적용하였다.

【표 5.1.2】 설계 당시와 금차 정밀안전진단시 구조검토 조건비교

구 분		설 계 당 시	금차 정밀안전진단시	비 고
설계기준		- 도로교 표준시방서(1983) - 콘크리트 표준시방서(1988)	- 도로교 설계기준(2010) - 콘크리트 구조기준(2012)	
적용 하중	강거더	고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차	고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차	
	바닥판	고정하중, 활하중, 풍하중, 차량 충돌하중	- 고정하중, 활하중, 차량 충돌하중, 풍하중 - 좌·우측 방호벽 높이(현 시공상태) : 1,080mm	
플랜지 및 바닥판 유효폭		유효폭 고려	유효폭 고려	
활하중 재하		상부구조 전폭을 기준으로 3.6m 간격으로 하중재하	상부구조 전폭을 기준으로 3.6m 간격으로 하중재하	

【표 5.1.3】 구조검토시 적용 물성치 및 하중조건

구 분		설 계 도 서	현 장 측 정	적 용	비고
적용단면		- 콘크리트 바닥판 : 전구간 동일단면 - 강박스커더 : 경간별 최대정모멘트부 및 최대부모멘트부 - 교각 : P1		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용 재료	설계 강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부:27.4~28.7MPa - 하부:24.5~27.0MPa	- 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 27.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성 계수	- 콘크리트 - 상부 : 246,000kgf/cm² - 하부 : 232,000kgf/cm² - 철근 : 2,040,000kgf/cm² - 강재 : 2,100,000kgf/cm²	- 콘크리트 : 현 설계기준 적용 - $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} (f_{cu} = f_{ck} + \Delta f \text{ MPa})$ $\Delta f = 4 \text{ MPa} (f_{ck} \leq 40), 6 \text{ MPa} (f_{ck} \geq 60)$ - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{31} = 26,702 \text{ MPa}$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811 \text{ MPa}$ - 철근 : 200,000MPa - 강재 : 205,000MPa		
철근 간격 / 피복 두께	바닥판	175~250/42.0~58.0	준공도면과 전반적으로 일치	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교대	200~300/39.0~61.0			
	교각	200~500/90.5~109.5			
하중 종류	고정 하중	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 2.5 \text{ tf/m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 2.3 \text{ tf/m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 7.85 \text{ tf/m}^3$	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 23.0 \text{ kN/m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	
	활하중	DB-24, DL-24	DB-24, DL-24		
	온도차	- 온도차 : $\pm 10. \text{ C}$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10. \text{ C}$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}		
	크리프	크리프 계수 : 2	크리프 계수 : 2		
	건조 수축	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 15×10^{-5}	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 27×10^{-5}	현 설계기준상의 값 적용	

다. 검토방법

청도IC1교는 1등급교(DB-24, DL-24)로 설계되어 있으며, 도로교 설계기준(2010)에 따라 강박스거더는 허용응력설계법, 바닥판과 하부구조(교각)는 강도설계법을 적용하여 안전성평가를 실시하였다.

안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 MIDAS/Civil을 이용하였다.

5.1.2 내하력평가

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

가. 구조해석 및 검토의 기본가정

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

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 대구방향(2@50.0, S1~S2)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 2경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $2@50.0 = 100.0\text{m}$
- ③ 교량폭원 : 15.015m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.4\text{m}$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa (바닥판), 24.0MPa (교각)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : $26,702\text{MPa}$ (바닥판), $25,811\text{MPa}$ (교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : $11,444\text{MPa}$ (바닥판), $9,927\text{MPa}$ (교각)

② 철근(SD400)

- ㉠ 항복강도(f_y) : 400.0MPa
- ㉡ 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
- ㉡ 부부재 : SM400
- ㉢ 탄성계수(E_{st}) : $205,000\text{MPa}$
- ㉣ 전단탄성계수(G_{st}) : $79,000\text{MPa}$

㉔ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

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

㉕ 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(ℓ/r -18.6) :	190-1.29(ℓ/r -16.0):	215-1.55(ℓ/r -15.1):	270-2.19(ℓ/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 < $\ell/r \leq 67.1$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
40초과 75이하	6,700+(ℓ/r) ² :	5,000+(ℓ/r) ² :	4,400+(ℓ/r) ² :	3,500+(ℓ/r) ² :
	92.8 < ℓ/r	80.1 < ℓ/r	75.5 < ℓ/r	67.1 < ℓ/r
	130 : $\ell/r \leq 19.4$	175 : $\ell/r \leq 16.6$	200 : $\ell/r \leq 15.5$	260 : $\ell/r \leq 13.7$
	130-0.73(ℓ/r -19.4) :	175-1.15(ℓ/r -16.6) :	200-1.40(ℓ/r -15.5):	260-2.07(ℓ/r -13.7) :
75초과 100이하	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	13.7 < $\ell/r \leq 68.6$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :
	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r
75초과 100이하	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$
	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :
	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
75초과 100이하	7,300+(ℓ/r) ² :	5,300+(ℓ/r) ² :	4,800+(ℓ/r) ² :	3,700+(ℓ/r) ² :
	97.0 < ℓ/r	82.8 < ℓ/r	78.9 < ℓ/r	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

- ㉢ ㉡에 규정한 이외의 경우

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

㉠ 허용전단응력(MPa)

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

㉡ 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

㉢ 강재 주거더의 허용응력 증가율

하중의 조합			증가율(%)	
			정 휨모멘트를 받는 부분	부 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) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스거더 : 허용응력설계법

4) 적용하중

① 고정하중

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

② 활하중

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

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차(ΔT) : $\pm 10^{\circ}\text{C}$
- 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수(α) : 12×10^{-6}

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

- 크리프 계수(ϕ_1) : 2
- 크리프 계산을 위한 탄성계수비 : $n_1 = n (1 + \phi_1 / 2) = 8 \times (1 + 2 / 2) = 16$

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 : $n_2 = n (1 + \phi_2 / 2) = 8 \times (1 + 4 / 2) = 24$

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

5) 참고문헌

- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준(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) 좌측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.095 \times 0.56 \times 25 = 1.330$	1.023	1.360	
②	$\frac{1}{2} \times 0.06 \times 0.56 \times 25 = 0.420$	0.955	0.401	
③	$0.155 \times 0.175 \times 25 = 0.678$	0.993	0.673	
④	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.873	0.239	
⑤	$0.28 \times 0.075 \times 25 = 0.525$	0.930	0.488	
⑥	$1.075 \times 0.25 \times 25 = 6.719$	0.538	3.611	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.075 \times 0.05 \times 25 = 0.672$	0.358	0.241	
⑧	$0.08 \times 0.790 \times 23 = 1.454$	0.395	0.574	
계	12.071		7.587	

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
 설계속도 = 120km/hr

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤택하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.490 + 1.14 = 1.532\text{m}$$

여기서, X = 0.490m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.49} = 0.370 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.490 \times (1+0.300)}{1.532} = 39.916 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (120/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 32.500 \text{ kN/m}$$

작용높이 h = 1.000m

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.130 \text{ m} = 3.390 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.795 = 2.695 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 95.683 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 104.004 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 63.506 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 51.339 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 13.367 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 48.312 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.49 > 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.49 + 230) = 269.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 269.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 300.0mm

철근 피복두께(d_c) = 50.0mm , 유효깊이(d) = 250.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 104.004\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$

$$= 48.312 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 132.144 \text{ MPa}$$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$

$$= 375 \times (210 / 132.144) - 2.5 \times 42.000 = 494.691\text{mm}$$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 132.144) = 476.753\text{mm}$$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 476.753\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 476.753\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

$$\text{철근콘크리트} : 0.3000\text{m} \times 25.0\text{kN/m}^3 = 7.500\text{kN/m}^2$$

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

$$\Sigma w_d = 9.340\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.800^2}{10} = 7.323\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.800m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.800} = 0.350 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.800+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 44.200\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 44.200 = 35.360\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 85.544 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 42.683 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.800 + 130) = 214.0 \text{ mm} < 300.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

- 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0\text{mm} , \quad \text{단면높이}(h) = 300.0\text{mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 50.0\text{mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 200.0\text{mm}$$

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

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(300.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 85.544\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 300.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 300.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 42.688 / (1588.8 \times 0.914 \times 300.0) = 116.748\text{MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000\text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 116.748) - 2.5 \times 42.0 = 573.280\text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 116.748) = 539.624\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 539.624\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 539.624\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 우측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	0.930	3.743	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.792	0.485	
③	$0.30 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.895	1.175	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.705	0.185	
⑤	$0.42 \times 0.125 \times 25 = 1.313$	0.835	1.096	
⑥	$1.075 \times 0.25 \times 25 = 6.719$	0.538	3.611	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.075 \times 0.05 \times 25 = 0.672$	0.358	0.241	
⑧	$0.08 \times 0.625 \times 23 = 1.150$	0.313	0.359	
계	16.066		10.895	

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
 설계속도 = 120km/hr

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤회중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.320 + 1.14 = 1.396\text{m}$$

여기서, X = 0.325m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.325} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.325 \times (1+0.300)}{1.400} = 28.971\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

수평충돌력 H 가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 마다 작용시

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (120/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 32.500 \text{ kN/m}$$

작용높이 $h = 1.000 \text{ m}$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.320 \text{ m} = 3.960 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.890 = 3.524 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 76.452 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 94.076 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 54.117 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 56.304 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 18.746 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 40.924 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.40 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.320 + 230) = 256.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 256.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 300.0mm

철근 피복두께(d_c) = 50.0mm , 유효깊이(d) = 250.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 94.076\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 40.924 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 111.937 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 111.947) - 2.5 \times 42.000 = 602.271\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 111.937) = 562.817\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 562.817\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 562.917\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.227으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과(대구)

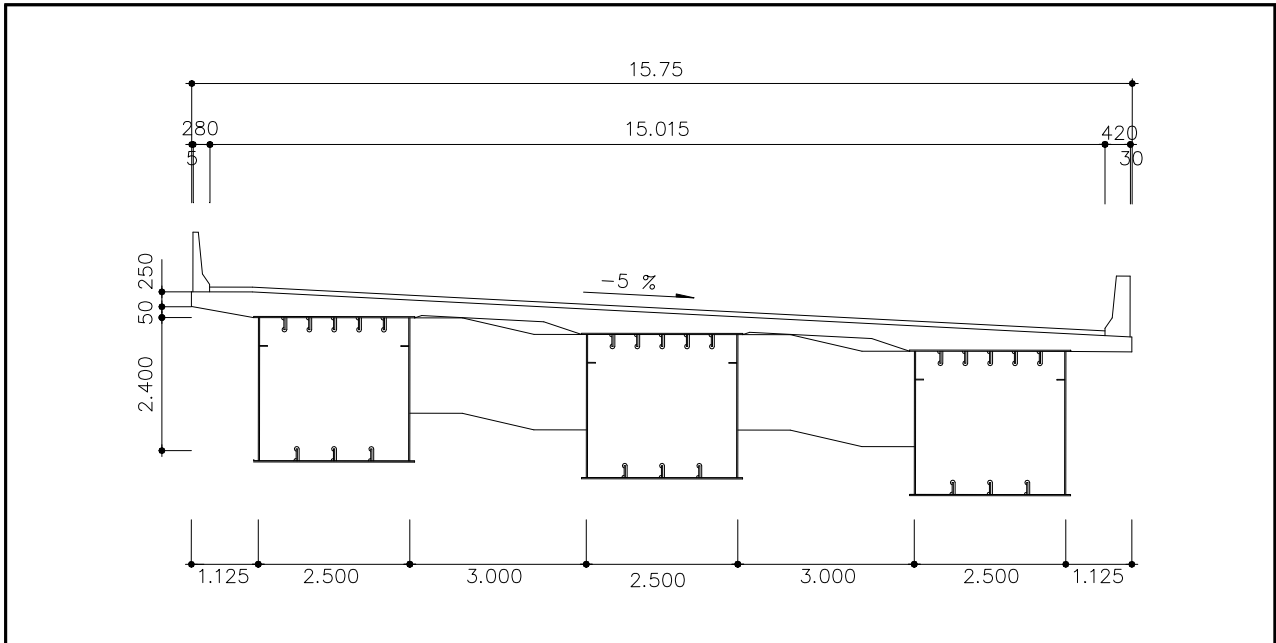
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	104.004	127.569	1.227	O.K
중앙부	85.544	127.569	1.491	O.K
우측 캔틸레버부	94.076	127.569	1.356	O.K

【표 5.2.2】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(대구)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	철근 평균 간격(s) (mm)	철근 소요중심 간격(s_a) (mm)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	48.312	132.144	240.000	125.000	476.753	O.K
중앙부	42.683	116.748	240.000	125.000	539.624	O.K
우측 캔틸레버부	40.846	111.723	240.000	125.000	563.895	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



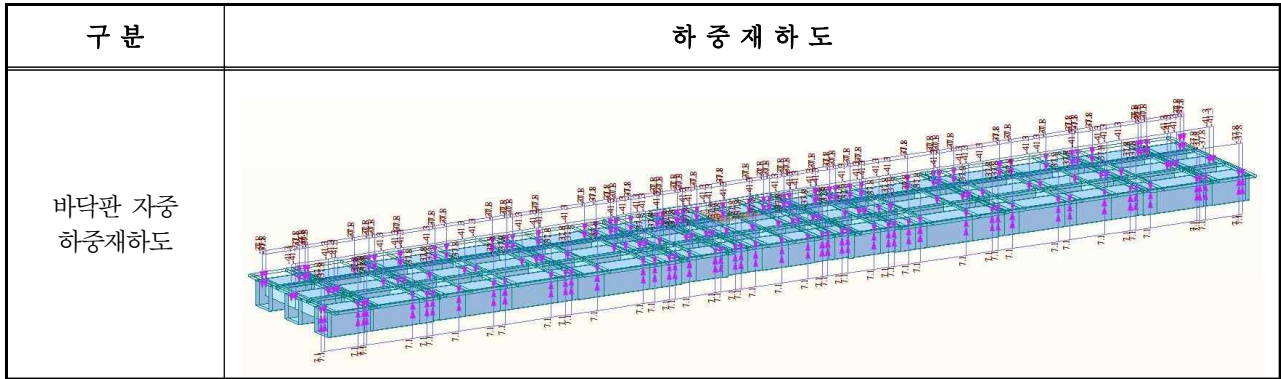
【그림 5.2.1】 해석단면(대구)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용
- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력
횡방향 하중분배
- 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중		기호의 정의
		Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	37.797	7.087	
G2	2.500	41.250	-	
G3	2.500	37.797	-7.087	

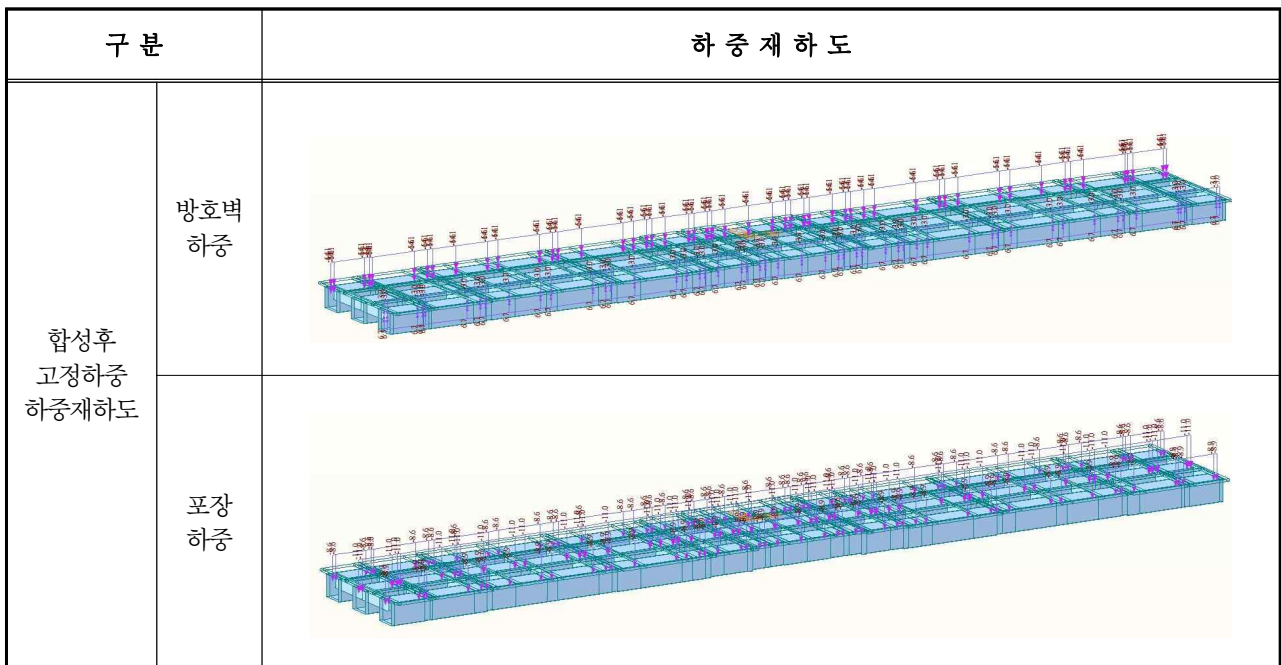


【그림 5.2.2】 하중재하도(바닥판 자중)(대구)

② 합성후 고정하중

합성후 고정하중(방호벽, 중분대 및 포장)은 거더(Frame Element)에 선하중 및 모멘트로 재하하였다.

구 분	방호벽 자중		포장 자중		중분대 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	6.570	14.126	8.602	-	-	-	
G2	-	-	11.000	-	-	-	
G3	-	-	8.906	-	3.007	-6.713	



【그림 5.2.3】 하중재하도(합성후 고정하중)(대구)

③ 활하중

구 분	활하중
교 폭	• 15.750m
지간장(L)	• 2@50.000 = 100.0m
충격계수(i)	• 15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 적용
활하중 크기	표준차로하중(DL-24)
	P _m 108kN
	P _s 156kN
	W _ℓ 12.7kN/m
설계차로	표준트럭하중(DB-24)
	P _f 24 kN
	P _r 96 kN
재하방법	여기서, W _c : 연석간 교폭(15.015m를 적용)
	해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용
	DB-24, DL-24 재하
	설계차로에 의거하여 3차로 재하
	DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하
	최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교설계 기준(2010년)에 따라 백분율로 감소
	- 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75%

④ 지점침하

합성후 단면에 대해서 각 지점위치별 10mm 부등침하를 조합하여 적용

⑤ 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

전단지연(Shear Lag) 현상의 영향으로 인한 플랜지 및 바닥판의 유효폭은 다음과 같다.

3) 유효폭 산정

① 등가경간장

【표 5.2.3】 등가경간장 및 적용식(대구)

구분	유효폭의 변화상태	등가경간장	적용식
연속 거더		λ_{L1} (경간중앙부) $I = 0.8L1$	①
		λ_{L2} (경간중앙부) $I = 0.6L2$	①
		λ_{S1} (중간지점) $I = 0.2(L1 + L2)$	②
		λ_{S2} (중간지점) $I = 0.2(L2 + L3)$	②
		변화구간은 직선보간 적용.	

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

$\lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b$

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

$\lambda_S = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot B$

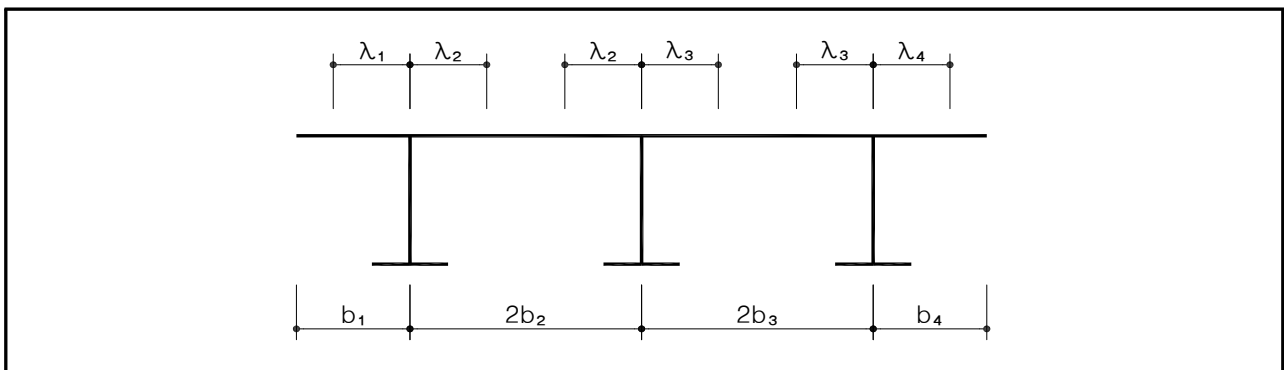
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.4】 플랜지의 유효폭(대구)

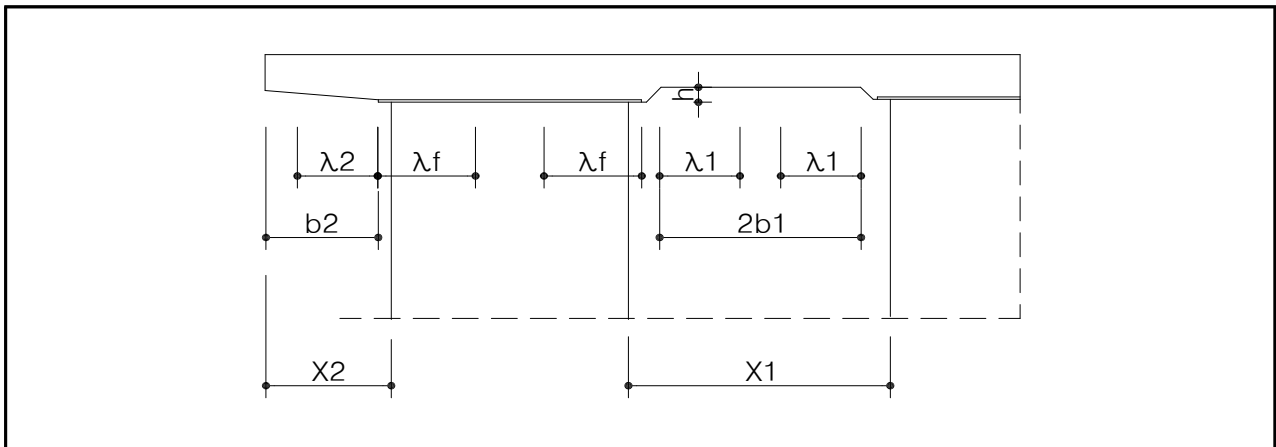
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	40.000	M	
1 경간지점부	20.000	M	
2 경간중앙부	30.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.5】 바닥판의 유효폭(대구)

㉖ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.4】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(대구)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	40.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	5.125	5.125	1.000
1 경간지점부	20.000	2.500	2.394	0.958	2.500	2.394	0.958	5.125	4.542	0.886
2 경간중앙부	30.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	5.125	5.125	1.000

【표 5.2.5】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(대구)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	40.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	5.500	5.450	0.991
1 경간지점부	20.000	2.500	2.394	0.958	2.500	2.394	0.958	5.500	5.528	1.005
2 경간중앙부	30.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	5.500	5.450	0.991

【표 5.2.6】 G3 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(대구)

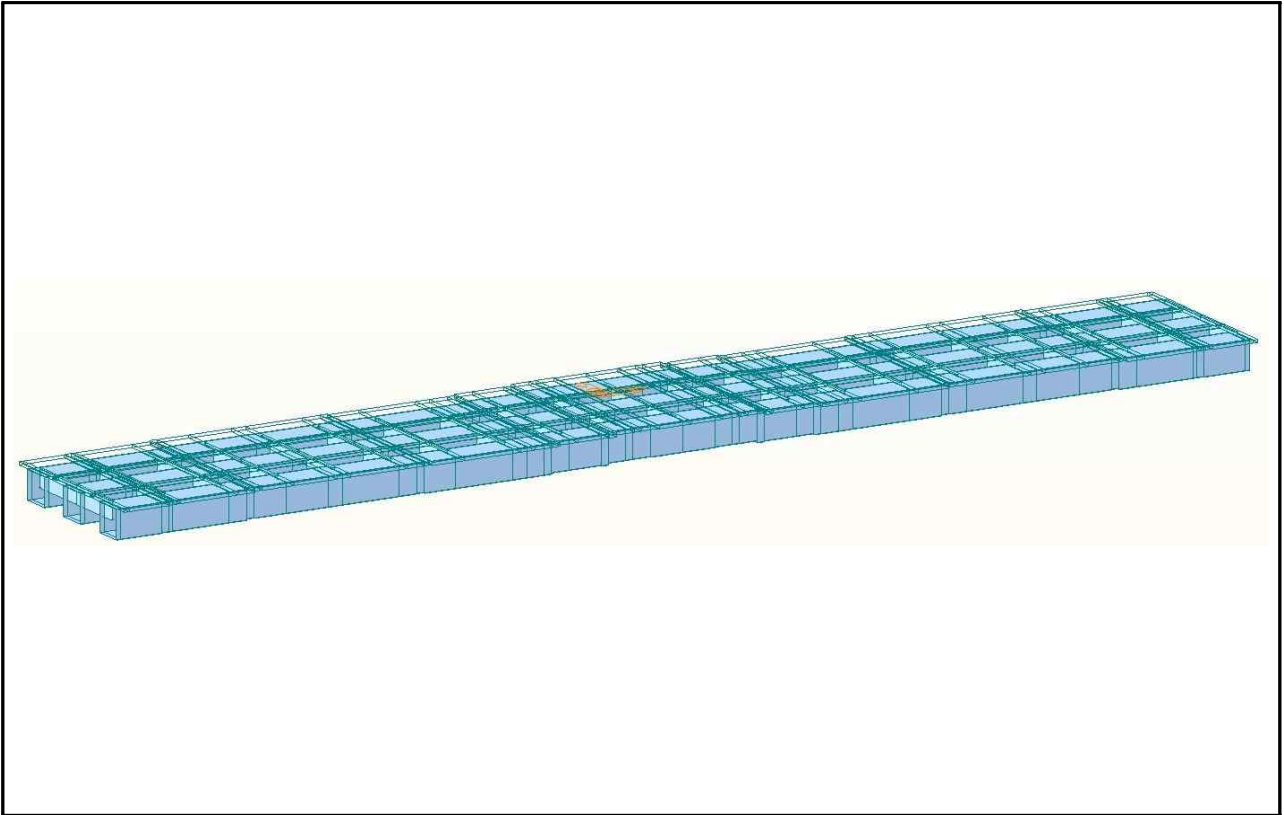
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	40.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	5.125	5.125	1.000
1 경간지점부	20.000	2.500	2.394	0.958	2.500	2.394	0.958	5.125	4.542	0.886
2 경간중앙부	30.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	5.125	5.125	1.000

