

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 : T형, 기초형식 : 직접기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		홍산1교의 교각은 T형이고 기초는 직접기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 부재를 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 5.1.2】 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 - 좌측 방호벽 높이(현 시공상태) : 1,000mm - 우측 중앙분리대 높이(현 시공상태) : 810mm	
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 - 강박스거더 : 경간별 최대정모멘트부 및 최대부모멘트부 - 교각 : P1		현장조사시 단면제원을 측정된 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용재료	설계강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부:28.5~32.0MPa - 하부:25.6~29.9MPa	- 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 27.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성계수	- 콘크리트 - 상부 : 246,000kgf/cm² - 하부 : 232,000kgf/cm² - 철근 : 2,040,000kgf/cm² - 강재 : 2,100,000kgf/cm²	- 콘크리트 : 현 설계기준 적용 - $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}}$ ($f_{cu} = f_{ck} + \Delta f$ MPa) $\Delta f = 4MPa$ ($f_{ck} \leq 40$), $6MPa$ ($f_{ck} \geq 60$) - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{31} = 26,702MPa$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811MPa$ - 철근 : 200,000MPa - 강재 : 205,000MPa		
철근간격 / 피복두께	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			
하중종류	고정하중	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 2.5tf/m^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 2.3tf/m^3$ - 강재 : $\gamma_s = 7.85tf/m^3$	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0kN/m^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 23.0kN/m^3$ - 강재 : $\gamma_s = 78.5kN/m^3$	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	
	활하중	DB-24, DL-24	DB-24, DL-24		
	온도차	- 온도차 : $\pm 10.^\circ C$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10.^\circ C$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}		
	크리프	크리프 계수 : 2	크리프 계수 : 2	현 설계기준상의 값 적용	
	건조수축	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 15×10^{-5}	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 27×10^{-5}		

다. 검토방법

홍산1교는 1등급교(DB-24, DL-24)로 설계되어 있으며, 도로교 설계기준(2010)에 따라 강박스 거더는 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 검토 시 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) 철근량, 철근의 종류 및 피복두께는 도면을 참조한다.
- 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

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $50.0 + 60.0 + 50.0 = 160.0\text{m}$
- ③ 교량폭원 : 12.150m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.7\text{m}$
- 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) : $27,804\text{MPa}$ (바닥판), $25,811\text{MPa}$ (교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : $11,916\text{MPa}$ (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	$0.125 \times 0.56 \times 25 = 1.750$	0.813	1.422	
②	$\frac{1}{2} \times 0.06 \times 0.56 \times 25 = 0.420$	0.730	0.307	
③	$0.185 \times 0.175 \times 25 = 0.809$	0.783	0.633	
④	$\frac{1}{2} \times 0.095 \times 0.175 \times 25 = 0.208$	0.658	0.137	
⑤	$0.28 \times 0.075 \times 25 = 0.525$	0.735	0.386	
⑥	$0.88 \times 0.2 \times 25 = 4.400$	0.440	1.936	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.88 \times 0.1 \times 25 = 1.100$	0.293	0.323	
⑧	$0.08 \times 0.595 \times 23 = 1.095$	0.298	0.326	
계	10.307		5.469	

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)

- 유효하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.295 + 1.14 = 1.376\text{m}$$

여기서, X = 0.295m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.295} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.295 \times (1+0.300)}{1.376} = 26.756 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 64.635 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 84.142 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 43.644 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 48.797 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.613 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 33.033 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 84.142\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$

$$= 33.033 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 90.353 \text{ MPa}$$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$

$$= 375 \times (210 / 90.353) - 2.5 \times 42.000 = 770.331\text{mm}$$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 90.353) = 697.265\text{mm}$$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 697.265\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 697.265\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.450^2}{10} = 5.606\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.450m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.450} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.450+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.650\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.650 = 31.720\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 75.486 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 37.326 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.450 + 130) = 204.0 \text{ mm} < 300.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 75.486\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d) = 37.326 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 102.095 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 102.095) - 2.5 \times 42.0 = 670.090 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 102.095) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 617.072 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 우측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	0.725	2.918	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.587	0.359	
③	$0.3 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.690	0.906	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.500	0.131	
⑤	$0.42 \times 0.125 \times 25 = 1.313$	0.630	0.827	
⑥	$0.87 \times 0.2 \times 25 = 4.350$	0.435	1.892	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.87 \times 0.1 \times 25 = 1.088$	0.290	0.315	
⑧	$0.08 \times 0.42 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
계	13.735		7.511	

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)

- 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.120 + 1.14 = 1.236\text{m}$$

여기서, X = 0.120m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.120} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.120 \times (1+0.300)}{1.236} = 36.484\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 35.816 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 67.767 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 52.243 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.243 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.346 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 20.685 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.120 \leq 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80 \cdot X + 180) = (80 \times 0.120 + 180) = 214.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 214.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 67.767\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 20.685 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 56.578 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 56.578) - 2.5 \times 42.000 = 1290.634\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 56.578) = 1113.507\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1113.507\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 1113.507\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.516으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과(대구)