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

본 구조해석에서는 곡선교의 거동을 비교적 정확히 모사하기 위해 강박스거더 및 가로보는 보요소(Frame Element)를 사용하여 3차원 모델로 모델링하였으며, 구조해석 모델은 강박스거더 자중(가로보 포함) 및 바닥판의 자중을 하중으로 고려한 합성전 모델과 콘크리트 바닥판과 강박스거더가 일체로 거동하는 합성후 모델에 대하여 구조해석을 수행하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

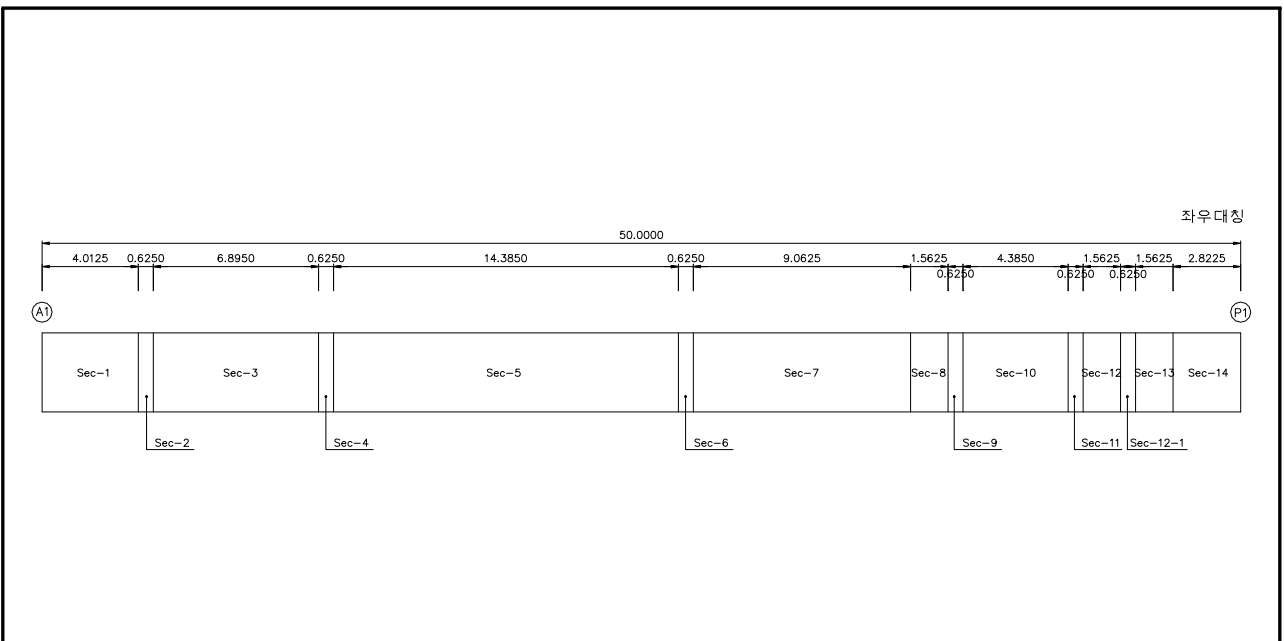
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 하므로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.6】 해석모델링(대구)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.7】 거더 단면위치(대구)

【표 5.2.7】 G1, G3 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구 S1~S2)

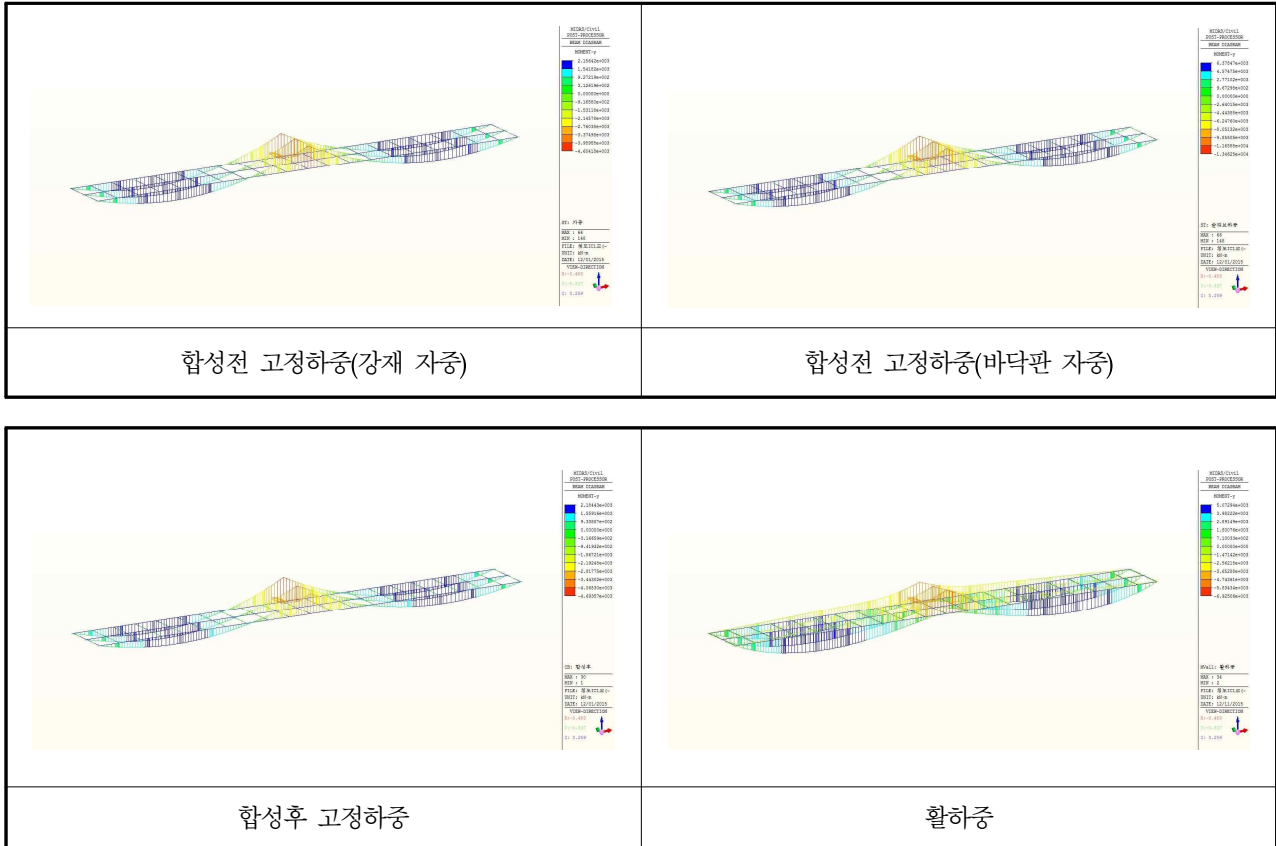
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	139200	143029845163	130232764800	178931611999	
	합성후	299356	277797315950	480783098459	219360743791	
단면 - 2	합성전	144600	151112586383	133513264800	185813233544	
	합성후	304756	298266221046	484063598459	229749057213	
단면 - 3	합성전	150000	158932181700	136793764800	193232622085	
	합성후	310156	299573663061	487344098459	230805643014	
단면 - 4	합성전	166200	181722651284	146635264800	208307075570	
	합성후	326356	357651820945	497185598459	252510256155	
단면 - 5	합성전	182400	206946000740	156476764800	225838626940	
	합성후	342556	362991023595	507027098459	255765081987	
단면 - 6	합성전	171600	190632254230	149915764800	215248951973	
	합성후	331756	359477001427	500466098459	253667597349	
단면 - 7	합성전	160800	174885411849	143354764800	205577658955	
	합성후	320956	321006363419	493905098459	240410048827	
단면 - 8	합성전	165000	180347752800	143354764800	205577658955	
	합성후	325156	334834928828	493905098459	240410048827	
단면 - 9	합성전	159600	172106419703	140074264800	199219145197	
	합성후	319756	333247060899	490624598459	239358393994	
단면 - 10	합성전	175800	192511591495	149915764800	211846799408	
	합성후	335956	388160303498	500466098459	257684315465	
단면 - 11	합성전	202800	236354858441	166318264800	237979695710	
	합성후	362956	398455460305	516868598459	262982377595	
단면 - 12	합성전	231000	273884644706	186001264800	255270719988	
	합성후	391156	498766998733	536551598459	284100759652	
단면 - 12-1	합성전	231000	273884644706	186001264800	255270719988	
	합성후	391156	498766998733	536551598459	284100759652	
단면 - 13	합성전	240600	278740858193	201314890400	283736286223	
	합성후	400756	505410383873	551865224059	319776525230	
단면 - 14	합성전	262200	316791872419	214436890400	299253694676	
	합성후	422356	517660004514	564987224059	324436195198	
부부재	가로보	21000	6232700000	45125000	7000000	

【표 5.2.8】 G2 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구 S1~S3)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	139200	143029845163	130232764800	178931611999	
	합성후	1375000	282243659798	563500993967	219360743791	
단면 - 2	합성전	144600	151112586383	133513264800	185813233544	
	합성후	316475	303219053511	566781493967	229749057213	
단면 - 3	합성전	150000	158932181700	136793764800	193232622085	
	합성후	321875	304401985958	570061993967	230805643014	
단면 - 4	합성전	166200	181722651284	146635264800	208307075570	
	합성후	338075	364011240478	579903493967	252510256155	
단면 - 5	합성전	182400	206946000740	156476764800	225838626940	
	합성후	354275	368899203896	589744993967	255765081987	
단면 - 6	합성전	171600	190632254230	149915764800	215248951973	
	합성후	343475	365679844533	583183993967	253667597349	
단면 - 7	합성전	160800	174885411849	143354764800	205577658955	
	합성후	332675	326205816789	576622993967	240410048827	
단면 - 8	합성전	165000	180347752800	143354764800	205577658955	
	합성후	336875	340402692745	576622993967	240410048827	
단면 - 9	합성전	159600	172106419703	140074264800	199219145197	
	합성후	331475	338955783082	573342493967	239358393994	
단면 - 10	합성전	175800	192511591495	149915764800	211846799408	
	합성후	347675	395429163561	583183993967	257684315465	
단면 - 11	합성전	202800	236354858441	166318264800	237979695710	
	합성후	374675	404903462446	599586493967	262982377595	
단면 - 12	합성전	231000	273884644706	186001264800	255270719988	
	합성후	402875	508227875417	619269493967	284100759652	
단면 - 12-1	합성전	231000	273884644706	186001264800	255270719988	
	합성후	402875	508227875417	619269493967	284100759652	
단면 - 13	합성전	240600	278740858193	201314890400	283736286223	
	합성후	412475	515110316656	634583119567	319776525230	
단면 - 14	합성전	262200	316791872419	214436890400	299253694676	
	합성후	434075	526562196578	647705119567	324436195198	
부부재	가로보	21000	6232700000	45125000	7000000	

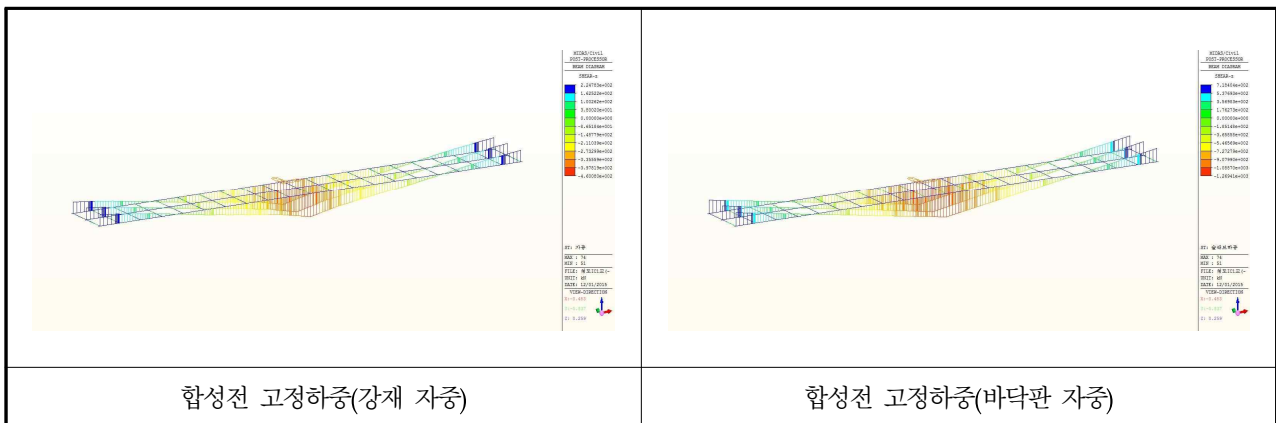
5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

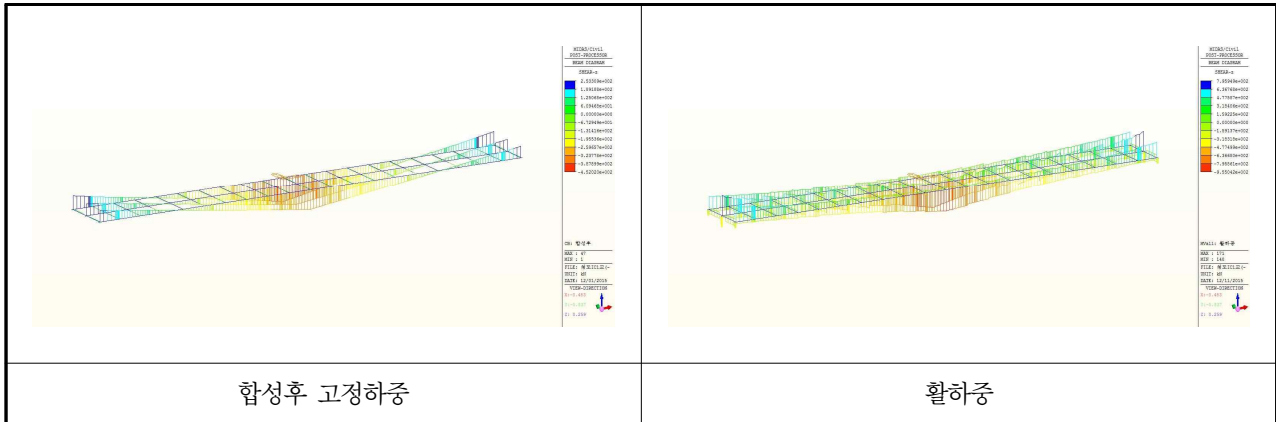


【그림 5.2.8】 휨모멘트도(대구)

㉡ 전단력



【그림 5.2.9】 전단력도(대구)



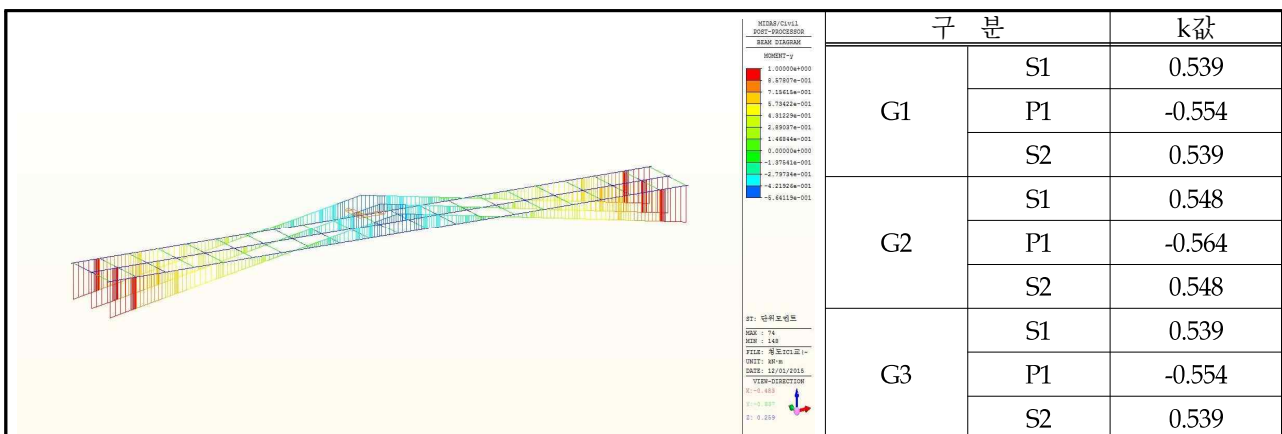
【그림 5.2.9】 전단력도(대구,계속)

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.

【표 5.2.9】 영향계수 k 값 산출 결과(대구)



③ 단면력 산정결과

합성후 모델(합성후 고정하중, 활하중)에서 산출된 휨모멘트는 순수 휨모멘트와 동시에 발생하는 축력에 의한 우력모멘트를 고려한 값이며, 아래 표와 같으며, 거더 G1, G2, G3에 발생하는 단면력을 정리하였다.

- 거더별 정모멘트부

【표 5.2.10】 1경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	8,354.737	1,907.510	5,072.945	362.161	15,697.353
	전단력 (kN)	177.253	40.919	3,14.970	18.497	551.639
	비틀림모멘트 (kN · m)	5.722	7.973	-344.863	0.020	-331.148
G2	휨모멘트 (kN · m)	8,534.889	2,061.440	4,788.810	368.120	15,753.259
	전단력 (kN)	183.805	40.443	497.572	18.800	740.62
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.000	23.622	944.348	0.000	967.97
G3	휨모멘트 (kN · m)	8,354.737	2,184.434	4,480.452	362.161	15,381.784
	전단력 (kN)	177.253	48.194	302.963	18.497	546.907
	비틀림모멘트 (kN · m)	-5.722	16.228	323.815	0.020	334.341

【표 5.2.11】 2경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	8,354.737	1,907.510	5,072.945	362.161	15,697.353
	전단력 (kN)	177.253	40.919	314.970	18.497	551.639
	비틀림모멘트 (kN · m)	-5.722	-7.973	344.863	0.020	331.188
G2	휨모멘트 (kN · m)	8,534.889	2,061.440	4,788.809	368.120	15,753.258
	전단력 (kN)	183.805	40.443	497.572	18.800	740.62
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.000	-23.622	913.238	0.000	889.616
G3	휨모멘트 (kN · m)	8,354.737	2,184.434	4,480.452	362.161	15,381.784
	전단력 (kN)	177.253	48.194	302.963	18.497	546.907
	비틀림모멘트 (kN · m)	5.722	-16.228	301.119	0.020	290.633

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.12】 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-17,450.848	-3,944.494	-6,925.064	864.586	-27,455.82
	전단력 (kN)	-1,649.780	-366.193	-832.616	18.456	-2,830.133
	비틀림모멘트 (kN · m)	-11.370	-9.561	-747.682	0.015	-768.598
G2	휨모멘트 (kN · m)	-18,066.673	-4,244.768	-6,183.854	880.723	-27,614.572
	전단력 (kN)	-1,729.490	-385.969	-955.042	18.881	-3,051.62
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.000	-32.712	-1,398.822	0.000	-1,431.534
G3	휨모멘트 (kN · m)	-17,450.848	-4,693.571	-5,578.784	864.586	-26,858.617
	전단력 (kN)	-1,649.780	-452.020	-689.432	18.456	-2,772.776
	비틀림모멘트 (kN · m)	-11.370	-25.561	-702.592	0.015	-739.508

6) 강박스거더의 응력 검토

강박스거더에 대한 응력검토는 경간 최대 정모멘트부 및 지점부 최대 부모멘트부 단면에 대하여 유효폭을 적용하여 실시하였으며, 이에 대한 상세 검토결과는 부록에 첨부하였다.

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

① 정모멘트부

㉠ 거더 G1(1경간)

a) 휨응력

【표 5.2.13】 G1 1경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	48.208	-50.299	190.000	190.000	3.941	3.777
1+2+3	59.603	-88.260	190.000	190.000	3.188	2.153
1+2+3+4	62.681	-87.597	218.500	190.000	3.486	2.169
1+2+3+4+5	74.812	-85.275	218.500	190.000	2.921	2.228
1+2+3+4+5+6	89.019	-81.572	247.000	218.500	2.775	2.679
1+2+3+4+5-6	60.604	-88.978	247.000	218.500	4.076	2.456

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

b) 전단 및 비틀림

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

$$= 11.832 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

c) 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{89.019}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{11.832}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.130 + 0.012 = 0.141 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-88.260}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.832}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.216 + 0.012 = 0.227 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.14】 G1 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.157	16.200	O.K(3.89)
	크리프, 건조수축 제외시	5.524	16.200	O.K(2.93)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	114.069	315.000	O.K(2.76)
	크리프, 건조수축 제외시	98.860	315.000	O.K(3.18)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-139.341	315.000	O.K(2.26)
	크리프, 건조수축 제외시	-142.326	315.000	O.K(2.21)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.15】 G1 2경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	48.208	-50.299	190.000	190.000	3.941	3.777
1+2+3	59.603	-88.260	190.000	190.000	3.188	2.153
1+2+3+4	62.681	-87.597	218.500	190.000	3.486	2.169
1+2+3+4+5	74.812	-85.275	218.500	190.000	2.921	2.228
1+2+3+4+5+6	89.019	-81.572	247.000	218.500	2.775	2.679
1+2+3+4+5-6	60.604	-88.978	247.000	218.500	4.076	2.456

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 11.832 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{89.019}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{11.832}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.130 + 0.012 = 0.141 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-88.260}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.832}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.216 + 0.012 = 0.227 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.16】 G1 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.157	16.200	O.K(3.89)
	크리프, 건조수축 제외시	5.524	16.200	O.K(2.93)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	114.069	315.000	O.K(2.76)
	크리프, 건조수축 제외시	98.860	315.000	O.K(3.18)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-139.341	315.000	O.K(2.26)
	크리프, 건조수축 제외시	-142.326	315.000	O.K(2.21)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.17】 G2 1경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	49.247	-51.384	190.000	190.000	3.858	3.698
1+2+3	59.888	-88.587	190.000	190.000	3.173	2.145
1+2+3+4	63.194	-87.894	218.500	190.000	3.458	2.162
1+2+3+4+5	75.862	-85.547	218.500	190.000	2.880	2.221
1+2+3+4+5+6	90.449	-81.835	247.000	218.500	2.731	2.670
1+2+3+4+5-6	61.275	-89.258	247.000	218.500	4.031	2.448

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 18.769 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{90.449}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{18.769}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.134 + 0.029 = 0.163 < 1.2 \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-88.587}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{18.769}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.217 + 0.029 = 0.246 < 1.2 \therefore O.K\end{aligned}$$

㉑ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.18】 G2 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.855	16.200	O.K(4.20)
	크리프, 건조수축 제외시	5.203	16.200	O.K(3.11)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	114.877	315.000	O.K(2.74)
	크리프, 건조수축 제외시	98.902	315.000	O.K(3.18)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-138.425	315.000	O.K(2.27)
	크리프, 건조수축 제외시	-141.465	315.000	O.K(2.82)

㉔ 거더 G2(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.19】 G2 2경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	49.247	-51.384	190.000	190.000	3.858	3.698
1+2+3	59.888	-88.587	190.000	190.000	3.173	2.145
1+2+3+4	63.194	-87.894	218.500	190.000	3.458	2.162
1+2+3+4+5	75.862	-85.547	218.500	190.000	2.880	2.221
1+2+3+4+5+6	90.449	-81.835	247.000	218.500	2.731	2.670
1+2+3+4+5-6	61.275	-89.258	247.000	218.500	4.031	2.448

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 14.748 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{90.449}{247.000} \right)^2 + \left(\frac{14.748}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.134 + 0.018 = 0.152 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-88.587}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{14.748}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.217 + 0.018 = 0.235 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.20】 G2 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.855	16.200	O.K(4.20)
	크리프, 건조수축 제외시	5.203	16.200	O.K(3.11)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	114.877	315.000	O.K(2.74)
	크리프, 건조수축 제외시	98.902	315.000	O.K(3.18)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-138.425	315.000	O.K(2.27)
	크리프, 건조수축 제외시	-141.465	315.000	O.K(2.22)

㉕ 거더 G3(1경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.21】 G3 1경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	48.208	-50.299	190.000	190.000	3.941	3.777
1+2+3	59.113	-86.629	190.000	190.000	3.214	2.193
1+2+3+4	62.638	-85.870	218.500	190.000	3.488	2.213
1+2+3+4+5	74.769	-83.547	218.500	190.000	2.922	2.274
1+2+3+4+5+6	88.976	-79.845	247.000	218.500	2.776	2.737
1+2+3+4+5-6	60.562	-87.250	247.000	218.500	4.078	2.504

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉒ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.772 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{88.976}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{11.772}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.130 + 0.011 = 0.141 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-86.629}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.772}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.208 + 0.011 = 0.219 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

㉕ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.22】 G3 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.841	16.200	O.K(4.21)
	크리프, 건조수축 제외시	5.258	16.200	O.K(3.08)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	113.097	315.000	O.K(2.78)
	크리프, 건조수축 제외시	97.442	315.000	O.K(3.23)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-134.520	315.000	O.K(2.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-137.601	315.000	O.K(2.28)

㉠ 거더 G3(2경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.23】 G3 2경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	48.208	-50.299	190.000	190.000	3.941	3.777
1+2+3	59.113	-86.629	190.000	190.000	3.214	2.193
1+2+3+4	62.638	-85.870	218.500	190.000	3.488	2.213
1+2+3+4+5	74.769	-83.547	218.500	190.000	2.922	2.274
1+2+3+4+5+6	88.976	-79.845	247.000	218.500	2.776	2.737
1+2+3+4+5-6	60.562	-87.250	247.000	218.500	4.078	2.504

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.474 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{88.976}{247.000} \right)^2 + \left(\frac{11.474}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.130 + 0.011 = 0.141 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-86.629}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{11.474}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.208 + 0.011 = 0.219 < 1.2 \therefore O.K$$

㉤ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.24】 G3 2경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.841	16.200	O.K(4.21)
	크리프, 건조수축 제외시	5.258	16.200	O.K(3.08)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	113.097	315.000	O.K(2.78)
	크리프, 건조수축 제외시	97.442	315.000	O.K(3.23)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-134.520	315.000	O.K(2.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-137.601	315.000	O.K(2.28)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1

㉡ 휨응력

【표 5.2.25】 G1 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-77.601	72.380	190.000	190.000	2.448	2.625
1+2+3	-117.295	113.094	190.000	190.000	1.620	1.680
1+2+3+4	-118.953	106.208	190.000	190.000	1.597	1.789
1+2+3+4+5	-116.536	118.075	190.000	190.000	1.630	1.609
1+2+3+4+5+6	-109.404	139.451	218.500	218.500	1.997	1.567
1+2+3+4+5-6	-123.669	96.699	218.500	218.500	1.767	2.260

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 46.575 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-118.953}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{46.575}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.392 + 0.179 = 0.571 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{139.451}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{46.575}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.407 + 0.179 = 0.587 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.26】 G1 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-103.883	400.000	O.K(3.85)
	크리프, 건조수축 제외시	-104.269	400.000	O.K(3.83)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-179.295	315.000	O.K(1.75)
	크리프, 건조수축 제외시	-180.054	315.000	O.K(1.74)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	194.342	315.000	O.K(1.62)
	크리프, 건조수축 제외시	189.361	315.000	O.K(1.66)

㉕ 거더 G2

㉔ 휨응력

【표 5.2.27】 G2 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-80.339	74.934	190.000	190.000	2.365	2.536
1+2+3	-118.254	113.805	190.000	190.000	1.607	1.670
1+2+3+4	-120.256	105.936	190.000	190.000	1.580	1.794
1+2+3+4+5	-117.224	120.284	190.000	190.000	1.621	1.580
1+2+3+4+5+6	-108.057	145.798	218.500	218.500	2.022	1.499
1+2+3+4+5-6	-126.390	94.769	218.500	218.500	1.729	2.306

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 49.677 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-120.256}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{49.677}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.401 + 0.204 = 0.605 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{145.798}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{49.677}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.445 + 0.204 = 0.649 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.28】 G2 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-96.149	400.000	O.K(4.16)
	크리프, 건조수축 제외시	-96.698	400.000	O.K(4.13)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-179.767	315.000	O.K(1.75)
	크리프, 건조수축 제외시	-180.797	315.000	O.K(1.74)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	198.291	315.000	O.K(1.58)
	크리프, 건조수축 제외시	191.812	315.000	O.K(1.64)

㉔ 거더 G3

㉑ 휨응력

【표 5.2.29】 G3 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-77.601	72.380	190.000	190.000	2.448	2.625
1+2+3	-114.926	110.664	190.000	190.000	1.653	1.717
1+2+3+4	-116.898	102.470	190.000	190.000	1.625	1.854
1+2+3+4+5	-114.482	114.337	190.000	190.000	1.660	1.662
1+2+3+4+5+6	-107.349	135.713	218.500	218.500	2.035	1.610
1+2+3+4+5-6	-121.614	92.961	218.500	218.500	1.797	2.350

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 45.552 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-116.898}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{45.552}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.379 + 0.171 = 0.550 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{135.713}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{45.552}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.386 + 0.171 = 0.557 < 1.2 \therefore O.K$$

㉑ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.30】 G3 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-95.125	400.000	O.K(4.20)
	크리프, 건조수축 제외시	-95.284	400.000	O.K(4.19)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-171.990	315.000	O.K(1.83)
	크리프, 건조수축 제외시	-172.434	315.000	O.K(1.82)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	185.219	315.000	O.K(1.70)
	크리프, 건조수축 제외시	181.545	315.000	O.K(1.73)

7) 활하중에 의한 처짐 검토

경간(L)	설계활하중에 의한 계산 처짐	검토	처짐 제한값(L/500)	검토결과
50.0 m	18.427 mm	<	100.00 mm	O.K

8) 받침용량 검토

【표 5.2.31】 반력 집계결과(대구)

(단위 : kN)

구 분		고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
			MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH-1	1131.657	699.473	-109.237	18.494	-18.493	1892.199	1048.283	2500
	SH-2	1204.525	852.448	-81.642	18.806	-18.809			
	SH-3	1196.447	536.253	-141.106	18.494	-18.493			
P1	SH-1	4023.015	1527.164	-94.369	36.921	-36.921	5650.781	4021.730	7000
	SH-2	4259.337	1654.185	-47.176	37.745	-37.745			
	SH-3	4219.337	1157.719	-183.366	36.921	-36.921			
A2	SH-1	1131.657	509.082	-41.157	18.494	-18.494	1638.345	1105.412	2500
	SH-2	1204.525	415.678	-41.304	18.805	-18.806			
	SH-3	1196.447	401.854	-78.138	18.494	-18.494			

받침 최대반력의 평균치가 허용용량 미만으로 검토되어, 받침용량은 양호한 것으로 판단된다.

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

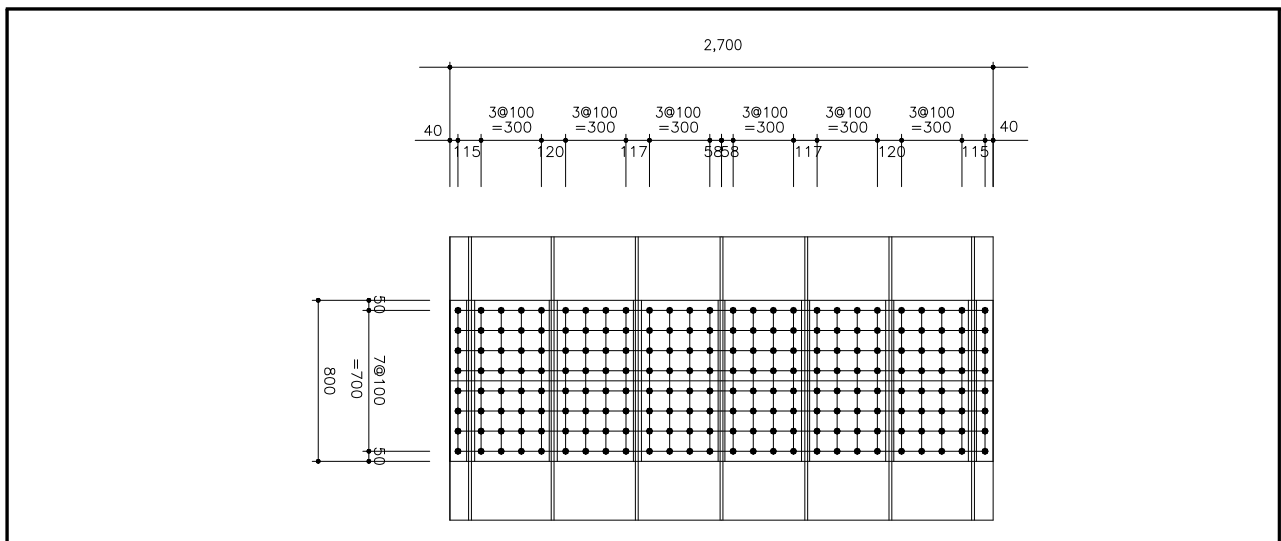
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G2-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 일반조건

휨모멘트(kN · m)		전단력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t (kN · m)	상부플랜지 응력 f_u (MPa)	하부플랜지 응력 f_l (MPa)	허용 휨인장응력 f_{sa} (MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
8,354.74	2,184.43	177.253	48.194	546.907	48.21	-50.30	190.00

• 강 종 : SM490($f_a = 190$ MPa, $v_a = 110$ MPa)
 • 볼 트 : H.T.B(M22 F10T) $\rho_{sa} = 48000 \times 2$ 면 마찰 = 96000N

㉡ 압축부 플랜지의 이음



【그림 5.2.10】 압축부 플랜지 이음(대구)

㉢ 연결부 필요강도

주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75%이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다.

$$f_s = 48.208 \text{ MPa}$$

$$f_{s(\min)} = 0.75 \times 190.0 = 142.5 \text{ MPa}$$

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 14mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 57ea \Rightarrow n_t = 104ea \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 37,800.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 14.0 \times 1 = 37,800.0$$

$$A2 - 380.0 \times 14.0 \times 6 = 31,920.0$$

$$A3 - 80.0 \times 14.0 \times 2 = 2,240.0$$

$$\Sigma = 71,960.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 74.9 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 볼트의 응력검토

(가) 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 볼트 응력검토

$$\rho_p = P / n_t = 51,793.3 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 볼트의 응력검토

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,077.1 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 2.069 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 3.630 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

(합성전 및 합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차모멘트)

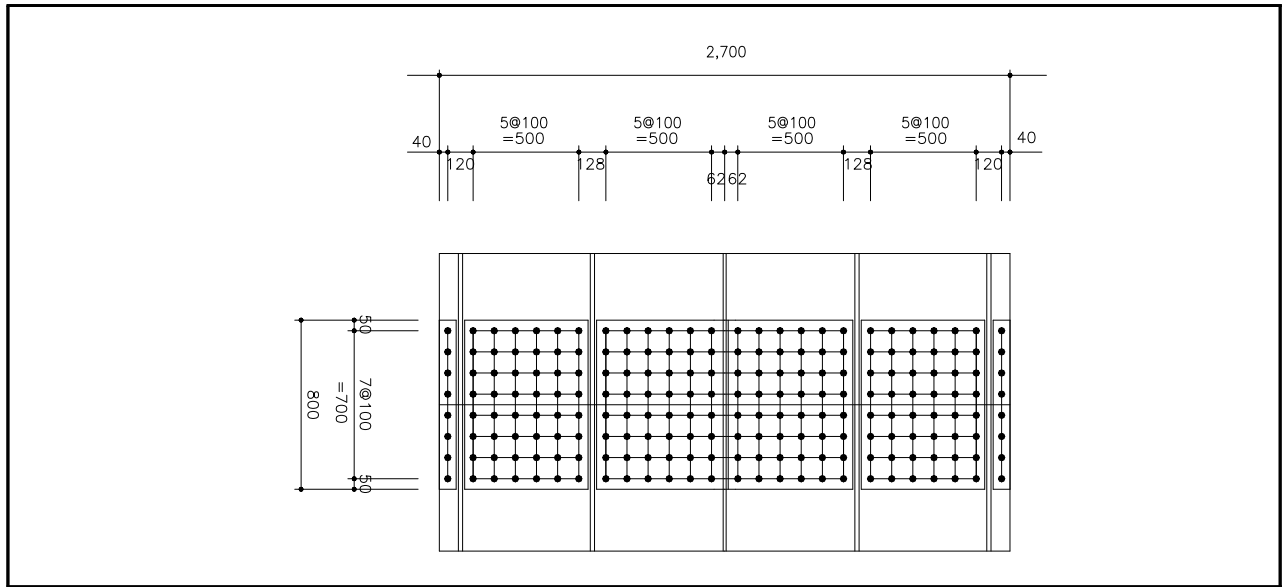
$$I_s = 4.514 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.129 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8\text{mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.11】 인장부 플랜지 이음(대구)

㉑ 연결부 필요강도

주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75%이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다.

$$f_s = 50.299\text{MPa}$$

$$f_{s(\min)} = 0.75 \times 190.0 = 142.5\text{MPa}$$

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5\text{MPa}$ 적용

㉒ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 12mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{\text{sa}} = 49.0\text{ea} \Rightarrow n_t = 104\text{ea} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{\text{sa}} = 24,300.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 12.0 \times 1 = 32,400.0$$

$$A2 - 580.0 \times 12.0 \times 4 = 27,840.0$$

$$A3 - 80.0 \times 12.0 \times 2 = 1,920.0$$

$$\Sigma = 62,160.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 149.10 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

(가) 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 볼트 응력검토

$$\rho_p = P / n_t = 44,394.2 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 볼트의 응력검토

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,084.7 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.949 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 5.993 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

(합성전 및 합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차모멘트)

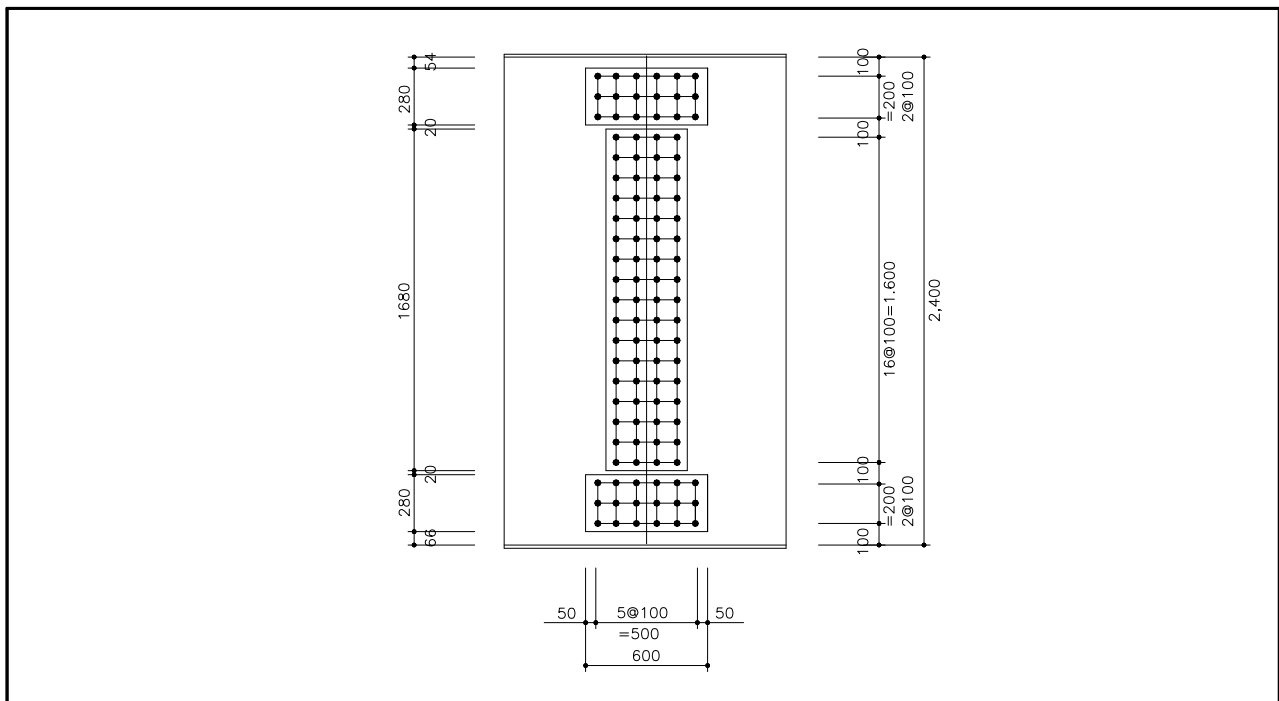
$$I_s = 2.069 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면1차모멘트})$$

$$I_v = 3.630 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4ea \quad (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.12】 Web 이음(대구)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (3,056,108) \times 2 + 2\text{열} \times (2,083,488) \times 2 = 26,670,600 \text{ mm}^2$$

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,200 \text{ mm}$

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,400^2}{6} = 1,368,000 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,368,000}{26,670,600} \times 1,200 = 61.551 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(S_s + S_v) / 2$ 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $St = Mt / (2b)$

$$\therefore St = Mt \cdot (h \cdot t) / (2 \cdot b \cdot h \cdot t), \quad \tau_t = Mt / (2 \cdot F \cdot t), \quad F = b \cdot h \text{ (도로교설계기준 3.8.2.3)}$$

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = (112,723.5 + 683,633.8) / 52 \text{ EA} = 15,314.6 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{64,296.0^2 + 15,314.6^2} = 66,094.7 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉢ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.152 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 1.215 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 1,748.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 628.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 1.934 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 3.857 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,201.1\text{mm} \quad y_{sl} = 1,224.9\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 570.3\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,855.7\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 30.866 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 35.819 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 피로 검토

강박스 거더의 주요부위 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위를 검토 대상으로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

① 응력반복 횟수

부재 및 하중구분 도로의 종류	종방향 주부재		횡방향 부재	비 고
	트럭하중	차로하중	트럭하중	
고속도로, 일반도로 주간선 도로	2백만	50만	2백만 이상	
기타도로	10만	10만	50만	

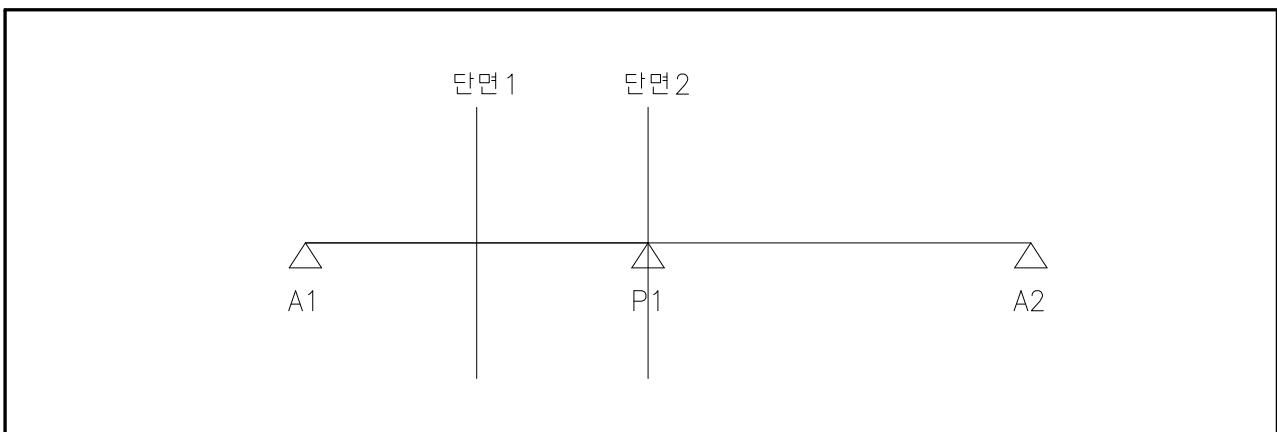
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

응력 범주	다재하 경로구조				단재하 경로구조			
	10만회	50만회	200만회	200만회 이상	10만회	50만회	200만회	200만회 이상
A	442	260	168	168	351	203	168	168
B	344	203	126	112	274	161	112	112
B'	274	161	101	84	218	126	77	77
C	250	147	91	70	196	112	70	63
				84*			84*	77*
D	196	112	70	49	154	91	56	35
E	154	91	56	31	119	70	42	16
E'	112	64	40	18	84	49	28	9
F	105	84	63	56	84	63	49	42

주) *는 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우

③ 피로조사 위치 및 응력범주의 설정

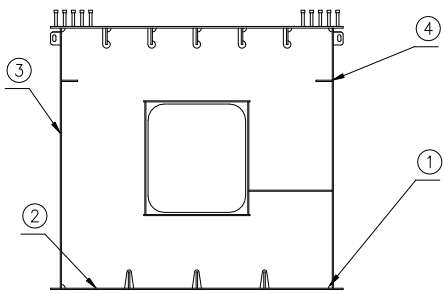
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



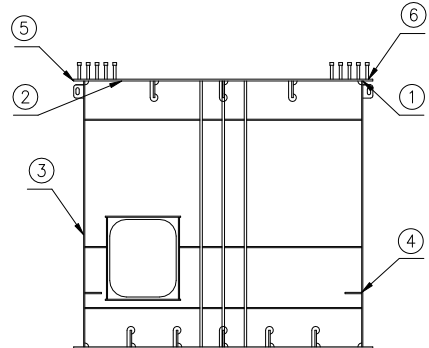
【그림 5.2.13】 피로조사 단면위치(대구)

본 교량은 고속도로에 속하는 다재하경로구조로서 트럭하중 2백만회와 차로하중 50만회에 대하여 검토하는 것으로 한다.