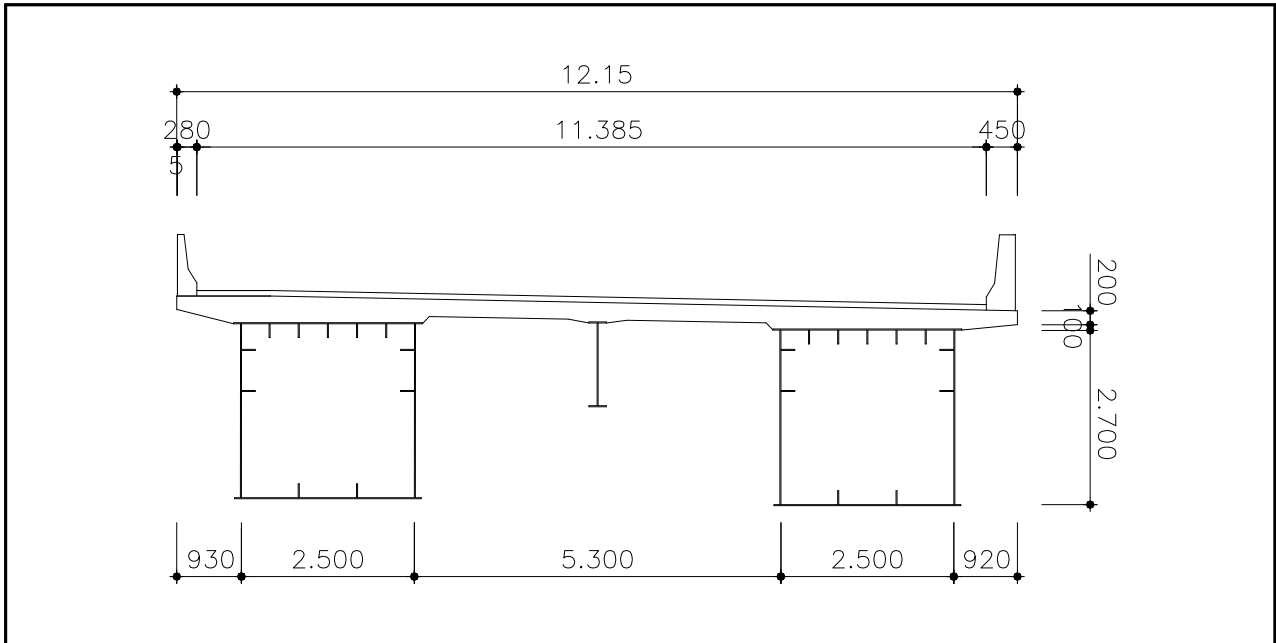
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	84.142	127.569	1.516	O.K
중앙부	75.486	127.569	1.690	O.K
우측 캔틸레버부	67.767	127.569	1.882	O.K

【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	33.033	90.353	240.000	125.000	697.265	O.K
중앙부	37.326	102.095	240.000	125.000	617.072	O.K
우측 캔틸레버부	20.685	56.578	240.000	125.000	1113.507	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.1】 해석단면(대구)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

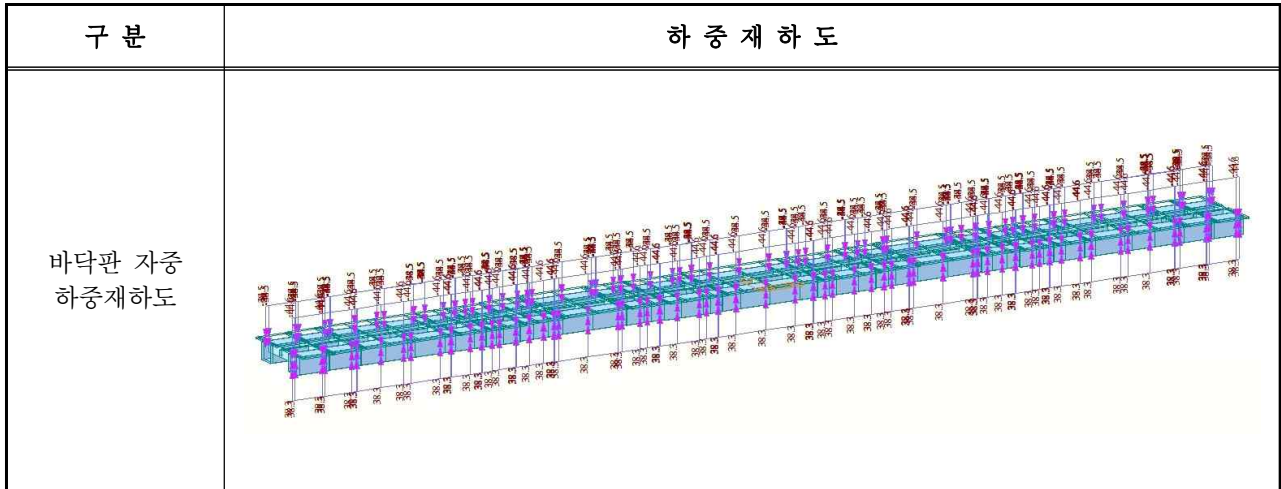
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 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	44.563	38.324	
G2	2.500	44.500	-38.493	