<단면 1>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
②	인장측 플랜지와 다이아 프램의 필렛 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	

<단면 2>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단피로 검토)	63	84	
②	인장측 플랜지와 다이아 프램의 필렛 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	
⑤	인장측 플랜지에 부착된 가로보 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
⑥	스터드에 인접한 인장측 플랜지부	C	91	147	

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로검토

$$\Delta f = \frac{\Delta M}{I_v} y$$

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1>

구분	ΔM (kN · m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	5972.688	6304.269	3.630E+11	1877	30.879	32.594	B	126	203	O.K
②				1877	30.879	32.594	C	91	147	O.K
③				965	15.881	16.763	E	56	91	O.K
④				44	0.718	0.758	E	56	91	O.K

<단면 2>

구분	ΔM (kN · m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	3435.209	7149.252	3.066E+11	1236	13.851	28.825	B	126	203	O.K
②				1236	13.851	28.825	C	91	147	O.K
③				337	3.775	7.857	E	56	91	O.K
④				745	8.342	17.362	E	56	91	O.K
⑤				1164	13.040	27.139	E	56	91	O.K
⑥				1196	13.399	27.885	C	91	147	O.K

㉔ 전단에 대한 피로검토

플랜지와 복부판의 필렛용접부에 대한 전단피로 검토 : 이 부위의 피로상세범주는“F”이며, 검토 단면은 전단력이 가장 큰 절점 171을 설정하였음

$$\Delta v = \frac{\Delta S \cdot Q}{I_v \cdot \Sigma a}$$

여기서, Δv : 설계전단 피로응력 범위
(최대응력과 최소응력의 차)

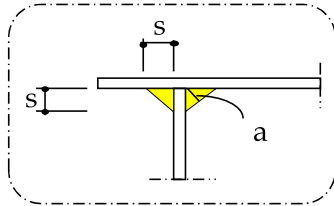
$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min}$$

Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한
단면1차모멘트($\text{mm}^3 = A (\text{mm}^2) \cdot y(\text{mm})$)

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

Σa : 필렛용접 목두께의 합($\text{mm} = 4EA \times s / \sqrt{2}$)

s : 필렛용접 치수(mm)



- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1668.709	32	2500	80000	543	4.329E+07	3.681E+11	8	22.6	8.7	63	OK
DL하중	1675.616									8.7	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1668.709	34	2500	85000	1897	1.611E+08	3.681E+11	10	28.3	25.8	63	O.K
DL하중	1675.616									25.9	84	O.K

5.2.2 부산방향(2@50.0, S1~S2)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 2경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : 2@50.0 = 100.0m
- ③ 교량폭원 : 12.150m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : B = 2.5m , H = 2.4m
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

- ① 콘크리트
 - ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판), 24.0MPa(교각)
 - ㉡ 탄성계수(E_c) : 27,804MPa(바닥판), 25,811MPa(교각)
 - ㉢ 전단탄성계수(G_c) : 11,916MPa(바닥판), 9,927MPa(교각)
- ② 철근(SD400)
 - ㉠ 항복강도(f_y) : 400.0MPa
 - ㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000MPa
 - ㉢ 허용압축응력 : $f_{ca} = 180.0\text{MPa}$
 - ㉣ 허용인장응력 : $f_{ta} = 160.0\text{MPa}$
- ③ 강재
 - ㉠ 주부재 : SM490
 - ㉡ 부부재 : SM400
 - ㉢ 탄성계수(E_{st}) : 205,000MPa
 - ㉣ 전단탄성계수(G_{st}) : 79,000MPa

㉔ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

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

㉕ 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(ℓ/r -18.6) :	190-1.29(ℓ/r -16.0):	215-1.55(ℓ/r -15.1):	270-2.19(ℓ/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 < $\ell/r \leq 67.1$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
40초과 75이하	6,700+(ℓ/r) ² :	5,000+(ℓ/r) ² :	4,400+(ℓ/r) ² :	3,500+(ℓ/r) ² :
	92.8 < ℓ/r	80.1 < ℓ/r	75.5 < ℓ/r	67.1 < ℓ/r
	130 : $\ell/r \leq 19.4$	175 : $\ell/r \leq 16.6$	200 : $\ell/r \leq 15.5$	260 : $\ell/r \leq 13.7$
	130-0.73(ℓ/r -19.4) :	175-1.15(ℓ/r -16.6) :	200-1.40(ℓ/r -15.5):	260-2.07(ℓ/r -13.7) :
75초과 100이하	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	13.7 < $\ell/r \leq 68.6$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :
	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r
75초과 100이하	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$
	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :
	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
75초과 100이하	7,300+(ℓ/r) ² :	5,300+(ℓ/r) ² :	4,800+(ℓ/r) ² :	3,700+(ℓ/r) ² :
	97.0 < ℓ/r	82.8 < ℓ/r	78.9 < ℓ/r	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

- ㉢ ㉡에 규정한 이외의 경우

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

㉠ 허용전단응력(MPa)

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

㉡ 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

㉢ 강재 주거더의 허용응력 증가율

하중의 조합			증가율(%)	
			정 휨모멘트를 받는 부분	부 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) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스거더 : 허용응력설계법

4) 적용하중

① 고정하중

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

② 활하중

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

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차(ΔT) : $\pm 10^{\circ}\text{C}$
- 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수(α) : 12×10^{-6}

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

- 크리프 계수(ϕ_1) : 2
- 크리프 계산을 위한 탄성계수비 : $n_1 = n (1 + \phi_1 / 2) = 8 \times (1 + 2 / 2) = 16$

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 : $n_2 = n (1 + \phi_2 / 2) = 8 \times (1 + 4 / 2) = 24$

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

5) 참고문헌

- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준(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) 좌측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)	비 고
①	$0.23 \times 0.56 \times 25 = 3.220$	0.880	2.834	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.56 \times 25 = 0.490$	0.742	0.363	
③	$0.3 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.845	1.109	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.655	0.172	
⑤	$0.42 \times 0.075 \times 25 = 0.788$	0.785	0.618	
⑥	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 6.406$	0.513	3.283	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.025 \times 0.05 \times 25 = 0.641$	0.342	0.219	
⑧	$0.08 \times 0.575 \times 23 = 1.058$	0.288	0.304	
계	14.177		8.902	

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
 설계속도 = 120km/hr

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤택하중 분포폭

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

여기서, X = 0.275m

- 충격계수

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

- 활하중

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

③ 차량 충돌하중

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

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (120/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 32.500 \text{ kN/m}$$

작용높이 h = 1.000m

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.130 \text{ m} = 3.390 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.795 = 2.695 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 65.828 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 86.629 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 46.130 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.917 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 15.077 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 34.946 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.49 > 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.275 + 230) = 252.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 269.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 300.0mm

철근 피복두께(d_c) = 50.0mm , 유효깊이(d) = 250.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 86.6294\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 34.946 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 95.585 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 95.585) - 2.5 \times 42.000 = 722.624\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 95.585) = 659.099\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 659.099\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 659.099\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

$$\text{철근콘크리트} : 0.300\text{m} \times 25.0\text{kN/m}^3 = 7.500\text{kN/m}^2$$

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

$$\Sigma w_d = 9.340\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.300^2}{10} = 4.941\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.300m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.300} = 0.355 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.300+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 37.700\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 37.700 = 30.160\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 71.267\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 35.101\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.300 + 130) = 199.0 \text{ mm} < 300.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

- 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0\text{mm}, \quad \text{단면높이}(h) = 300.0\text{mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 50.0\text{mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 250.0\text{mm}$$

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

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 71.267\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.282 \times 250.0 = 56.400$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 35.101 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 96.009 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 96.009) - 2.5 \times 42.0 = 718.986 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 96.009) = 656.188 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 656.188 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 656.188 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 우측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 1.663$	0.968	1.608	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.525$	0.900	0.473	
③	$0.30 \times 0.175 \times 25 = 0.678$	0.938	0.636	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.818	0.224	
⑤	$0.42 \times 0.125 \times 25 = 0.875$	0.875	0.766	
⑥	$1.020 \times 0.25 \times 25 = 6.375$	0.510	3.251	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.020 \times 0.05 \times 25 = 0.638$	0.340	0.217	
⑧	$0.08 \times 0.735 \times 23 = 1.352$	0.368	0.497	
계	12.379		7.671	

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
 설계속도 = 120km/hr

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤회중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.435 + 1.14 = 1.488\text{m}$$

여기서, X = 0.435m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.435} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.435 \times (1+0.300)}{1.488} = 36.484\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

수평충돌력 H 가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 마다 작용시

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (120/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 32.500 \text{ kN/m}$$

작용높이 $h = 1.000 \text{ m}$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.320 \text{ m} = 3.960 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.890 = 3.524 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 88.413 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 99.652 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 59.692 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.435 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.554 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 45.212 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.40 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.435 + 230) = 264.8 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 264.8 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 300.0mm

철근 피복두께(d_c) = 50.0mm , 유효깊이(d) = 250.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569 \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.5694 \text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 99.652 \text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 45.212 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 123.665 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 123.665) - 2.5 \times 42.000 = 535.551 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 123.665) = 509.441 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 509.441 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 509.441 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.280으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.32】 바닥판의 단면검토 결과(부산)

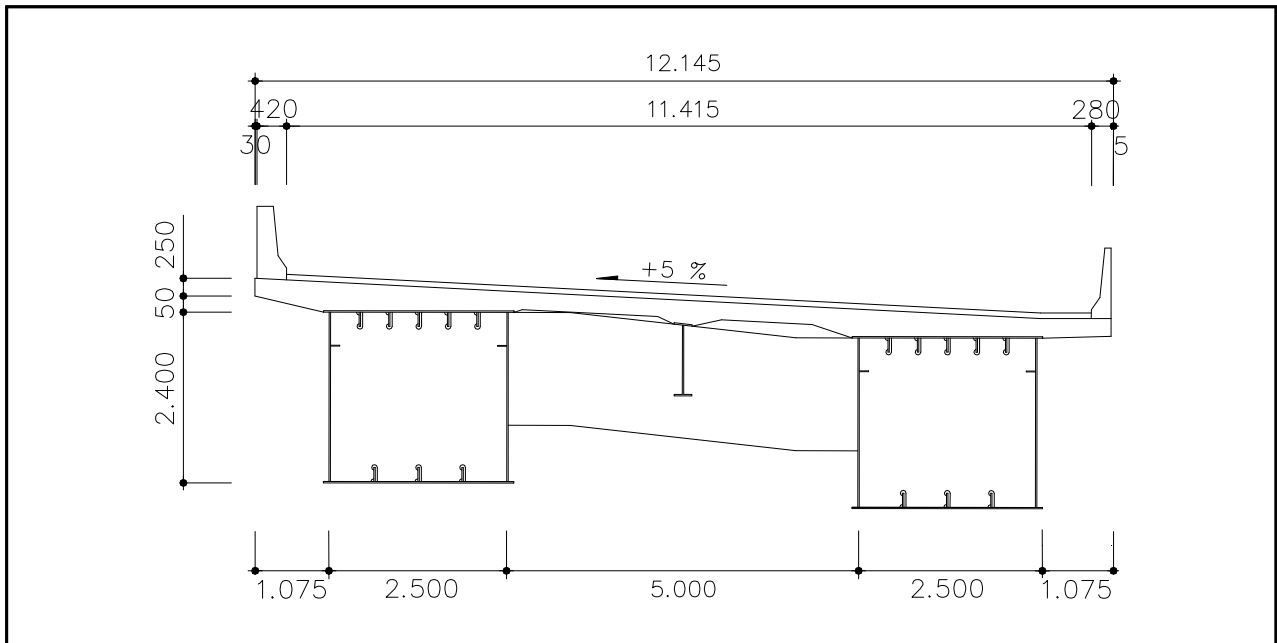
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	86.629	127.569	1.473	O.K
중앙부	71.297	127.569	1.790	O.K
우측 캔틸레버부	99.652	127.569	1.280	O.K

【표 5.2.33】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(부산)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	철근 평균 간격(s) (mm)	철근 소요중심 간격(s_a) (mm)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	34.946	95.585	240.000	125.000	659.099	O.K
중앙부	35.101	96.009	240.000	125.000	656.188	O.K
우측 캔틸레버부	45.212	123.665	240.000	125.000	509.441	O.K

다. 강박스저더 구조점토

1) 해석단면

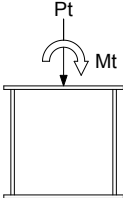


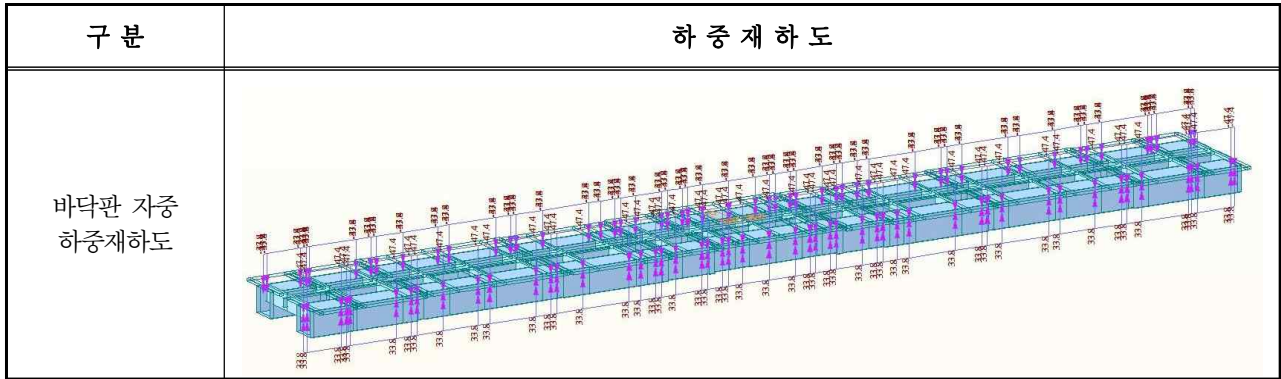
【그림 5.2.14】 해석단면(부산)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강제 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용
- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력
횡방향 하중분배
- 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중		기호의 정의
		Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	47.391	33.766	
G2	2.500	47.391	-33.766	

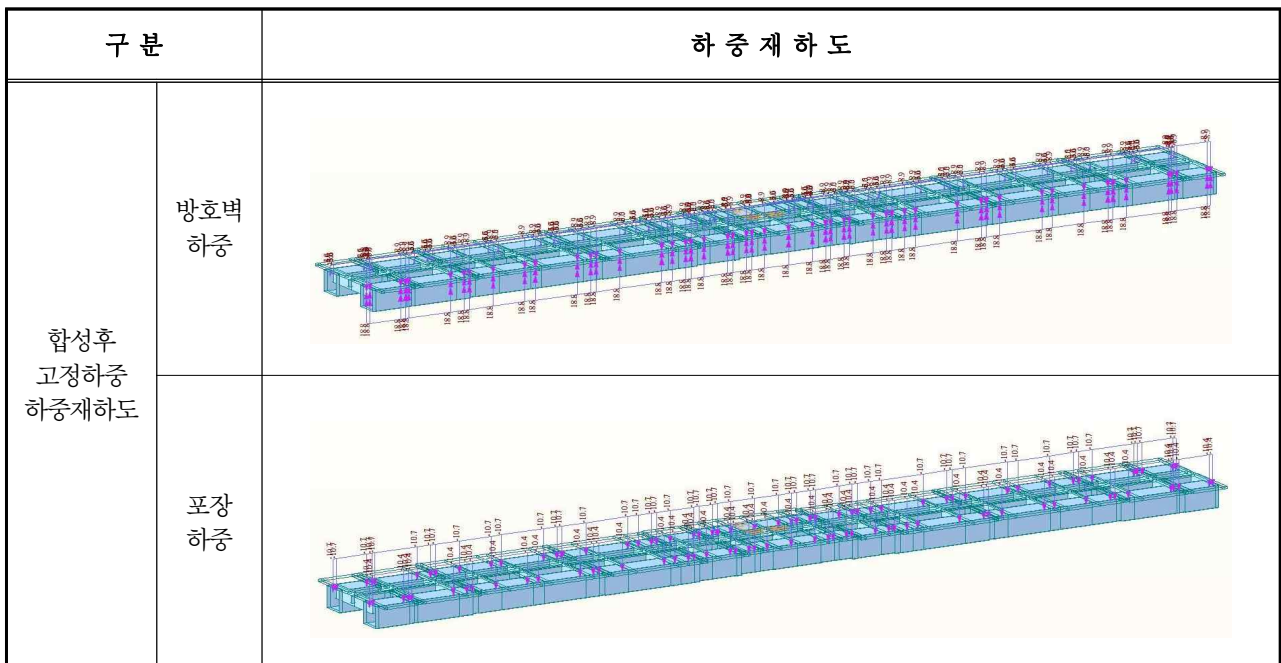


【그림 5.2.15】 하중재하도(바닥판 자중)(부산)

② 합성후 고정하중

합성후 고정하중(방호벽, 중분대 및 포장)은 거더(Frame Element)에 선하중 및 모멘트로 재하하였다.

구 분	방호벽 자중		포장 자중		중분대 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	9.844	18.782	10.350	-	-	-	
G2	-	-	10.654	-	3.007	-6.563	



【그림 5.2.16】 하중재하도(합성후 고정하중)(부산)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.150m																											
지간장(L)	• 2@50.000 = 100.0m																											
충격계수(i)	• 15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 적용																											
활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)																									
	P _m	108kN	P _f	24 kN																								
	P _s	156kN	P _r	96 kN																								
	W _ℓ	12.7kN/m																										
설계차로	<table><tr><td>W_c의 범위(m)</td><td>N</td><td>W_c의 범위(m)</td><td>N</td></tr><tr><td>6.0 ≤ W_c < 9.1</td><td>2</td><td>23.8 ≤ W_c < 27.4</td><td>7</td></tr><tr><td>9.1 ≤ W_c < 12.8</td><td>3</td><td>27.4 ≤ W_c < 31.1</td><td>8</td></tr><tr><td>12.8 ≤ W_c < 16.4</td><td>4</td><td>31.1 ≤ W_c < 34.7</td><td>9</td></tr><tr><td>16.4 ≤ W_c < 20.1</td><td>5</td><td>34.7 ≤ W_c < 38.4</td><td>10</td></tr><tr><td>20.1 ≤ W_c < 23.8</td><td>6</td><td></td><td></td></tr></table>				W _c 의 범위(m)	N	W _c 의 범위(m)	N	6.0 ≤ W _c < 9.1	2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7	9.1 ≤ W _c < 12.8	3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8	12.8 ≤ W _c < 16.4	4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9	16.4 ≤ W _c < 20.1	5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10	20.1 ≤ W _c < 23.8	6		
	W _c 의 범위(m)	N	W _c 의 범위(m)	N																								
	6.0 ≤ W _c < 9.1	2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7																								
	9.1 ≤ W _c < 12.8	3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8																								
	12.8 ≤ W _c < 16.4	4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9																								
	16.4 ≤ W _c < 20.1	5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10																								
	20.1 ≤ W _c < 23.8	6																										
여기서, W _c : 연석간 교폭(11.420m를 적용)																												
재하방법	• 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용																											
	• DB-24, DL-24 재하																											
	• 설계차로에 의거하여 3차로 재하																											
	• DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하																											
	• 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교설계 기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75%																											

④ 지점침하

합성후 단면에 대해서 각 지점위치별 10mm 부등침하를 조합하여 적용

⑤ 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

전단지연(Shear Lag) 현상의 영향으로 인한 플랜지 및 바닥판의 유효폭은 다음과 같다.

3) 유효폭 산정

① 등가경간장

【표 5.2.34】 등가경간장 및 적용식(부산)

구분	유효폭의 변화상태	등가경간장	적용식
연속 거더		λ_{L1} (경간중앙부) $I = 0.8L1$	①
		λ_{L2} (경간중앙부) $I = 0.6L2$	①
		λ_{S1} (중간지점) $I = 0.2(L1 + L2)$	②
		λ_{S2} (중간지점) $I = 0.2(L2 + L3)$	②
		변화구간은 직선보간 적용.	

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

$\lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b$

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

$\lambda_S = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot B$

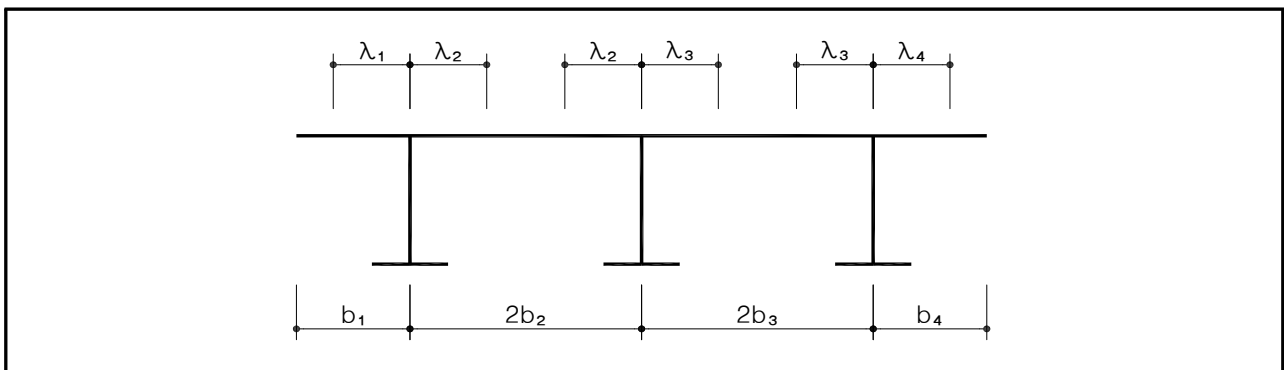
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.17】 플랜지의 유효폭(부산)

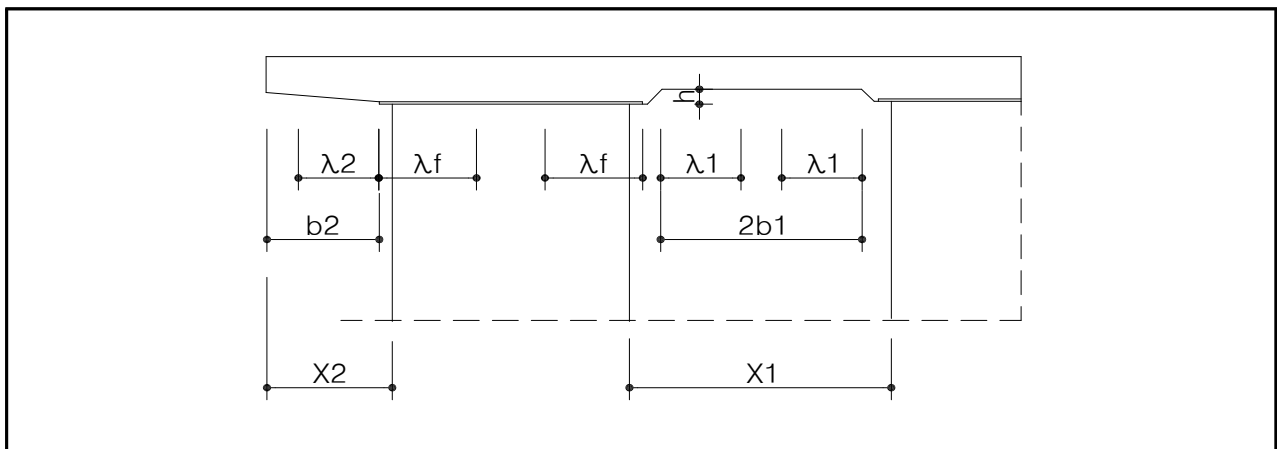
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	40.000	M	
1 경간지점부	20.000	M	
2 경간중앙부	30.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.18】 바닥판의 유효폭(부산)

㉖ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.35】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	40.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	6.034	0.993
1 경간지점부	20.000	2.500	2.394	0.958	2.500	2.394	0.958	6.075	5.089	0.838
2 경간중앙부	30.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	5.942	0.978

【표 5.2.36】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산)

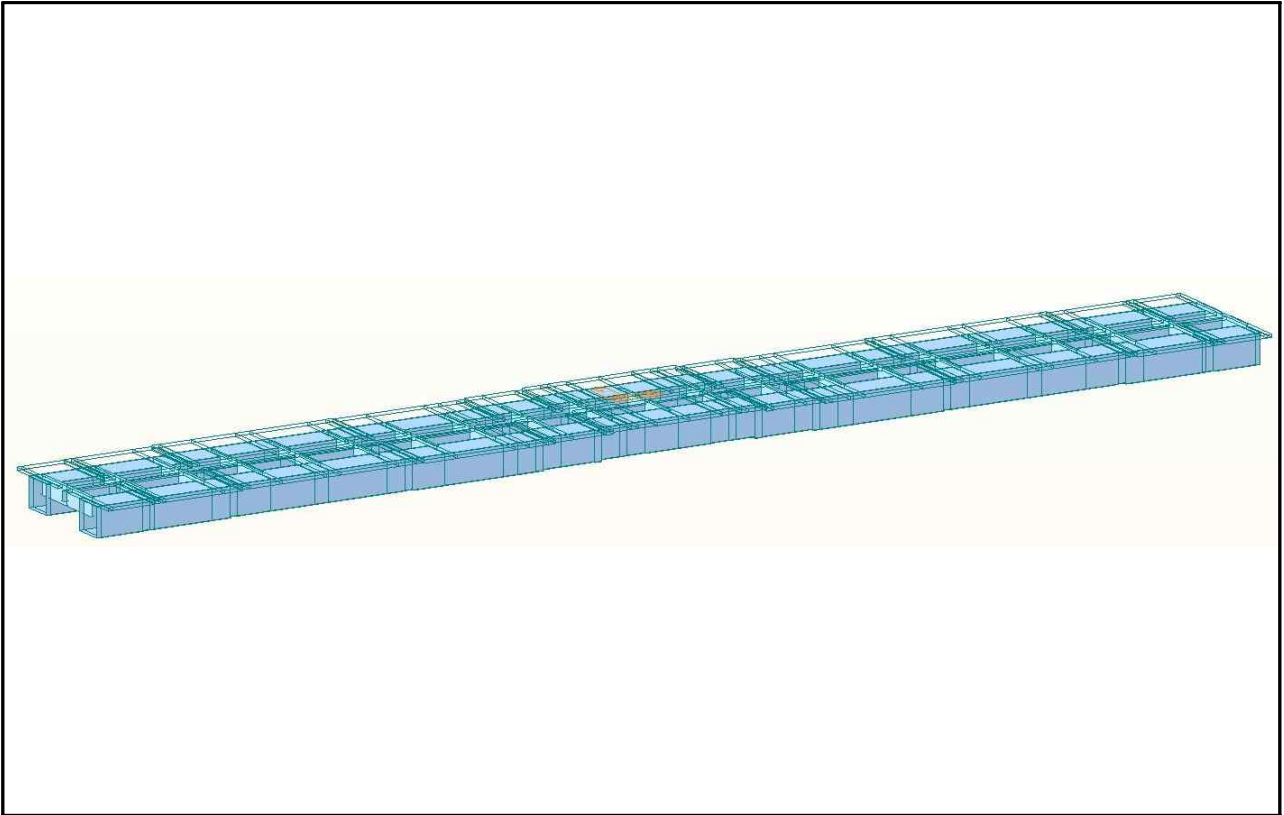
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	40.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	6.034	0.993
1 경간지점부	20.000	2.500	2.394	0.958	2.500	2.394	0.958	6.075	5.089	0.838
2 경간중앙부	30.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	5.942	0.978

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

본 구조해석에서는 곡선교의 거동을 비교적 정확히 모사하기 위해 강박스거더 및 가로보는 보요소(Frame Element)를 사용하여 3차원 모델로 모델링하였으며, 구조해석 모델은 강박스거더 자중(가로보 포함) 및 바닥판의 자중을 하중으로 고려한 합성전 모델과 콘크리트 바닥판과 강박스거더가 일체로 거동하는 합성후 모델에 대하여 구조해석을 수행하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

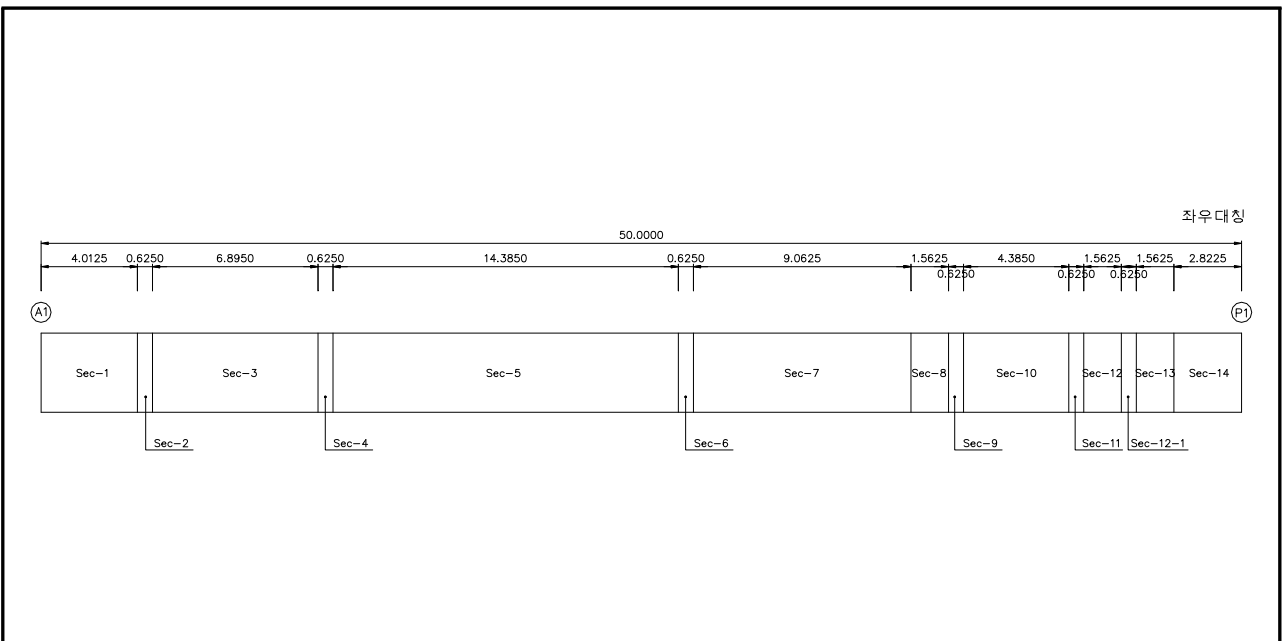
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.19】 해석모델링(부산)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.20】 거더 단면위치(부산)

【표 5.237】 G1 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S1~S2)

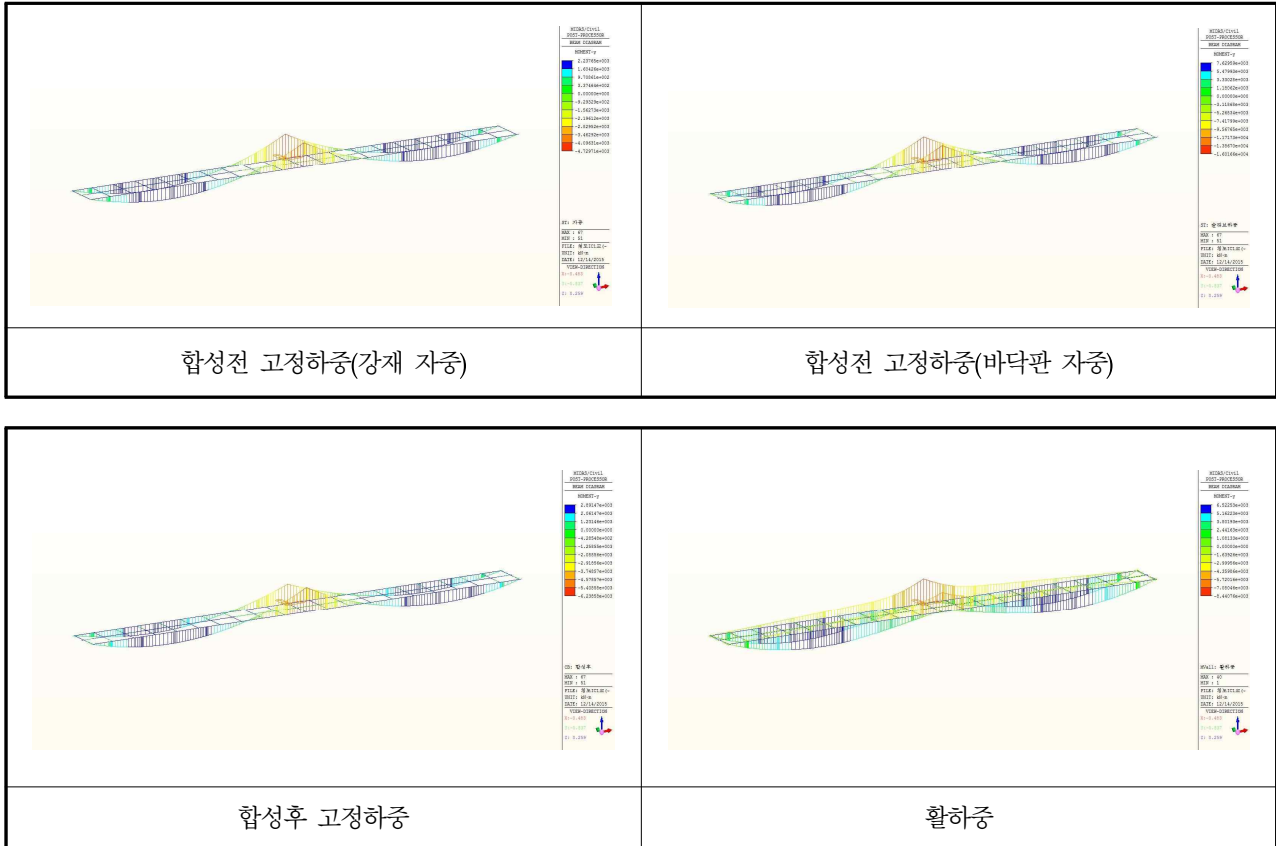
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	139200	143029845163	130232764800	178931611999	
	합성후	299356	277797315950	480783098459	219360743791	
단면 - 2	합성전	144600	151112586383	133513264800	185813233544	
	합성후	304756	298266221046	484063598459	229749057213	
단면 - 3	합성전	150000	158932181700	136793764800	193232622085	
	합성후	310156	299573663061	487344098459	230805643014	
단면 - 4	합성전	166200	181722651284	146635264800	208307075570	
	합성후	326356	357651820945	497185598459	252510256155	
단면 - 5	합성전	182400	206946000740	156476764800	225838626940	
	합성후	342556	362991023595	507027098459	255765081987	
단면 - 6	합성전	171600	190632254230	149915764800	215248951973	
	합성후	331756	359477001427	500466098459	253667597349	
단면 - 7	합성전	160800	174885411849	143354764800	205577658955	
	합성후	320956	321006363419	493905098459	240410048827	
단면 - 8	합성전	165000	180347752800	143354764800	205577658955	
	합성후	325156	334834928828	493905098459	240410048827	
단면 - 9	합성전	159600	172106419703	140074264800	199219145197	
	합성후	319756	333247060899	490624598459	239358393994	
단면 - 10	합성전	175800	192511591495	149915764800	211846799408	
	합성후	335956	388160303498	500466098459	257684315465	
단면 - 11	합성전	202800	236354858441	166318264800	237979695710	
	합성후	362956	398455460305	516868598459	262982377595	
단면 - 12	합성전	231000	273884644706	186001264800	255270719988	
	합성후	391156	498766998733	536551598459	284100759652	
단면 - 12-1	합성전	231000	273884644706	186001264800	255270719988	
	합성후	391156	498766998733	536551598459	284100759652	
단면 - 13	합성전	240600	278740858193	201314890400	283736286223	
	합성후	400756	505410383873	551865224059	319776525230	
단면 - 14	합성전	262200	316791872419	214436890400	299253694676	
	합성후	422356	517660004514	564987224059	324436195198	
부부재	가로보	21000	6232700000	45125000	7000000	
	세로보	19200	1826905600	54225000	1245600	

【표 5.238】 G2 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S1~S3)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	139200	143029845163	130232764800	178931611999	
	합성후	1375000	282243659798	563500993967	219360743791	
단면 - 2	합성전	144600	151112586383	133513264800	185813233544	
	합성후	316475	303219053511	566781493967	229749057213	
단면 - 3	합성전	150000	158932181700	136793764800	193232622085	
	합성후	321875	304401985958	570061993967	230805643014	
단면 - 4	합성전	166200	181722651284	146635264800	208307075570	
	합성후	338075	364011240478	579903493967	252510256155	
단면 - 5	합성전	182400	206946000740	156476764800	225838626940	
	합성후	354275	368899203896	589744993967	255765081987	
단면 - 6	합성전	171600	190632254230	149915764800	215248951973	
	합성후	343475	365679844533	583183993967	253667597349	
단면 - 7	합성전	160800	174885411849	143354764800	205577658955	
	합성후	332675	326205816789	576622993967	240410048827	
단면 - 8	합성전	165000	180347752800	143354764800	205577658955	
	합성후	336875	340402692745	576622993967	240410048827	
단면 - 9	합성전	159600	172106419703	140074264800	199219145197	
	합성후	331475	338955783082	573342493967	239358393994	
단면 - 10	합성전	175800	192511591495	149915764800	211846799408	
	합성후	347675	395429163561	583183993967	257684315465	
단면 - 11	합성전	202800	236354858441	166318264800	237979695710	
	합성후	374675	404903462446	599586493967	262982377595	
단면 - 12	합성전	231000	273884644706	186001264800	255270719988	
	합성후	402875	508227875417	619269493967	284100759652	
단면 - 12-1	합성전	231000	273884644706	186001264800	255270719988	
	합성후	402875	508227875417	619269493967	284100759652	
단면 - 13	합성전	240600	278740858193	201314890400	283736286223	
	합성후	412475	515110316656	634583119567	319776525230	
단면 - 14	합성전	262200	316791872419	214436890400	299253694676	
	합성후	434075	526562196578	647705119567	324436195198	
부부재	가로보	21000	6232700000	45125000	7000000	
	세로보	19200	1826905600	54225000	1245600	

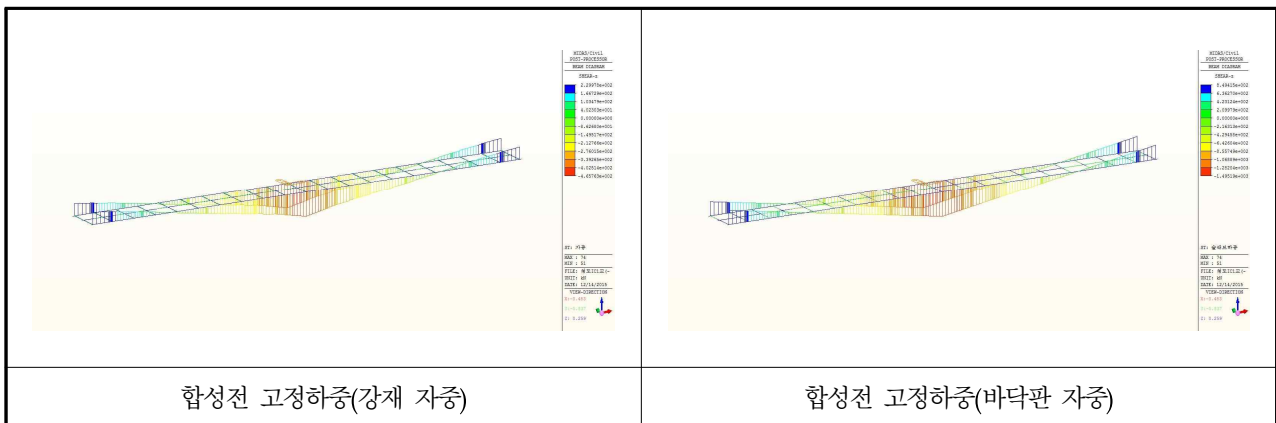
5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

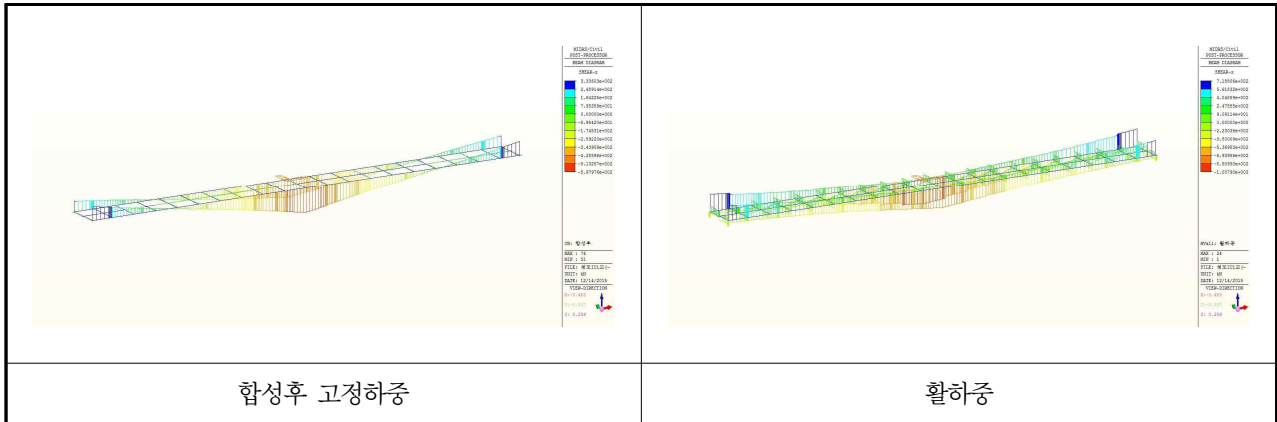


【그림 5.2.21】 휨모멘트도(부산)

㉡ 전단력



【그림 5.2.22】 전단력도(부산)



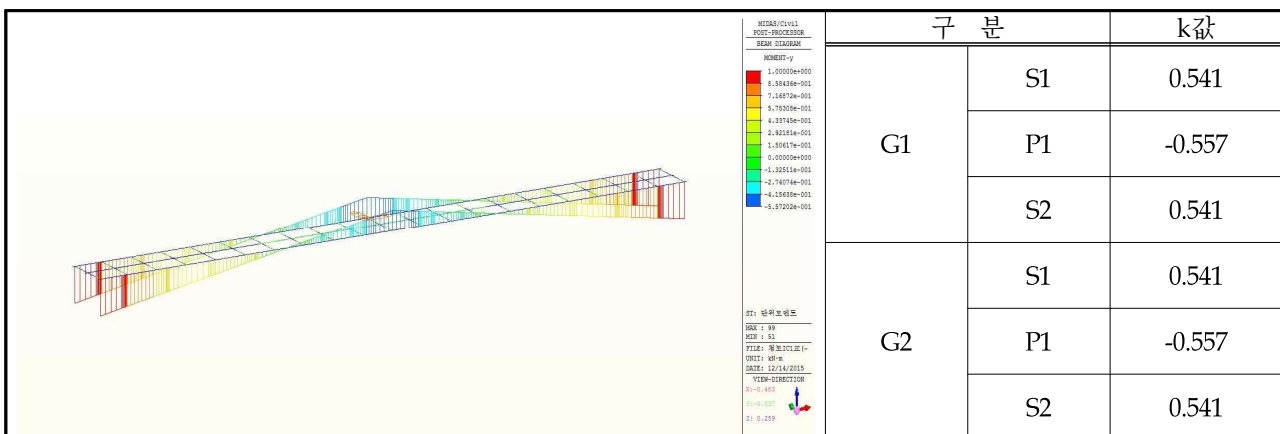
【그림 5.222】 전단력도(부산,계속)

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.

【표 5.239】 영향계수 k 값 산출 결과(부산)



③ 단면력 산정결과

합성후 모델(합성후 고정하중, 활하중)에서 산출된 휨모멘트는 순수 휨모멘트와 동시에 발생하는 축력에 의한 우력모멘트를 고려한 값이며, 아래 표와 같으며, 거더 G1과 G2에 발생하는 단면력을 정리하였다.

- 거더별 정모멘트부

【표 5.2.40】 1경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	9,867.241	2,889.420	5,730.423	377.323	18,864.407
	전단력 (kN)	208.141	61.470	353.593	19.269	642.473
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.031	-30.283	387.921	0.021	357.69
G2	휨모멘트 (kN · m)	9,867.241	2,416.082	6,522.527	377.323	19,183.173
	전단력 (kN)	208.141	50.263	383.512	19.269	661.185
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.031	-30.032	375.021	0.021	344.979

【표 5.2.41】 2경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	9,867.241	2,889.420	5,730.423	377.323	18,864.407
	전단력 (kN)	208.141	61.470	353.593	19.269	642.473
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.031	30.283	378.598	0.021	408.871
G2	휨모멘트 (kN · m)	9,867.241	2,416.082	6,522.527	377.323	19,183.173
	전단력 (kN)	208.141	50.263	383.512	19.269	661.185
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.031	30.032	-363.707	0.021	-333.623

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.42】 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-20,746.318	-6,238.582	-6,732.452	-956.465	-34,673.817
	전단력 (kN)	-1,960.949	-597.975	-817.911	-19.269	-3,396.104
	비틀림모멘트 (kN · m)	-5.513	-27.250	-797.004	-0.032	-829.799
G2	휨모멘트 (kN · m)	-20,746.318	-4,899.130	-8,440.758	-956.465	-35,042.671
	전단력 (kN)	-1,960.949	-441.754	-1,007.903	-19.269	-3,429.875
	비틀림모멘트 (kN · m)	-5.513	-4.333	-829.728	-0.032	-839.606

6) 강박스거더의 응력 검토

강박스거더에 대한 응력검토는 경간 최대 정모멘트부 및 지점부 최대 부모멘트부 단면에 대하여 유효폭을 적용하여 실시하였으며, 이에 대한 상세 검토결과는 부록에 첨부하였다.

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

① 정모멘트부

㉠ 거더 G1(1경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.43】 G1 1경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	56.935	-59.405	190.000	190.000	3.337	3.198
1+2+3	69.077	-105.544	190.000	190.000	2.751	1.800
1+2+3+4	73.602	-104.533	218.500	190.000	2.969	1.818
1+2+3+4+5	87.032	-101.867	218.500	190.000	2.511	1.865
1+2+3+4+5+6	102.143	-97.802	247.000	218.500	2.418	2.234
1+2+3+4+5-6	71.921	-105.931	247.000	218.500	3.434	2.063

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 13.526 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{102.143}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{13.526}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.171 + 0.015 = 0.186 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-105.544}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.526}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.309 + 0.015 = 0.324 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.44】 G1 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.295	16.200	O.K(3.77)
	크리프, 건조수축 제외시	5.707	16.200	O.K(2.83)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	129.872	315.000	O.K(2.42)
	크리프, 건조수축 제외시	111.917	315.000	O.K(2.91)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-164.218	315.000	O.K(1.91)
	크리프, 건조수축 제외시	-167.895	315.000	O.K(1.87)

㉠ 거더 G1(2경간)

㉠ 휨응력

【표 5.2.45】 G1 2경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	56.935	-59.405	190.000	190.000	3.337	3.198
1+2+3	69.243	-105.579	190.000	190.000	2.744	1.800
1+2+3+4	73.784	-104.568	218.500	190.000	2.961	1.817
1+2+3+4+5	87.090	-101.938	218.500	190.000	2.509	1.864
1+2+3+4+5+6	102.118	-97.911	247.000	218.500	2.419	2.232
1+2+3+4+5-6	72.062	-105.966	247.000	218.500	3.428	2.062

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 13.735 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{102.118}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{13.735}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.171 + 0.016 = 0.187 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-105.579}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.735}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.309 + 0.016 = 0.324 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉠ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.46】 G1 2경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.339	16.200	O.K(3.73)
	크리프, 건조수축 제외시	5.763	16.200	O.K(2.81)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	129.992	315.000	O.K(2.42)
	크리프, 건조수축 제외시	112.145	315.000	O.K(2.80)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-164.282	315.000	O.K(1.91)
	크리프, 건조수축 제외시	-167.923	315.000	O.K(1.87)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.47】 G2 1경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	56.935	-59.405	190.000	190.000	3.337	3.198
1+2+3	69.507	-107.179	190.000	190.000	2.734	1.773
1+2+3+4	73.291	-106.333	218.500	190.000	2.981	1.787
1+2+3+4+5	86.721	-103.667	218.500	190.000	2.520	1.833
1+2+3+4+5+6	101.832	-99.602	247.000	218.500	2.426	2.194
1+2+3+4+5-6	71.610	-107.731	247.000	218.500	3.449	2.028

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 14.160 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{101.832}{247.000} \right)^2 + \left(\frac{14.160}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.170 + 0.017 = 0.187 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-107.179}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{14.160}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.318 + 0.017 = 0.335 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.48】 G2 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.653	16.200	O.K(3.48)
	크리프, 건조수축 제외시	5.992	16.200	O.K(2.70)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	130.599	315.000	O.K(2.41)
	크리프, 건조수축 제외시	113.385	315.000	O.K(2.77)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-169.961	315.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	-173.473	315.000	O.K(1.81)

㉔ 거더 G2(2경간)

① 휨응력

【표 5.2.49】 G2 2경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	56.935	-59.405	190.000	190.000	3.337	3.198
1+2+3	69.679	-107.214	190.000	190.000	2.727	1.772
1+2+3+4	73.476	-106.370	218.500	190.000	2.974	1.786
1+2+3+4+5	86.782	-103.740	218.500	190.000	2.518	1.832
1+2+3+4+5+6	101.810	-99.712	247.000	218.500	2.426	2.191
1+2+3+4+5-6	71.755	-107.767	247.000	218.500	3.442	2.028

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 13.286 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{101.810}{247.000} \right)^2 + \left(\frac{13.286}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.170 + 0.015 = 0.184 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-107.214}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{13.286}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.318 + 0.015 = 0.333 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊦ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.50】 G2 2경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.701	16.200	O.K(3.44)
	크리프, 건조수축 제외시	6.050	16.200	O.K(2.67)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	130.737	315.000	O.K(2.40)
	크리프, 건조수축 제외시	113.633	315.000	O.K(2.77)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-170.030	315.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	-173.505	315.000	O.K(1.81)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1

㉡ 휨응력

【표 5.2.51】 G1 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-92.255	86.048	190.000	190.000	2.060	2.208
1+2+3	-147.512	142.725	190.000	190.000	1.288	1.331
1+2+3+4	-150.338	131.455	190.000	190.000	1.264	1.445
1+2+3+4+5	-147.557	144.677	190.000	190.000	1.288	1.313
1+2+3+4+5+6	-139.271	168.324	218.500	218.500	1.569	1.298
1+2+3+4+5-6	-155.844	121.029	218.500	218.500	1.402	1.805

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 55.352 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-150.338}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{55.352}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.626 + 0.253 = 0.879 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{168.324}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{55.352}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.593 + 0.253 = 0.847 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉤ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.52】 G1 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-133.764	400.000	O.K(2.99)
	크리프, 건조수축 제외시	-133.543	400.000	O.K(2.99)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-226.027	315.000	O.K(1.39)
	크리프, 건조수축 제외시	-225.982	315.000	O.K(1.39)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	237.738	315.000	O.K(1.32)
	크리프, 건조수축 제외시	235.786	315.000	O.K(1.33)

㉠ 거더 G2

㉡ 휨응력

【표 5.2.53】 G2 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-92.255	86.048	190.000	190.000	2.060	2.208
1+2+3	-149.026	144.250	190.000	190.000	1.275	1.317
1+2+3+4	-151.242	135.399	190.000	190.000	1.256	1.403
1+2+3+4+5	-148.466	148.622	190.000	190.000	1.280	1.278
1+2+3+4+5+6	-140.187	172.273	218.500	218.500	1.559	1.268
1+2+3+4+5-6	-156.746	124.971	218.500	218.500	1.394	1.748

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 55.911 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-151.242}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{55.911}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.634 + 0.258 = 0.892 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{172.273}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{55.911}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.622 + 0.258 = 0.880 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

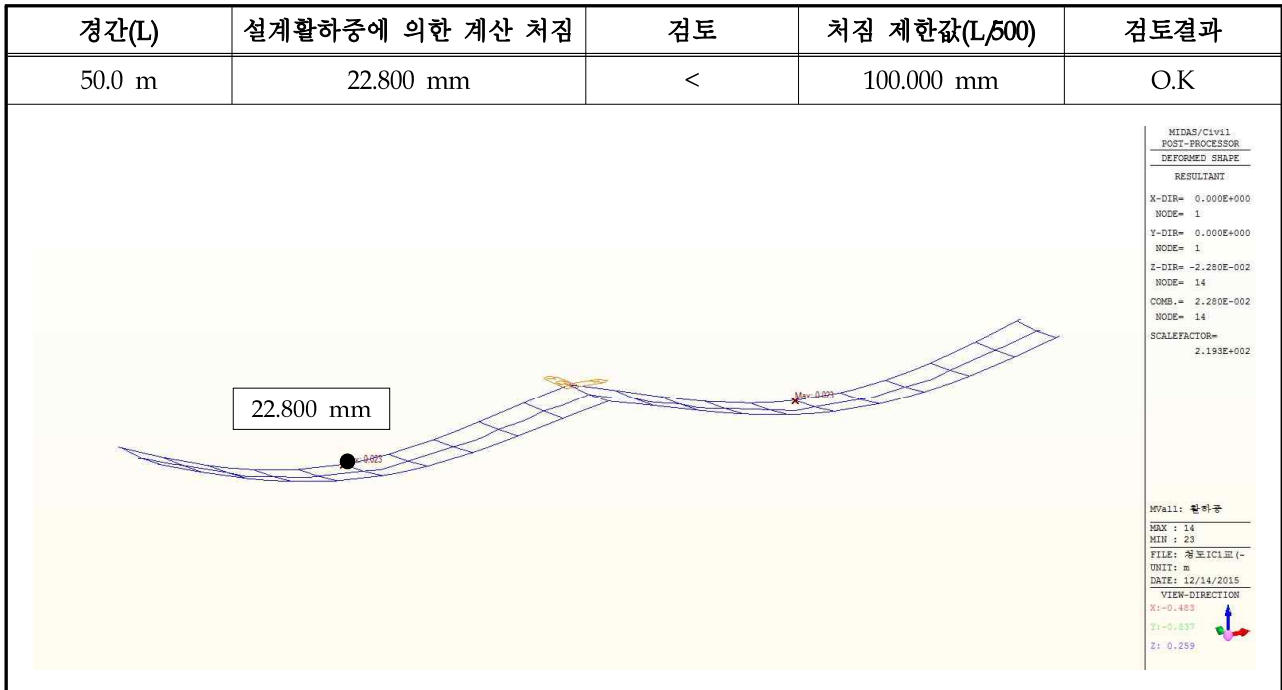
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.54】 G2 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-142.470	400.000	O.K(2.80)
	크리프, 건조수축 제외시	-142.693	400.000	O.K(2.80)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-233.173	315.000	O.K(1.35)
	크리프, 건조수축 제외시	-233.733	315.000	O.K(1.34)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	248.067	315.000	O.K(1.26)
	크리프, 건조수축 제외시	243.695	315.000	O.K(1.29)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.55】 반력 집계결과(부산)

(단위 : kN)

구 분	고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH-1	1471.387	606.53	-73.279	19.316	-19.316	2119.732	882.007
	SH-2	1359.714	763.201	-73.169	19.316	-19.316		
P1	SH-1	5153.188	642.773	-37.797	38.633	-38.633	5750.616	4924.579
	SH-2	4813.234	814.770	-2.203	38.633	-38.632		
A2	SH-1	1471.387	606.53	-73.279	19.316	-19.316	2119.732	1323.011
	SH-2	1359.714	763.201	-73.169	19.316	-19.316		

받침 최대반력의 평균치가 허용용량 미만으로 검토되어, 받침용량은 양호한 것으로 판단된다.

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

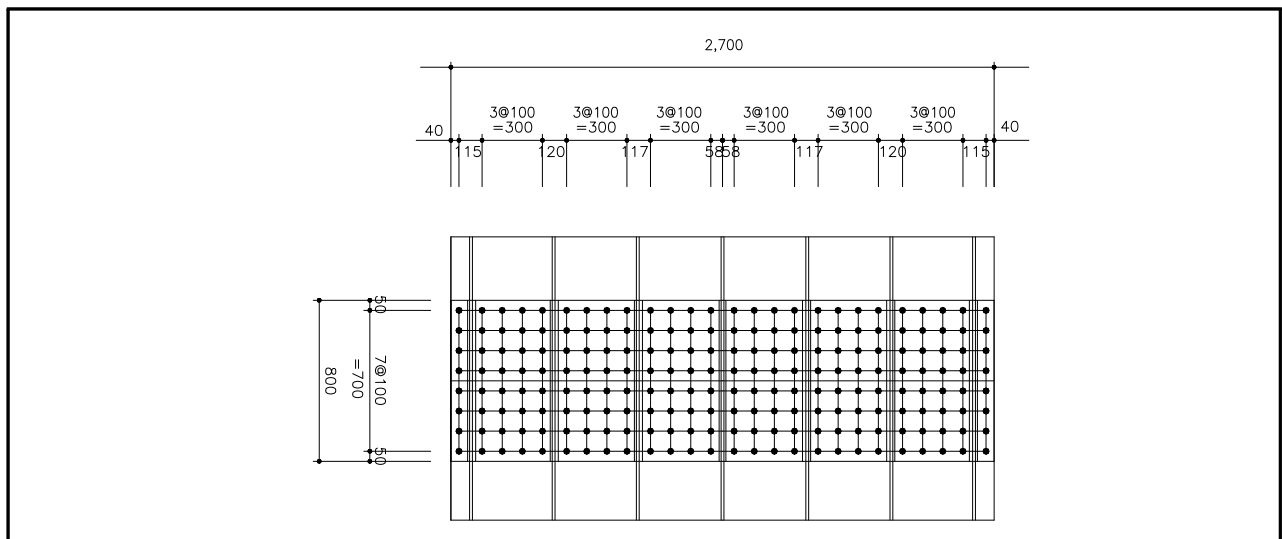
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G2-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 일반조건

휨모멘트(kN · m)		전단력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t (kN · m)	상부플랜지 응력 f_u (MPa)	하부플랜지 응력 f_l (MPa)	허용 휨인장응력 f_{sa} (MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
9,867.24	2,416.08	208.141	50.263	344.979	56.94	-59.41	190.00

• 강 종 : SM490($f_a = 190$ MPa, $v_a = 110$ MPa)
 • 볼 트 : H.T.B(M22 F10T) $\rho_{sa} = 48000 \times 2$ 면 마찰 = 96000N

㉡ 압축부 플랜지의 이음



【그림 5.2.23】 압축부 플랜지 이음(부산)

㉢ 연결부 필요강도

주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75%이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다.

$$f_s = 56.935 \text{ MPa}$$

$$f_{s(\min)} = 0.75 \times 190.0 = 142.5 \text{ MPa}$$

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 14mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 57ea \Rightarrow n_t = 104ea \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 37,800.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 14.0 \times 1 = 37,800.0$$

$$A2 - 380.0 \times 14.0 \times 6 = 31,920.0$$

$$A3 - 80.0 \times 14.0 \times 2 = 2,240.0$$

$$\Sigma = 71,960.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 74.9 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 볼트의 응력검토

(가) 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 볼트 응력검토

$$\rho_p = P / n_t = 51,793.3 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 볼트의 응력검토

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,263.0 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.540 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 2.156 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

(합성전 및 합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차모멘트)

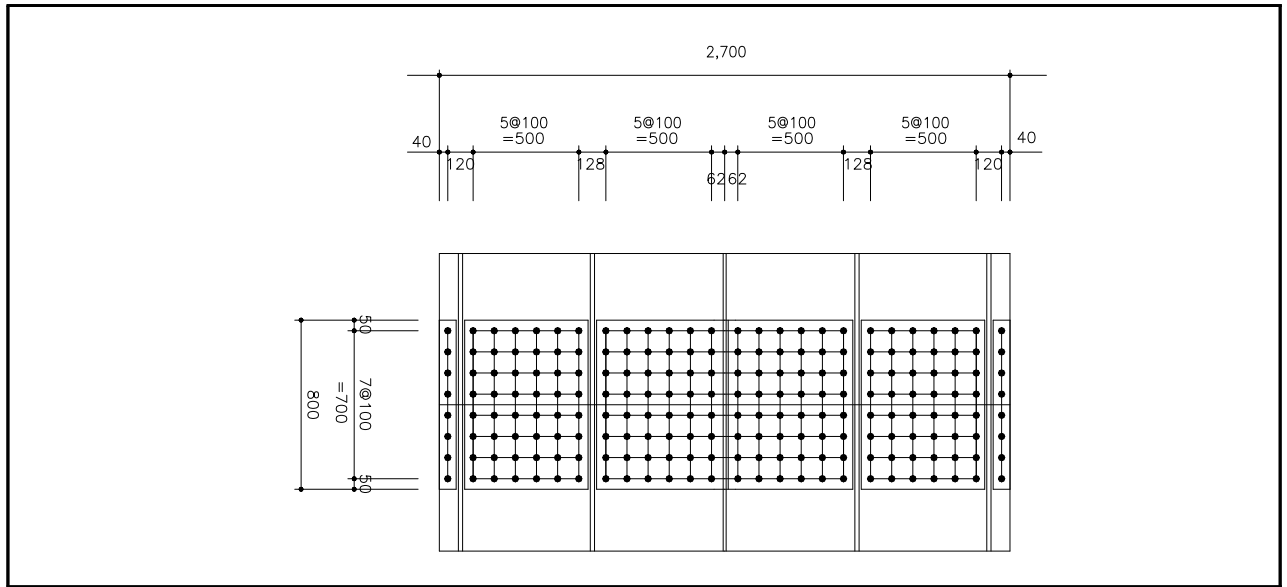
$$I_s = 2.069 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.630 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8\text{mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.24】 인장부 플랜지 이음(부산)

㉕ 연결부 필요강도

주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75%이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다.

$$f_s = 59.405\text{MPa}$$

$$f_{s(\min)} = 0.75 \times 190.0 = 142.5\text{MPa}$$

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5\text{MPa}$ 적용

㉖ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 12mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 49.0\text{ea} \Rightarrow n_t = 104\text{ea} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉗ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 24,300.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 12.0 \times 1 = 32,400.0$$

$$A2 - 580.0 \times 12.0 \times 4 = 27,840.0$$

$$A3 - 80.0 \times 12.0 \times 2 = 1,920.0$$

$$\Sigma = 62,160.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 149.10 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

(가) 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 볼트 응력검토

$$\rho_p = P / n_t = 44,394.2 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 볼트의 응력검토

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,239.9 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.927 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 5.970 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

(합성전 및 합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차모멘트)

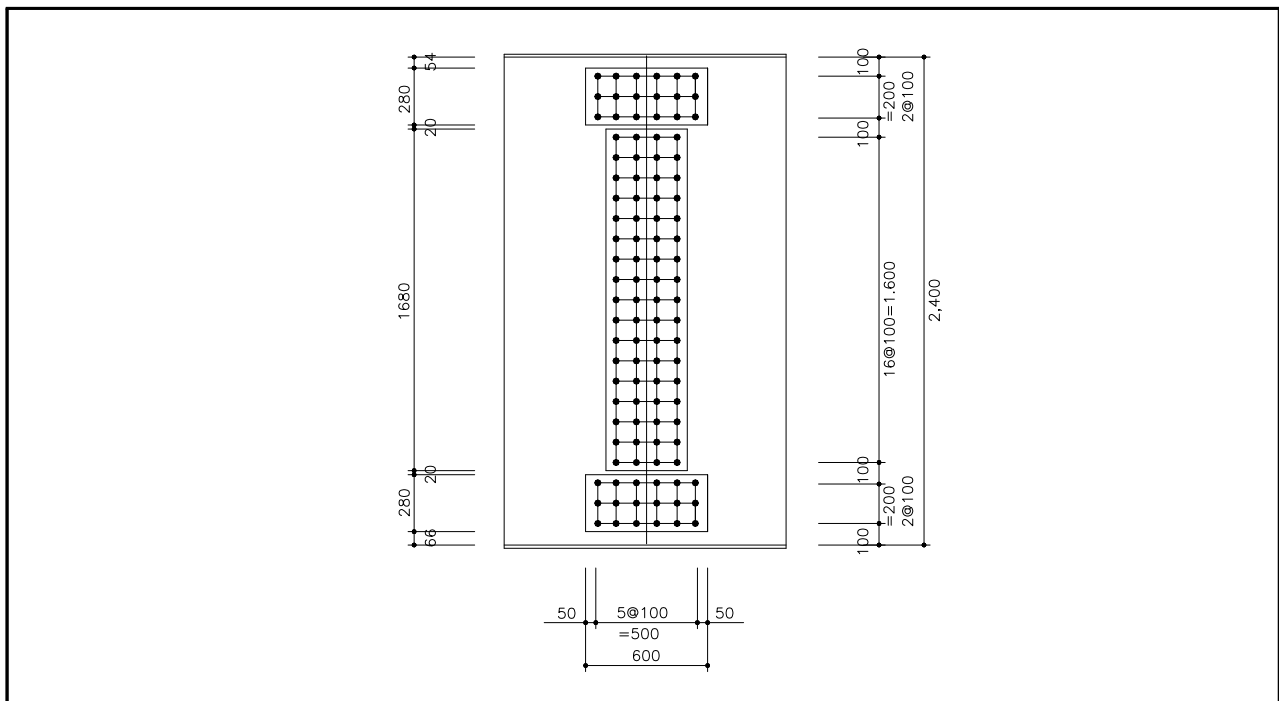
$$I_s = 2.069 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면1차모멘트})$$

$$I_v = 3.630 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4ea \quad (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.25】 Web 이음(부산)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (3,056,108) \times 2 + 2\text{열} \times (2,083,488) \times 2 = 26,670,600 \text{ mm}^2$$

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,200 \text{ mm}$

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,400^2}{6} = 1,368,000 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,368,000}{26,670,600} \times 1,200 = 61.551 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(S_s + S_v) / 2$

비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $St = Mt / (2b)$

$\therefore St = Mt \cdot (h \cdot t) / (2 \cdot b \cdot h \cdot t), \tau_t = Mt / (2 \cdot F \cdot t), F = b \cdot h$ (도로교설계기준 3.8.2.3)

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = (129,202.0 + 431,223.8) / 52 \text{ EA} = 10,777.4 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{64,296.0^2 + 15,314.6^2} = 65,193.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.152 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 1.215 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 2,064.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 695.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 1.933 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 3.816 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,208.1\text{mm} \quad y_{sl} = 1,217.9\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 577.3\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,848.7\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 36.537 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 41.610 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 피로 검토

강박스 거더의 주요부위 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위를 검토 대상으로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

① 응력반복 횟수

부재 및 하중구분 도로의 종류	종방향 주부재		횡방향 부재	비 고
	트럭하중	차로하중	트럭하중	
고속도로, 일반도로 주간선 도로	2백만	50만	2백만 이상	
기타도로	10만	10만	50만	

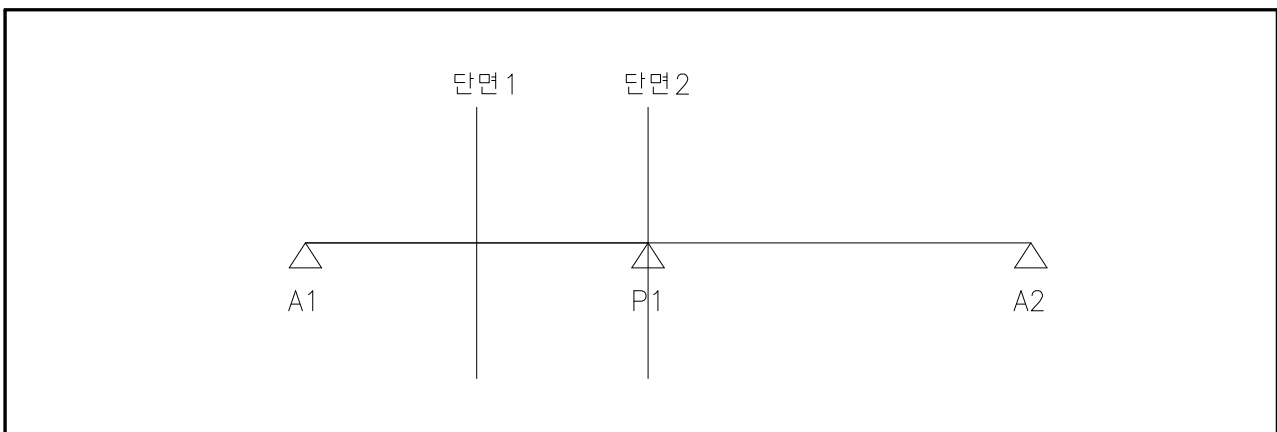
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

응력 범주	다재하 경로구조				단재하 경로구조			
	10만회	50만회	200만회	200만회 이상	10만회	50만회	200만회	200만회 이상
A	442	260	168	168	351	203	168	168
B	344	203	126	112	274	161	112	112
B'	274	161	101	84	218	126	77	77
C	250	147	91	70	196	112	70	63
				84*			84*	77*
D	196	112	70	49	154	91	56	35
E	154	91	56	31	119	70	42	16
E'	112	64	40	18	84	49	28	9
F	105	84	63	56	84	63	49	42

주) *는 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우

③ 피로조사 위치 및 응력범주의 설정

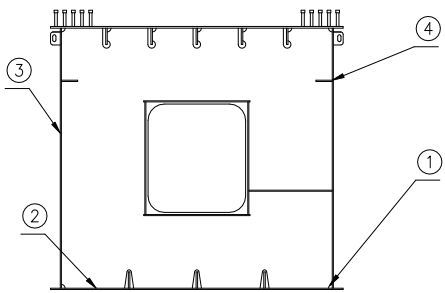
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



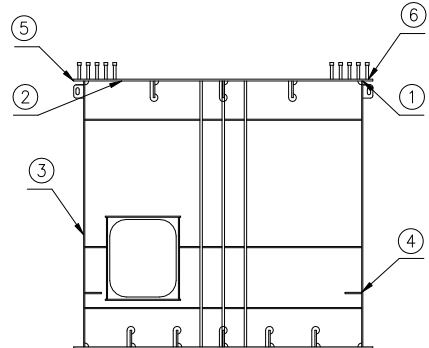
【그림 5.2.26】 피로조사 단면위치(부산)

본 교량은 고속도로에 속하는 다재하경로구조로서 트럭하중 2백만회와 차로하중 50만회에 대하여 검토하는 것으로 한다.

<단면 1>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
②	인장측 플랜지와 다이아 프램의 필렛 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	

<단면 2>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단피로 검토)	63	84	
②	인장측 플랜지와 다이아 프램의 필렛 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	
⑤	인장측 플랜지에 부착된 가로보 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
⑥	스터드에 인접한 인장측 플랜지부	C	91	147	

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로검토

$$\Delta f = \frac{\Delta M}{I_v} y$$

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1>

구분	ΔM (kN · m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	7758.625	8170.873	3.630E+11	1877	40.113	42.244	B	126	203	O.K
②				1877	40.113	42.244	C	91	147	O.K
③				965	20.630	21.727	E	56	91	O.K
④				44	0.933	0.982	E	56	91	O.K

<단면 2>

구분	ΔM (kN · m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	4070.717	8706.749	3.066E+11	1236	16.413	35.105	B	126	203	O.K
②				1236	16.413	35.105	C	91	147	O.K
③				337	4.474	9.569	E	56	91	O.K
④				745	9.886	21.145	E	56	91	O.K
⑤				1164	15.453	33.051	E	56	91	O.K
⑥				1196	15.877	33.960	C	91	147	O.K

㉔ 전단에 대한 피로검토

플랜지와 복부판의 필렛용접부에 대한 전단피로 검토 : 이 부위의 피로상세범주는“F”이며, 검토 단면은 전단력이 가장 큰 절점 24을 설정하였음

$$\Delta v = \frac{\Delta S \cdot Q}{I_v \cdot \Sigma a}$$

여기서, Δv : 설계전단 피로응력 범위
(최대응력과 최소응력의 차)

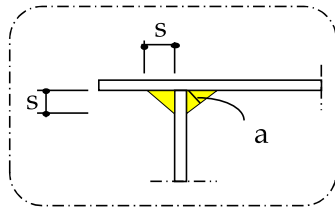
$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min}$$

Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한
단면1차모멘트($\text{mm}^3 = A (\text{mm}^2) \cdot y(\text{mm})$)

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

Σa : 필렛용접 목두께의 합($\text{mm} = 4EA \times s / \sqrt{2}$)

s : 필렛용접 치수(mm)



- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1437.53	32	2500	80000	543	4.329E+07	3.630E+11	8	22.6	7.6	63	O.K
DL하중	1726.706									9.1	84	O.K

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1437.53	34	2500	85000	1897	1.611E+08	3.630E+11	10	28.3	22.6	63	O.K
DL하중	1726.706									27.1	84	O.K

5.3 기본내하력 검토

5.3.1 개 요

구조물이 현재 보유하고 있는 실제 내하력 및 안전도를 추정하기 위한 내하력 평가는 유지관리 체계의 핵심이 되는 중요한 분야로서 그 분석 및 평가방법의 합리성과 결과의 신뢰도가 중요한 문제로 된다. 현재 사용되고 있는 교량의 내하력 평가기법은 공용하중에 대한 내하율(Rating Factor)을 구하기 위한 허용응력개념(Working Stress Rating)이나 강도 또는 하중저항계수개념(Load and Resistance Factor Design)에 의한 방법과 신뢰성 이론의 개념에 기초한 방법으로 대별될 수 있다. 건교부에서 제정한 ‘안전점검 및 정밀안전진단 세부지침-교량편’에 의한 내하력 평가 절차는 다음과 같다.

5.3.2 허용응력법

가. 내하율(Rating Factor) 평가

허용응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 $D+L(1.0+i)$ 를 사용하므로 하중계수는 각각 1.0이 된다. 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력을 사용하여 도로교 설계기준에 의거 부재종류에 따라 결정한다. 고정하중과 활하중에 의한 응력은 대상 부재단면에 있어서 철근 및 강재부식, 콘크리트의 중성화, 염해 등에 의한 강도저하와 단면손실 등을 고려하여 계산한다. 이때 고정하중은 현재 교량에 작용하고 있는 모든 고정하중을 가능한 한 정확히 고려한다. 활하중은 현행 도로교 설계기준의 설계 활하중을 사용한다.

$$RF = \frac{f_a - f_d}{f_l (1+i)}$$

여기서, f_a = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_l = 설계 활하중에 의한 응력

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

나. 내하력(Load Carrying Capacity)

기본 내하력 : $P = RF \times P_r$

여기서, RF = 내하율

P_r = 설계 활하중

5.3.3 강도설계법

가. 내하율(Rating Factor) 평가

강도설계법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시 하중조합으로는 $1.3D+2.15L(1.0+i)$ 를 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15 가된다.

단면강도는 단면의 현재 상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교 설계기준과 콘크리트 구조설계기준의 공칭강도와 강도감소 계수에 따라 계산한다.

교량 설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용 중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정한다.

그러나 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭강도의 산정 시는 교량의 현재 상태에 따른 단면감소와 재료강도를 고려하고 강도감소계수는 설계시의 값을 그대로 사용한다. 고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 도로교 설계기준의 설계 활하중(DB 또는 DL하중)을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다.

$$RF = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l (1+i)}$$

여기서, ϕM_n = 극한 저항모멘트 (RC·PC구조물의 휨부재 $\phi = 0.85$)

M_d = 실측 고정하중에 의한 모멘트

M_l = 설계 활하중에 의한 모멘트

r_d = 고정하중 계수 = 1.30

r_l = 활하중 계수 = 2.15

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

나. 내하력(Load Carrying Capacity)

기본 내하력 : $P = RF \times P_r$

P_r = 설계 활하중

5.3.4 기본내하력 평가

5.3.4.1 대구방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	7.587	39.916	104.004	$\frac{127.569-1.3 \times 7.587}{2.15 \times 39.916}$	1.372	DB-24 이상
중앙부	127.569	7.323	35.360	85.544	$\frac{127.569-1.3 \times 7.323}{2.15 \times 35.360}$	1.553	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	10.895	28.971	94.076	$\frac{127.569-1.3 \times 10.895}{2.15 \times 28.971}$	1.821	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용-응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	3L/8	상부 플랜지	48.208	2.960	8.435	190	$\frac{190-(48.208+2.960)}{8.435}$	16.459	DB24 이상
		하부 플랜지	-50.299	-9.862	-28.099	-190	$\frac{-190-(-50.299-9.862)}{-28.099}$	4.616	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-77.601	-15.650	-24.045	-190	$\frac{-190-(-77.601-15.650)}{-24.045}$	4.024	DB24 이상
		하부 플랜지	72.380	16.052	24.663	190	$\frac{190-(72.380+16.052)}{24.663}$	4.118	DB24 이상

5.3.4.2 부산방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	8.902	25.235	86.629	$\frac{127.569-1.3 \times 8.902}{2.15 \times 25.235}$	2.138	DB-24 이상
중앙부	127.569	4.941	30.160	71.267	$\frac{127.569-1.3 \times 4.941}{2.15 \times 30.160}$	1.868	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.671	36.484	99.651	$\frac{127.569-1.3 \times 7.671}{2.15 \times 36.484}$	1.499	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	3L/8	상부 플랜지	56.935	3.305	9.439	190	$\frac{190-(56.935+3.305)}{9.439}$	13.747	DB24 이상
		하부 플랜지	-59.405	-12.399	-35.410	-190	$\frac{-190-(-59.405-12.399)}{-35.410}$	3.338	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-92.255	-19.455	-37.317	-190	$\frac{-190-(-92.255-19.455)}{-37.317}$	2.098	DB24 이상
		하부 플랜지	86.048	19.945	38.257	190	$\frac{190-(86.048+19.945)}{38.257}$	2.196	DB24 이상

5.3.5 안전성 평가등급

5.3.5.1 대구방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
좌측 캔틸레버부	127.569	7.587	39.916	104.004	1.227	A
중앙부	127.569	7.323	35.360	85.544	1.491	A
우측 캔틸레버부	127.569	11.181	28.971	94.076	1.356	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	실제 활하중	계	허용용력	안전율	안전성 평가등급
주형	3L/8	상부 플랜지	48.208	2.960	8.435	190	190	3.941	A
		하부 플랜지	-50.299	-9.862	-28.099	-190	-190	3.777	A
	지점부	상부 플랜지	-77.601	-15.650	-24.045	-190	-190	2.448	A
		하부 플랜지	72.380	16.052	24.663	190	190	2.625	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.2 부산방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
좌측 캔틸레버부	127.569	8.902	25.235	86.629	1.473	A
중앙부	127.569	4.941	30.160	71.267	1.790	A
우측 캔틸레버부	127.569	7.671	36.484	99.651	1.280	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	실제 활하중	계	허용용력	안전율	안전성 평가등급
주형	3L/8	상부 플랜지	56.935	3.305	9.439	69.679	190	3.337	A
		하부 플랜지	-59.405	-12.399	-35.410	-107.214	-190	3.198	A
	지점부	상부 플랜지	-92.255	-19.455	-37.317	-149.027	-190	2.060	A
		하부 플랜지	86.048	19.945	38.257	144.25	190	2.208	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향 교각(P1) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : π 형 교각
- ② 상부구조형식 : Steel Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 직접기초

2) 하중

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

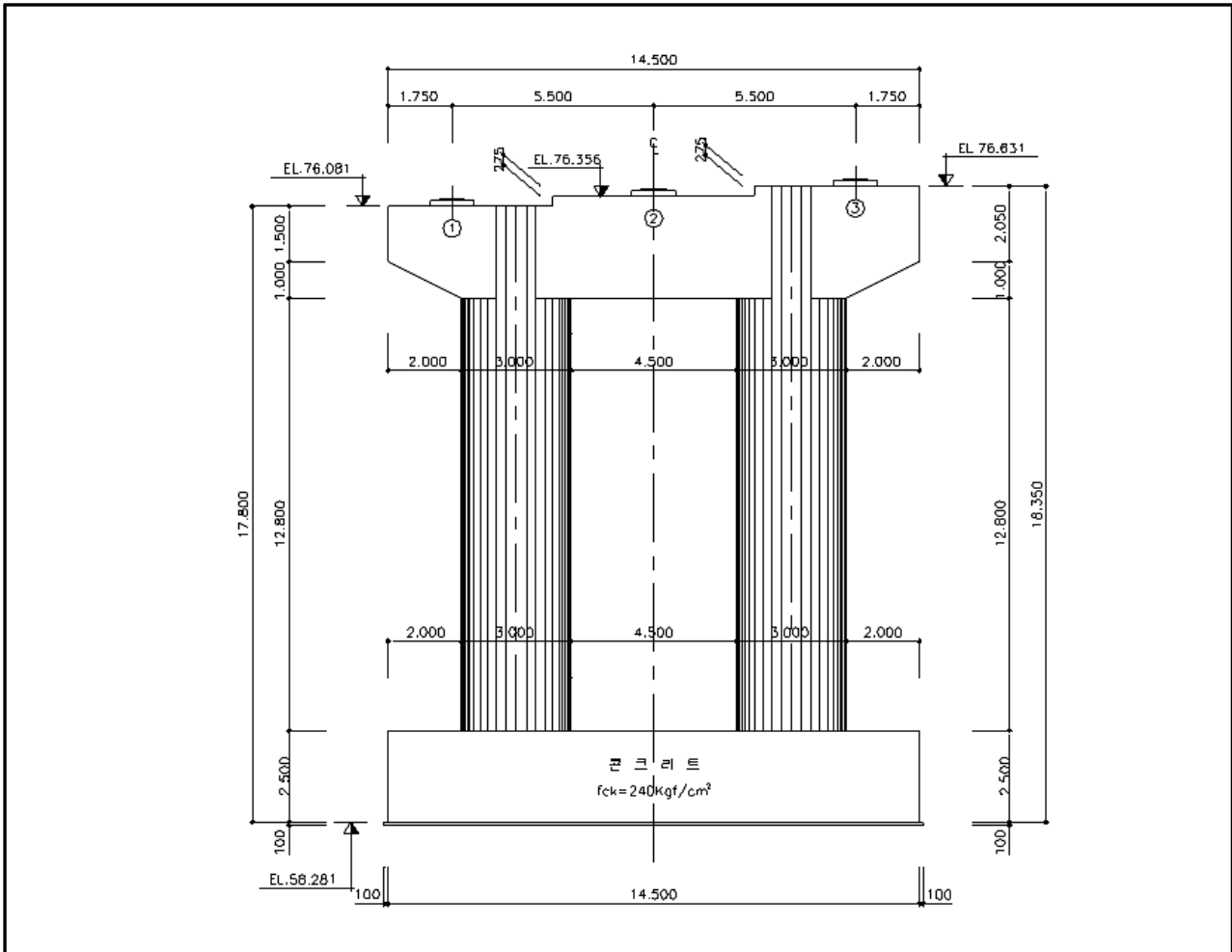
3) 사용재료

- ① 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
 - 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa
- ② 철근(SD300)
 - 항복강도(f_y) : 400MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(P1)(대구)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-4023.015	-1527.160	
2	-4259.337	-1654.190	
3	-4219.337	-1157.720	
계	-12501.689	-4339.070	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 15.750 / 3.650 = 4.315 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 4.315] \times 3.650 = 11.450 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 11.450 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.65/2 + 0.4 + 2.05/2 = 3.250 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 572.500 \times 2.050 / 2 = 1,860.631 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.050 \times 2.800 = 25.620 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.000 = 4.500 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.000 / 2 = 2.250 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재라 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 89.175 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.000 = 4.500 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (50.000 + 50.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 75.000 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 2.050 / 2 = 5.705 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 75.000 \times 5.705 = 427.8751 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

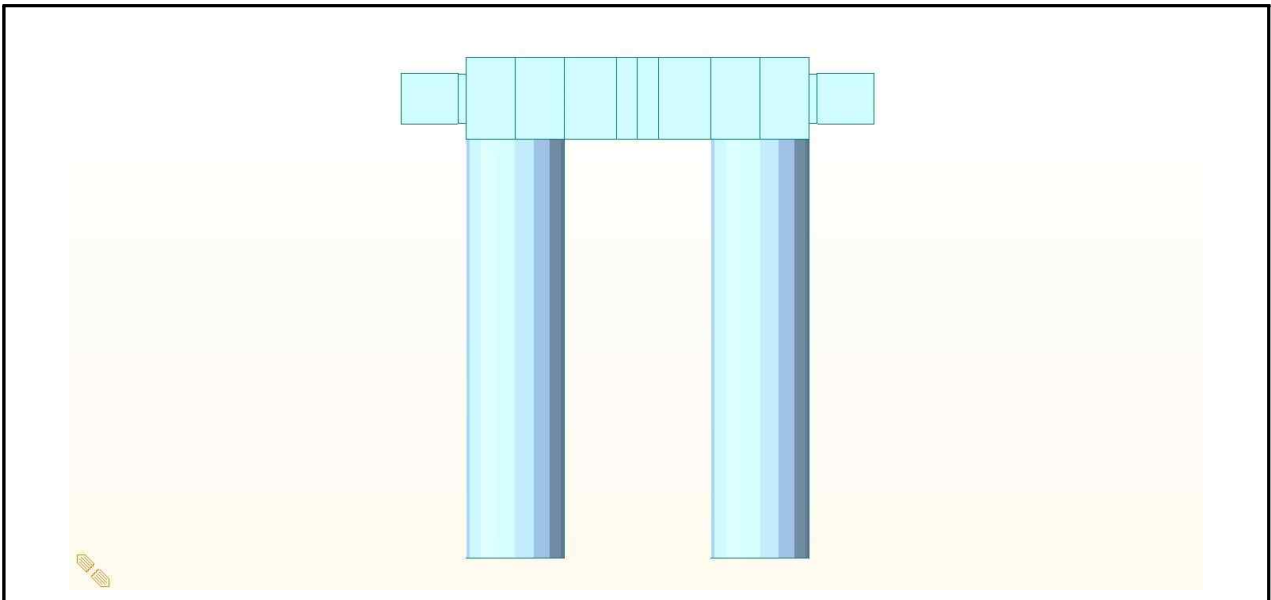
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(대구 P1)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

① 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재11, 절점12)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-1788.847	8788.531	-367.103	-8249.454	
ULO02	-1583.634	5505.137	-211.533	-5760.356	
ULO03	-1556.026	5505.137	-1017.804	-5760.356	
ULO04	-808.740	5505.137	-1110.510	-5760.356	
ULO05	-995.086	5505.137	-800.081	-5760.356	
ULO06	-1707.716	7490.445	-305.599	-7265.392	

② 중간지간

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	3702.411	-4789.299	6768.326	4594.379	3829.108	4951.341	
ULO02	2292.716	-2867.444	4109.425	2959.726	2232.733	3316.687	
ULO03	4098.844	-1880.392	4500.954	3946.778	1982.678	4303.740	
ULO04	4316.590	-1763.014	4553.807	4064.156	1952.736	4421.117	
ULO05	3195.780	-2373.918	4305.189	3453.252	2107.706	3810.214	
ULO06	3145.090	-4029.496	5717.132	3948.121	3197.983	4305.083	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3^2 / 4 = 7.069 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{7.069} = 2.659 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.171m(= 1.5 - 2.659/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 8,215.989 \text{ kN}$$

$$M_u = 2,269.714 \text{ kN.m}$$

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

- 브래킷 판정

$$a = 2,269.714 / 8,215.989 = 0.276 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.116 = 2.386 \text{ m}$$

$$a / d = 0.276 / 2.386 = 0.116 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2800.0	2500.0	2385.5	100.0	2269.714	8215.989
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D29 - 56EA (= 34,689.6mm²)

㉠ 폐합스트립 : 10단 D19 - 60EA (= 16,030.56mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 2,385.5 / 1,000 = 32,061.120 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 5.6bd = 5.6 \times 2,800 \times 2,385.5 / 1,000 = 37,404.640 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 31,793.944 \text{ kN}$$

㉞ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 19,561.879 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 5,134.994 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

$$a = \frac{f_y \times A_f}{0.85 f_{ck} b} = 0.005 A_f$$

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 3,235.154 \text{ mm}^2$$

㉤ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 8,370.148 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 18,176.247 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 16,030.560 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 18,176.247 \text{ mm}^2 < A_s (= 34,689.6 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉥ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 6,520.627 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(17,190.000) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

상세과정은 부록 참조

구 분	ϕM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ϕV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	26,703.115	2,269.714	11.765	2,317.826	574.472	4.035	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.1】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)(대구)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-9055.180	-17487.775	-3166.425	1497.127	-364.340	0.00002	축력최대
	ULB03	-9055.180	-8411.792	-4106.934	4538.346	-712.852	0.00138	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-9055.180	-17487.775	-3166.425	1497.127	-364.340	0.00002	축력최대
	ULB03	-9055.180	-12282.517	-1521.303	8201.148	-722.125	0.00011	모멘트최대

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

P_u : 전체축력 , M_1, M_2 : Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.2】 부재력 산정결과(합성부재력)(대구)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	-17487.775	1497.127	1497.127	2117.257	축력최대
UL003	-11295.465	8201.148	4538.346	9373.122	모멘트최대
UL004	-12282.517	8201.148	4538.346	9373.122	모멘트최대

※ P_u : 축력

M_x : 교축방향 모멘트, M_y : 교축직각방향 모멘트, $M_2 : \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$

M_x, M_y 는 확대 모멘트 값을 사용한다.

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.3】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P1)(대구)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	91886.660	17487.775	1497.127	5.254	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	70799.880	8411.792	4538.346	8.417	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.4】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P1)(대구)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	91886.660	17487.775	1497.127	5.254	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62477.080	12282.517	8201.148	5.087	O.K

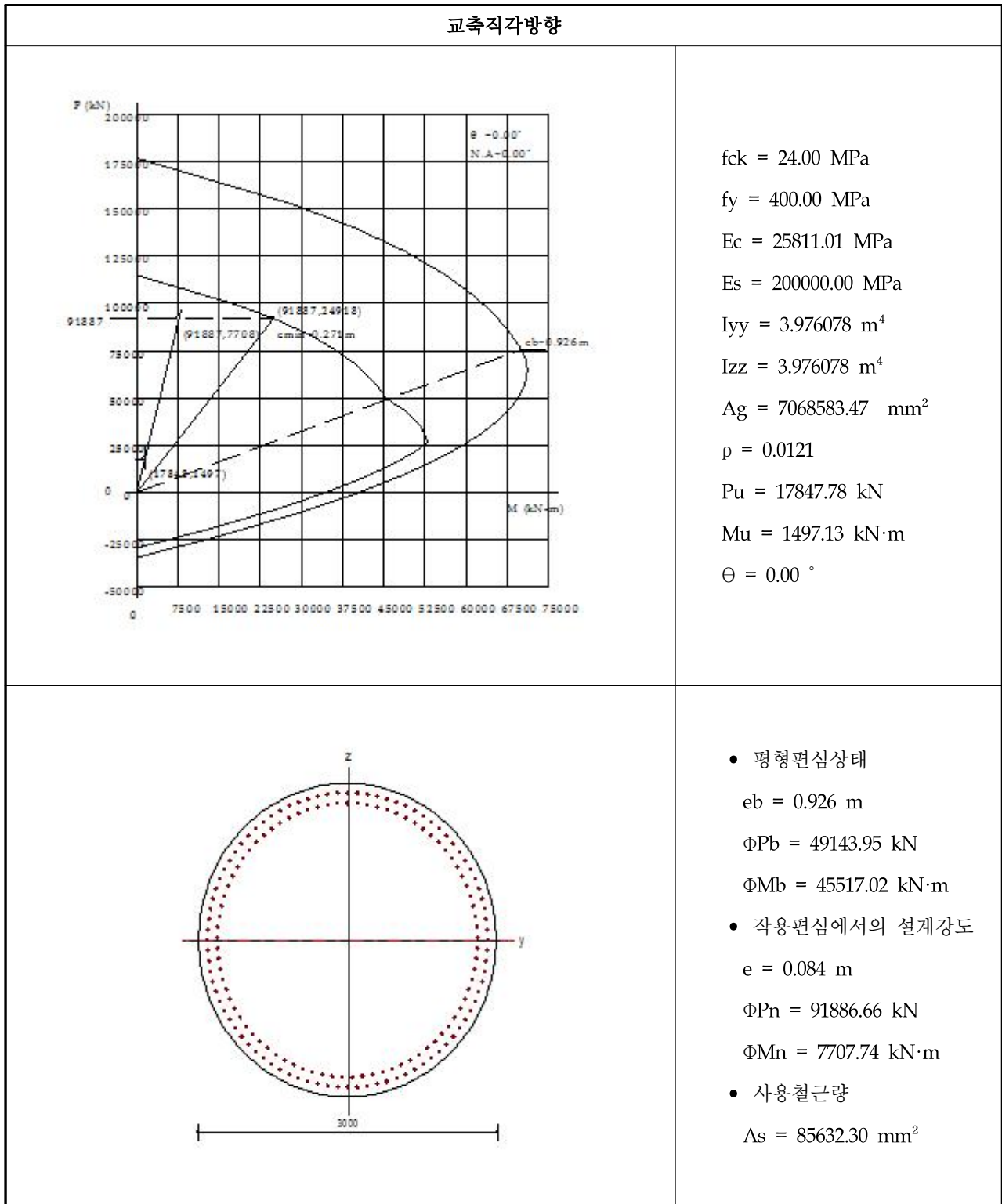
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.5】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P1)(대구)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	91886.660	17487.775	2117.257	5.254	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	53313.830	11295.465	9373.122	4.720	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	44564.770	12282.517	9373.122	3.628	O.K

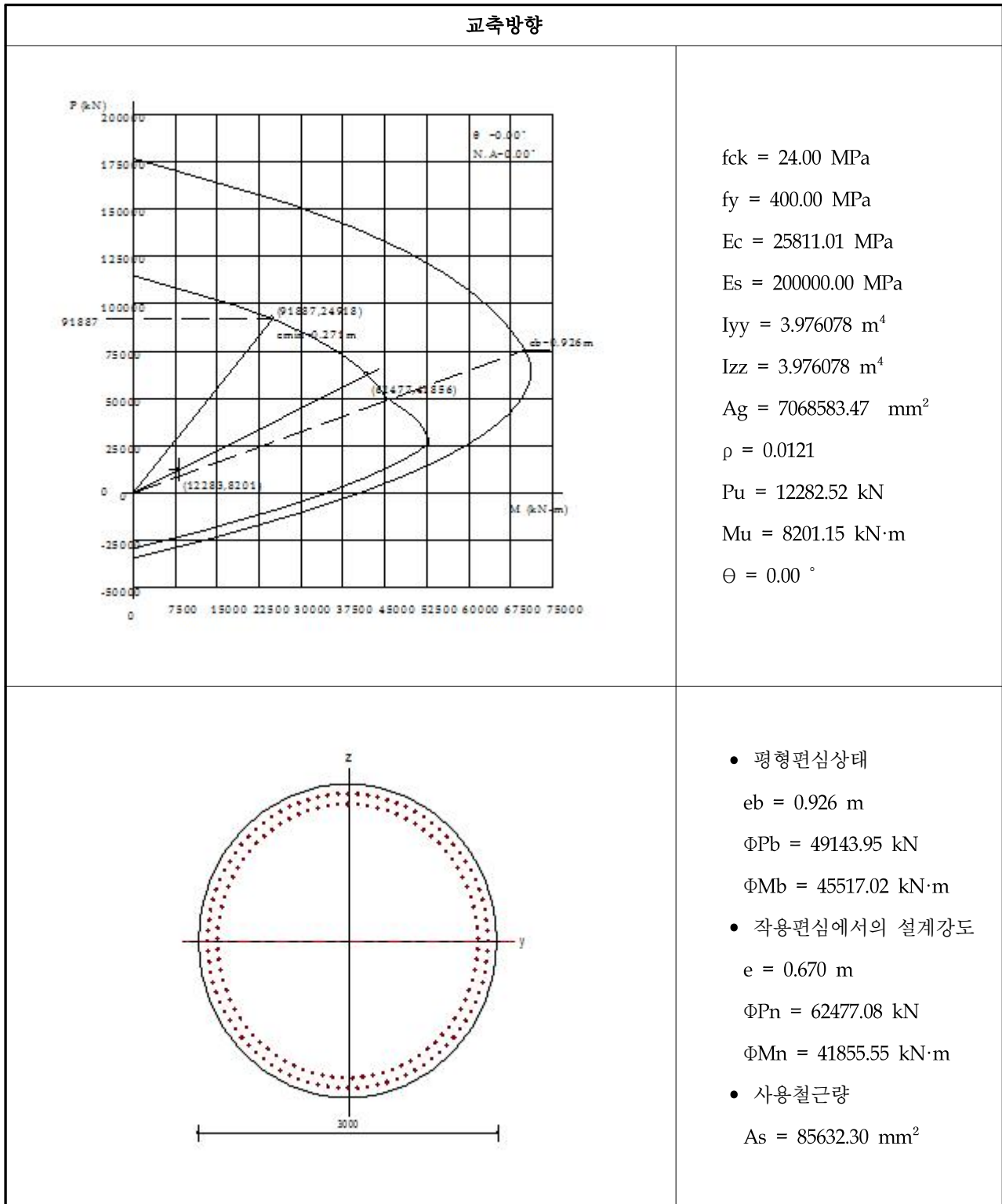
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



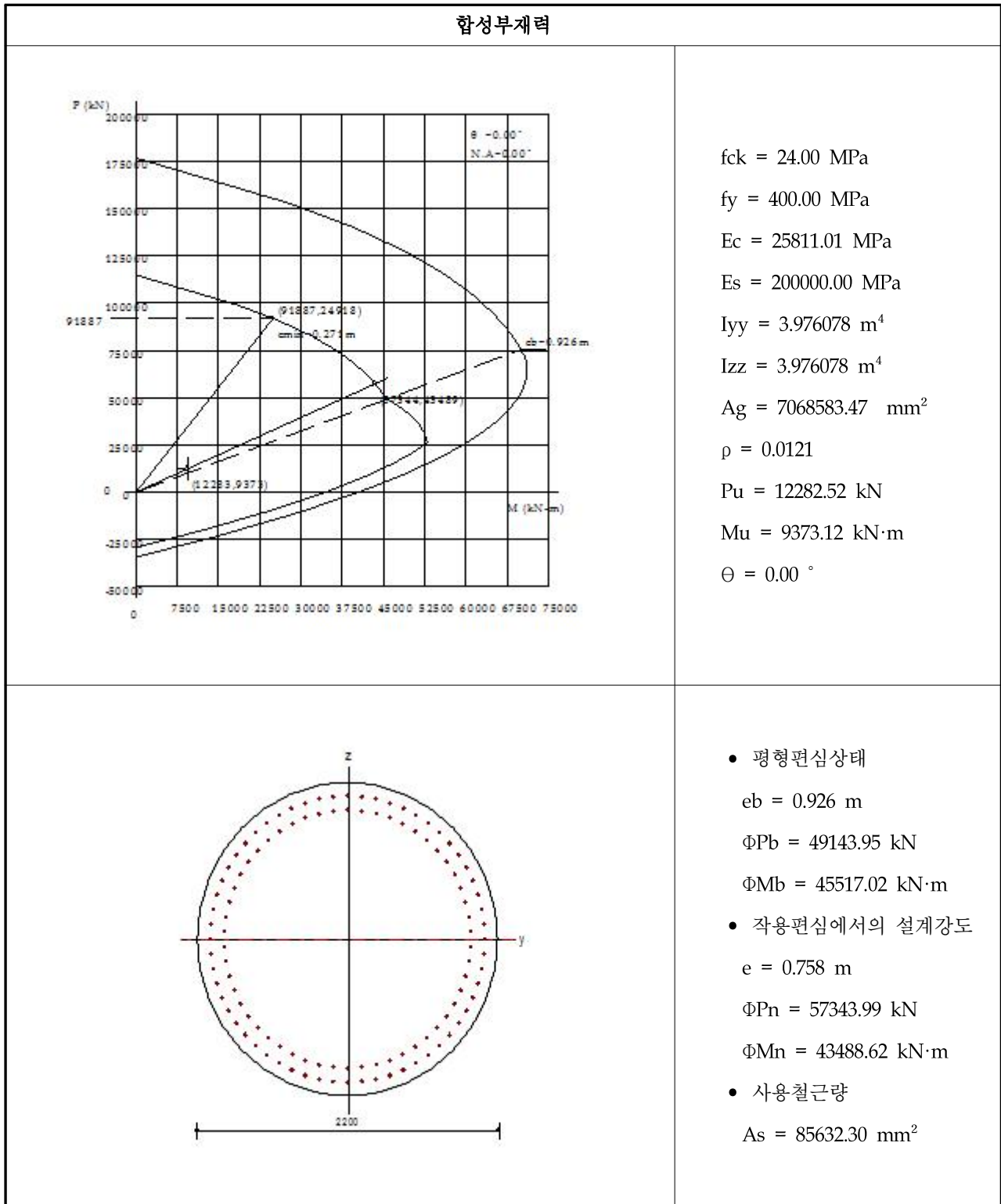
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(교축직각방향)(대구)

② 교축방향



【그림 5.4.4】 P-M 상관도(교축방향)(대구)

③ 합성부재력



【그림 5.4.5】 P-M 상관도(합성부재력)(대구)

5.4.2 부산방향 교각(P1) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : T형 교각
- ② 상부구조형식 : Steel Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 직접기초

2) 하중

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

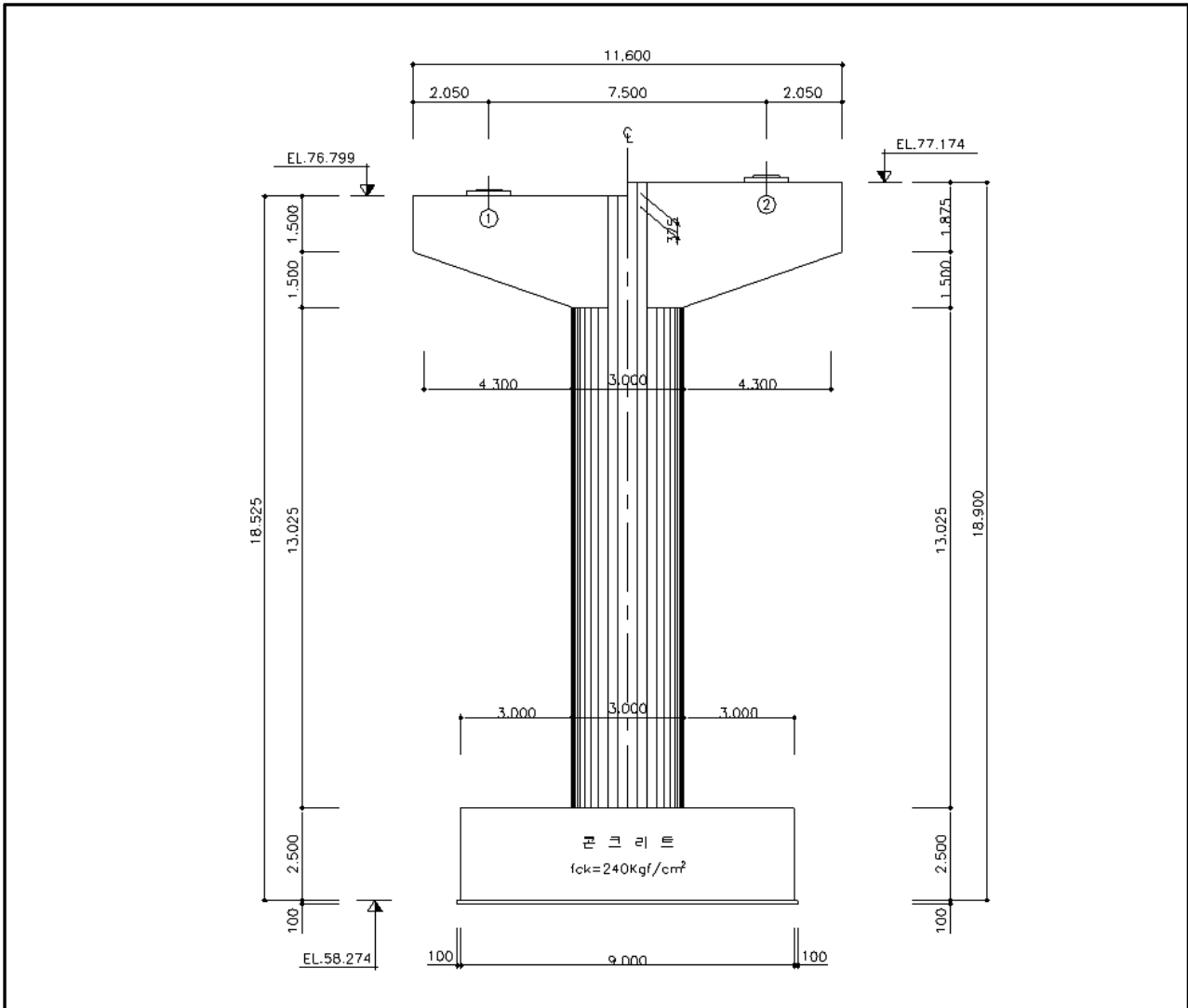
3) 사용재료

- ① 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
 - 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa
- ② 철근(SD300)
 - 항복강도(f_y) : 400MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.6】 해석단면(P1)(부산)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	5153.180	642.773	
2	4813.234	814.770	
계	9966.414	1457.543	

※ 교각자중은 25.0 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 3.65 = 3.327 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.327] \times 3.650 = 12.171 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.171 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.65/2 + 0.4 + 3.327/2 = 3.163 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 608.55 \times 3.163 = 1,924.84 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.375 \times 2.800 = 28.35 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.000 = 4.500 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 65.250 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.000 = 4.500 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (50.000 + 50.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 75.000 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 1.875 / 2 = 5.618 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 75.000 \times 5.618 = 421.350 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

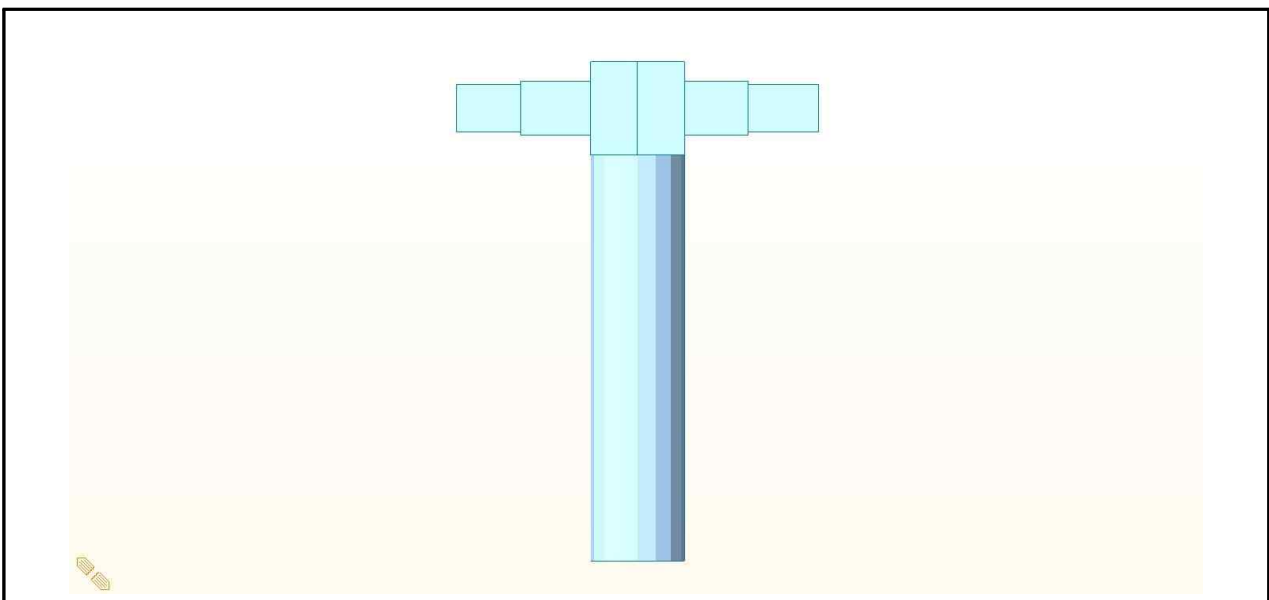
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.7】 해석모델링(부산 P1)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-1063.692	8705.209	-344.934	-8315.567	
ULO02	-286.338	7323.247	-344.934	-6563.812	
ULO03	964.811	7323.247	-1596.083	-6563.812	
ULO04	1101.749	7323.247	-1459.144	-6563.812	
ULO05	613.114	7323.247	-696.631	-6563.812	
ULO06	-756.366	8158.852	-344.934	-7623.013	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3^2 / 4 = 7.069 \text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{7.069} = 2.659 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.171m(= 1.5 - 2.659/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 6,563.812 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,596.083 \text{ kN.m}$$

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

- 브래킷 판정

$$a = 1,596.083 / 6,563.812 = 0.243 \text{m}$$

$$d = 3.000 - 0.115 = 2.886 \text{m}$$

$$a / d = 0.243 / 2.886 = 0.084 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)
2800.0	3000.0	2885.5	100.0	1596.083	6563.812
f _{ck} = 24MPa, f _y = 400MPa, k ₁ = 0.85, ϕ _f = 0.85, ϕ _v = 0.80					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D29 - 56EA (= 34,689.6mm²)

㉠ 폐합스트립 : 10단 D19 - 60EA (= 16,030.56mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 2,385.5 / 1,000 = 32,061.120 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 5.6bd = 5.6 \times 2,800 \times 2,385.5 / 1,000 = 37,404.640 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 31,793.944 \text{ kN}$$

㉣ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 15,628.124 \text{ mm}^2$$

㉠ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 4,102.381 \text{ mm}^2$$

㉠ 모멘트에 저항할 철근

$$a = \frac{f_y \times A_f}{0.85f_{ck}b} = 0.005A_f$$

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 1,895.708 \text{ mm}^2$$

㉠ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 5,998.089 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 14,521.130 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 12,660.480 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 14,521.130 \text{ mm}^2 < A_s (= 34,689.6 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 5,209.375 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(20628.000) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

상세과정은 부록 참조

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	32,600.347	1,278.780	20.425	2,803.641	1,278.78	2.192	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.6】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)(부산)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-13799.000	-21072.411	-1884.686	-1884.686	0.000	0.00156	축력최대
	ULB03	-13799.000	-17938.700	823.186	12103.689	-904.166	0.00700	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-13799.000	-21072.411	-1884.686	-1884.686	0.000	0.00156	축력최대
	ULB03	-13799.000	-17938.700	-2619.530	494.988	-277.217	0.00700	모멘트최대

※ P_e : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 $\times$ 고정하중 계수)

P_u : 전체축력 , M_1, M_2 : Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.7】 부재력 산정결과(합성부재력)(부산)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	-21072.411	-1884.686	-1884.686	2665.349	축력최대
UL003	-10231.172	3366.776	5204.797	6198.798	모멘트최대

※ P_U : 축력

M_x : 교축방향 모멘트, M_y : 교축직각방향 모멘트, $M_2 : \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$

M_x, M_y 는 확대 모멘트 값을 사용한다.

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.8】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P1)(부산)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	91886.660	21072.411	1884.686	4.361	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	55238.890	17938.700	12103.689	3.079	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.9】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P1)(부산)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	91886.660	21072.411	1884.686	4.361	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	91886.660	17938.700	494.988	5.122	O.K

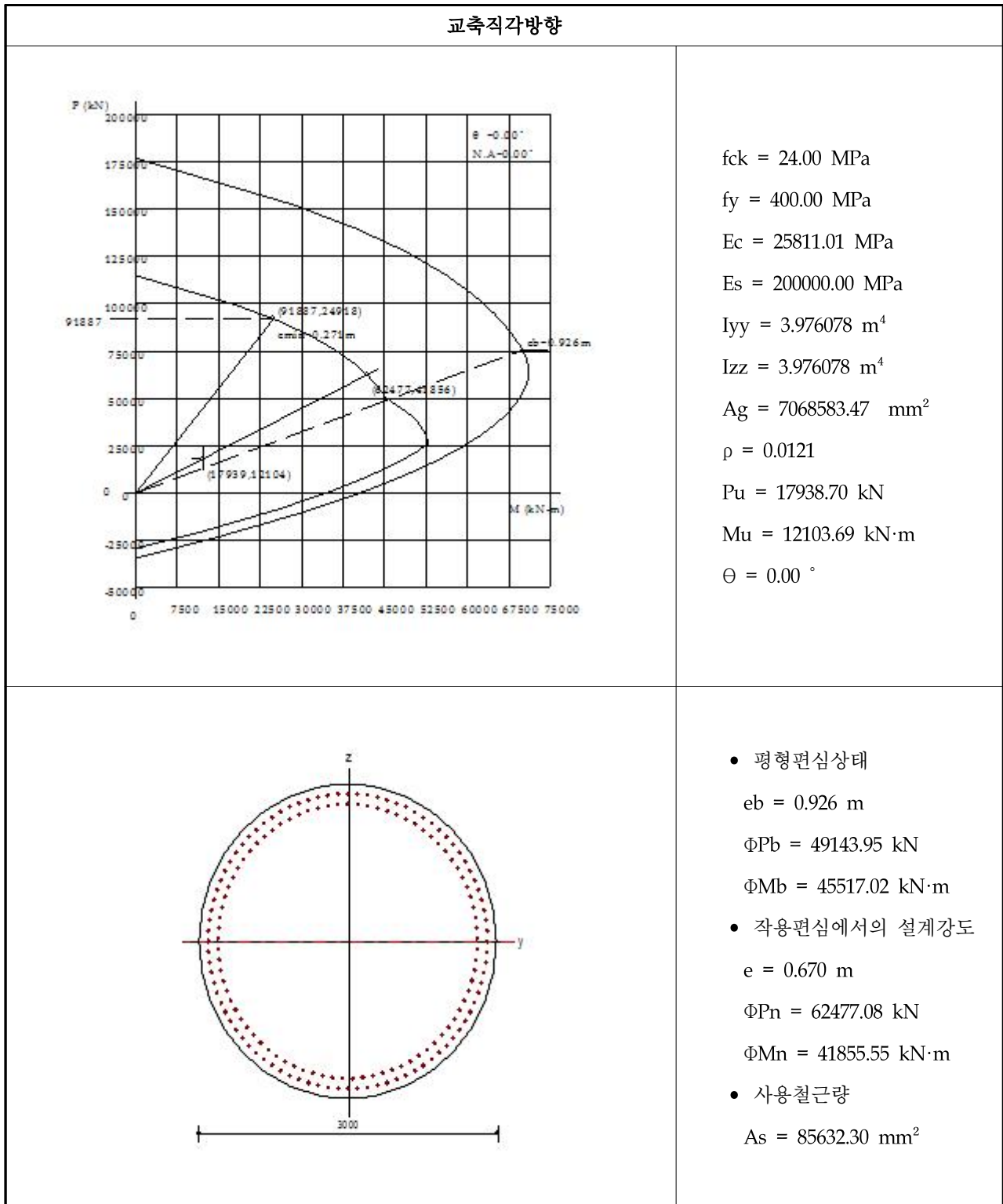
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.10】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P1)(부산)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	91886.660	21072.411	2665.349	4.361	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	53313.830	17938.700	12113.806	2.972	O.K

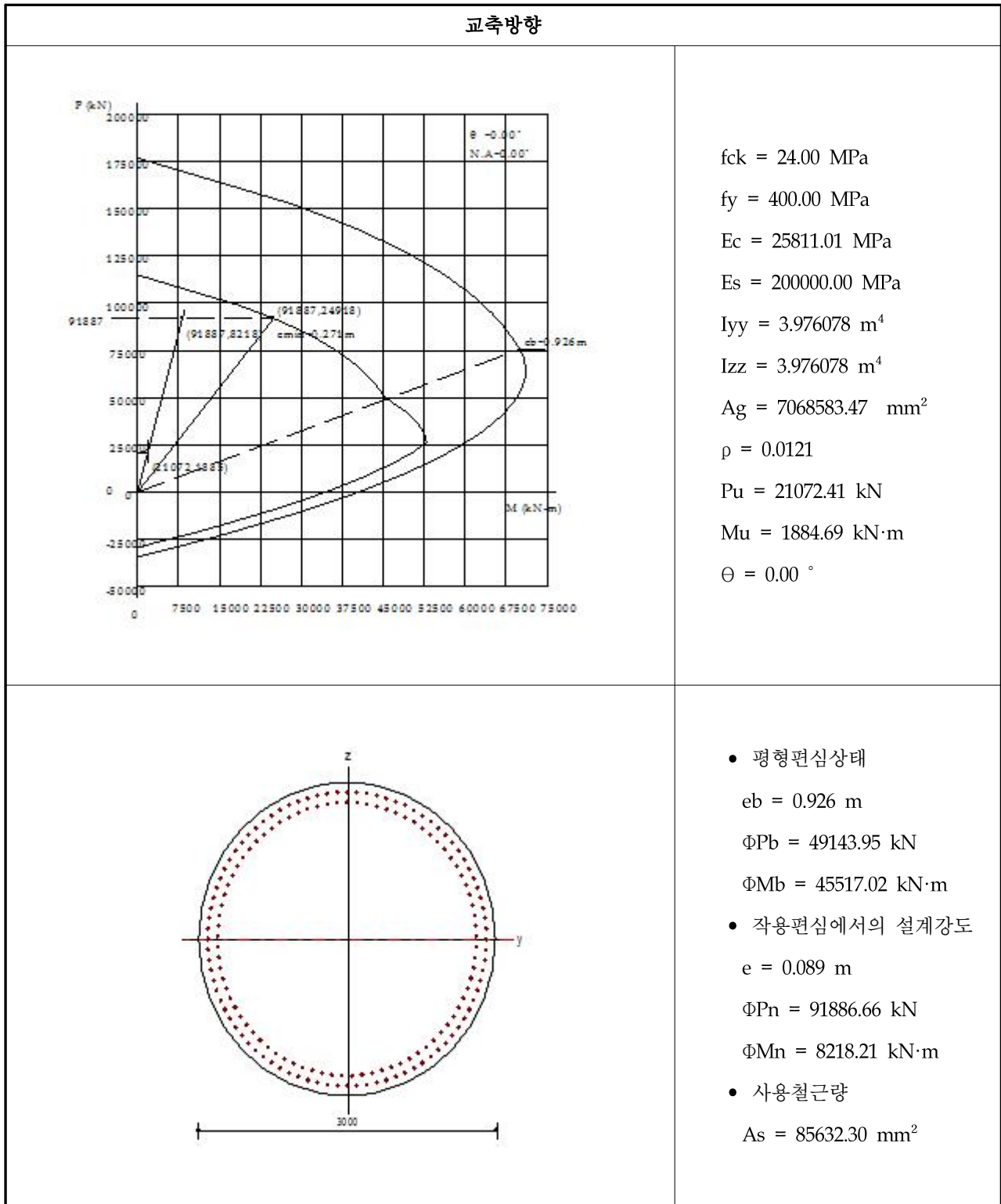
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



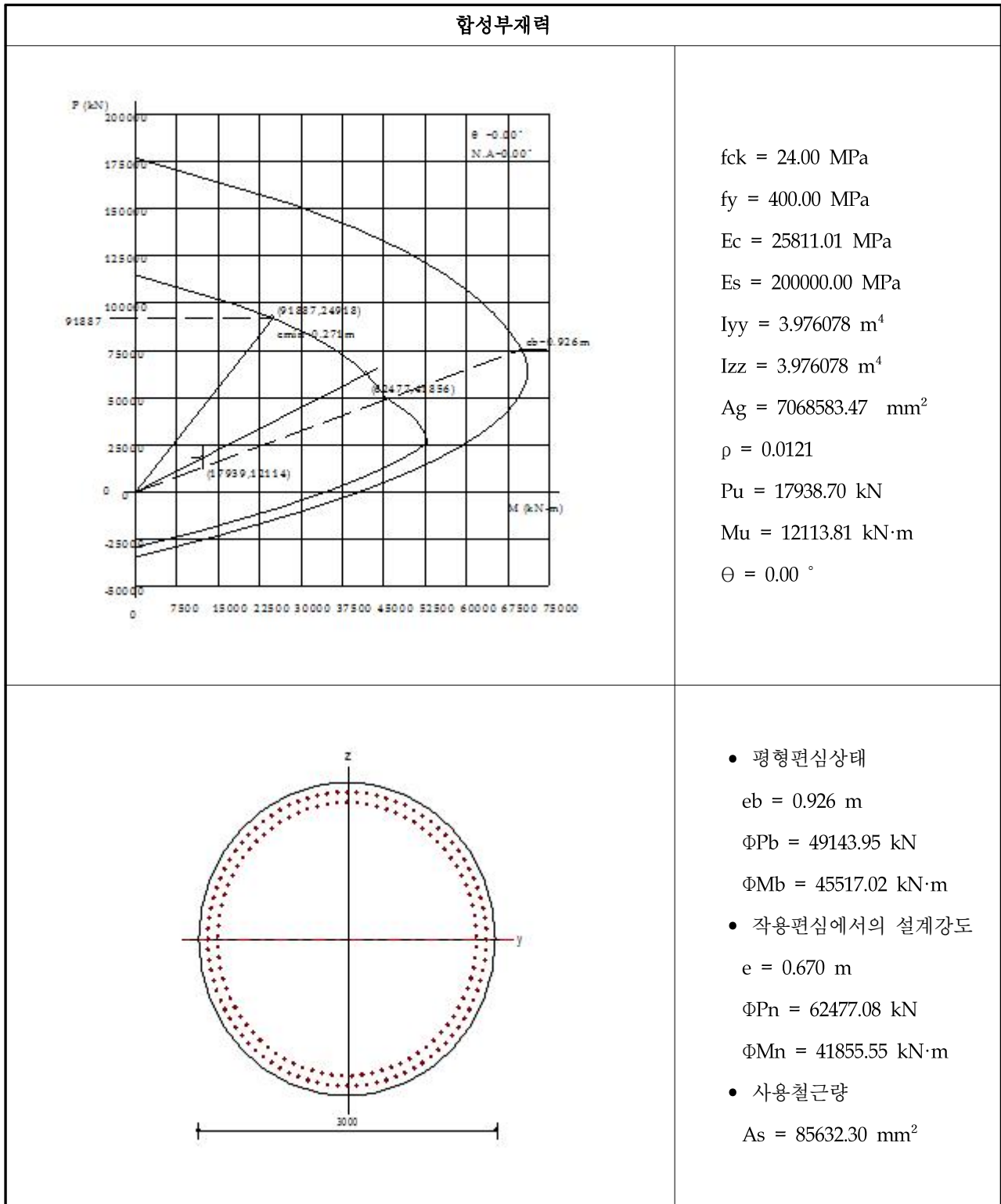
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(교축직각방향)(부산)

② 교축방향



【그림 5.4.9】 P-M 상관도(교축방향)(부산)

③ 합성부재력



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(합성부재력)(부산)

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 안전성 평가결과

5.5.1.1 대구방향

가. 상부구조

【표 5.5.1】 상부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{247.000}{90.449} = 2.731$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{18.759} = 5.864$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{218.500}{145.798} = 1.499$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{49.677} = 2.214$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{104.004} = 1.227$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{85.544} = 1.491$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{94.076} = 1.356$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	평가	비고
P1	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{17487.775} = 5.254$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{7707.74}{1497.127} = 5.148$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{70799.880}{8411.792} = 8.417$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{38494.20}{4538.346} = 8.482$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{81886.660}{17487.775} = 5.254$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{7707.74}{1497.127} = 5.148$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62477.080}{12282.517} = 45.087$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{41855.55}{8201.148} = 5.104$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{17487.775} = 5.254$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{7707.74}{1497.127} = 5.148$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{53313.830}{11295.465} = 4.720$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{44564.77}{9373.122} = 4.755$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{44564.770}{12282.517} = 3.628$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{43488.62}{9373.122} = 4.640$		kN · m

5.5.1.2 부산방향

가. 상부구조

【표 5.5.3】 상부구조 안전성 평가결과(부산)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{247.000}{101.810} = 2.426$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{13.286} = 8.279$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{218.500}{172.273} = 1.268$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{55.911} = 1.967$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{86.629} = 1.473$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{71.267} = 1.790$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{99.651} = 1.280$	A	kN · m

나. 하부구조

【표 5.5.4】 하부구조 안전성 평가결과(부산)

구 분			54780.210	평가	비고
P1	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{21072.411} = 4.361$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{8218.21}{1884.686} = 4.361$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{55238.890}{17938.700} = 3.079$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{41855.55}{12103.689} = 3.458$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{21072.411} = 4.361$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{8218.21}{1884.686} = 4.361$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{17938.700} = 5.122$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{2484.23}{494.988} = 5.019$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{21072.411} = 4.361$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{11622.31}{2665.349} = 4.361$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{53313.830}{17938.700} = 2.972$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{41855.55}{12113.806} = 3.455$		kN · m

5.5.2 기본내하력 평가결과

5.5.2.1 대구방향

【표 5.5.5】 바닥판 기본내하력 산정(대구)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	7.587	39.916	104.004	$\frac{127.569-1.3 \times 7.587}{2.15 \times 39.916}$	1.372	DB-24 이상
중앙부	127.569	7.323	35.360	85.544	$\frac{127.569-1.3 \times 7.323}{2.15 \times 35.360}$	1.553	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	10.895	28.971	94.076	$\frac{127.569-1.3 \times 10.895}{2.15 \times 28.971}$	1.821	DB-24 이상

【표 5.5.6】 거더 기본내하력 산정(대구)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	3L/8	상부 플랜지	48.208	2.960	8.435	190	$\frac{190-(48.208+2.960)}{8.435}$	16.459	DB24 이상
		하부 플랜지	-50.299	-9.862	-28.099	-190	$\frac{-190-(-50.299-9.862)}{-28.099}$	4.616	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-77.601	-15.650	-24.045	-190	$\frac{-190-(-77.601-15.650)}{-24.045}$	4.024	DB24 이상
		하부 플랜지	72.380	16.052	24.663	190	$\frac{190-(72.380+16.052)}{24.663}$	4.118	DB24 이상

5.5.2.2 부산방향

【표 5.5.7】 바닥판 기본내하력 산정(부산)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	8.902	25.235	86.629	$\frac{127.569-1.3 \times 8.902}{2.15 \times 25.235}$	2.138	DB-24 이상
중앙부	127.569	4.941	30.160	71.267	$\frac{127.569-1.3 \times 4.941}{2.15 \times 30.160}$	1.868	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.671	36.484	99.651	$\frac{127.569-1.3 \times 7.671}{2.15 \times 36.484}$	1.499	DB-24 이상

【표 5.5.8】 거더 기본내하력 산정(부산)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	3L/8	상부 플랜지	56.935	3.305	9.439	190	$\frac{190-(56.935+3.305)}{9.439}$	13.747	DB24 이상
		하부 플랜지	-59.405	-12.399	-35.410	-190	$\frac{-190-(-59.405-12.399)}{-35.410}$	3.338	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-92.255	-19.455	-37.317	-190	$\frac{-190-(-92.255-19.455)}{-37.317}$	2.098	DB24 이상
		하부 플랜지	86.048	19.945	38.257	190	$\frac{190-(86.048+19.945)}{38.257}$	2.196	DB24 이상

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.227 및 2.448으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P1의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 3.628로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

2) 부산방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.280 및 2.060으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P1의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.972로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

나. 주의 및 건의사항

현행 설계기준에 따라 대상 교량 상부구조와 하부구조를 검토한 결과 내하력 및 안전성 모두 양호한 것으로 판단되었으며 특별한 구조적 손상 또한 발견되지 않은 바 기존 유지관리 상태를 유지하여 교량의 내하력 저하를 방지하도록 한다.