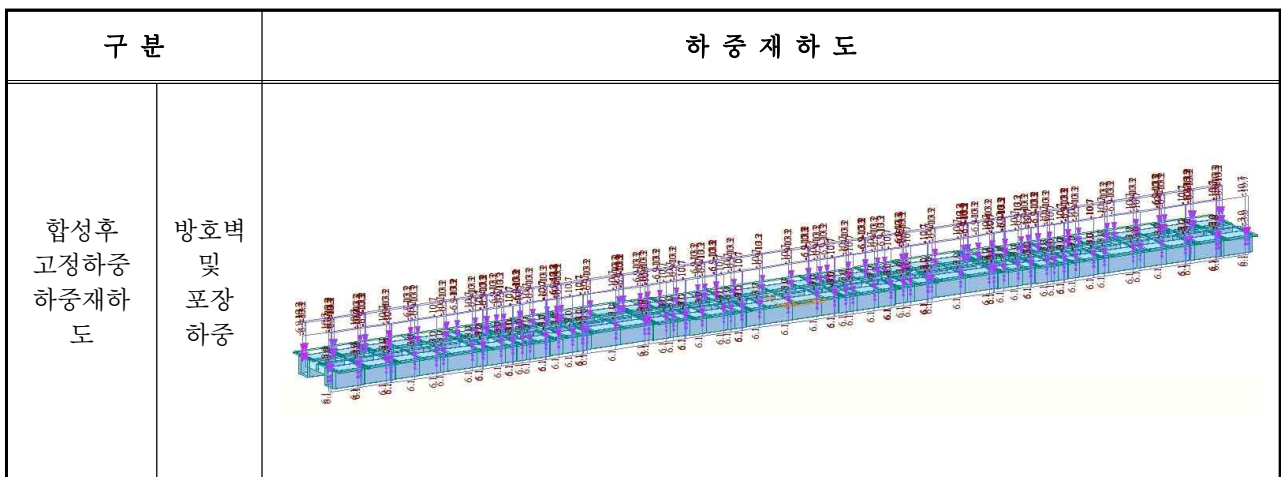


【그림 5.2.2】 하중재하도(바닥판 자중)(대구)

② 합성후 고정하중

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

구분	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	-	-	10.663	-	2.969	6.051	
G2	6.852	-13.224	10.286	-	-	-	



【그림 5.2.3】 하중재하도(합성후 고정하중)(대구)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.150m																											
지간장(L)	• 50.000+60.000+50.000 = 160.0m																											
충격계수(i)	• 1, 3경간 : 15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 적용 • 2경간 : 15 / (40+60.0) = 0.150 < 0.3 ∴ i = 0.150 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><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th></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																											
재하방법	• 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로 교설계기준(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

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

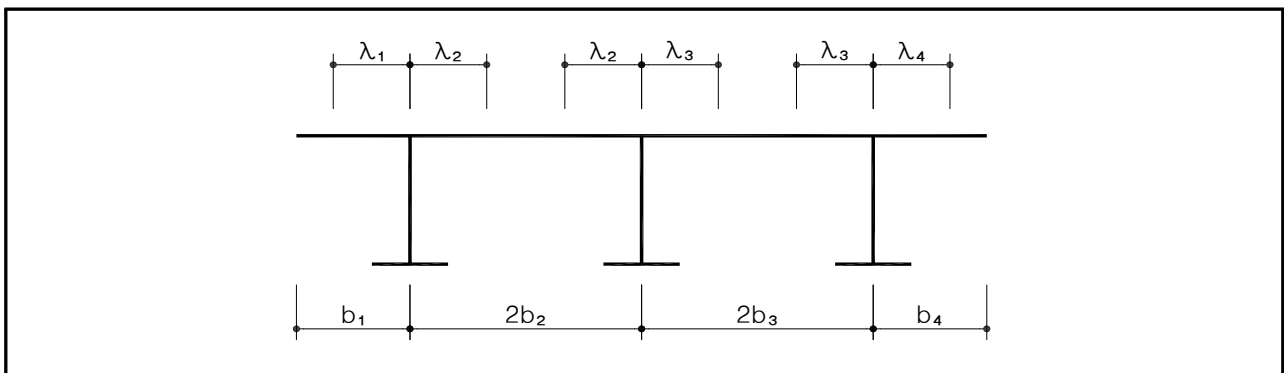
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

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)

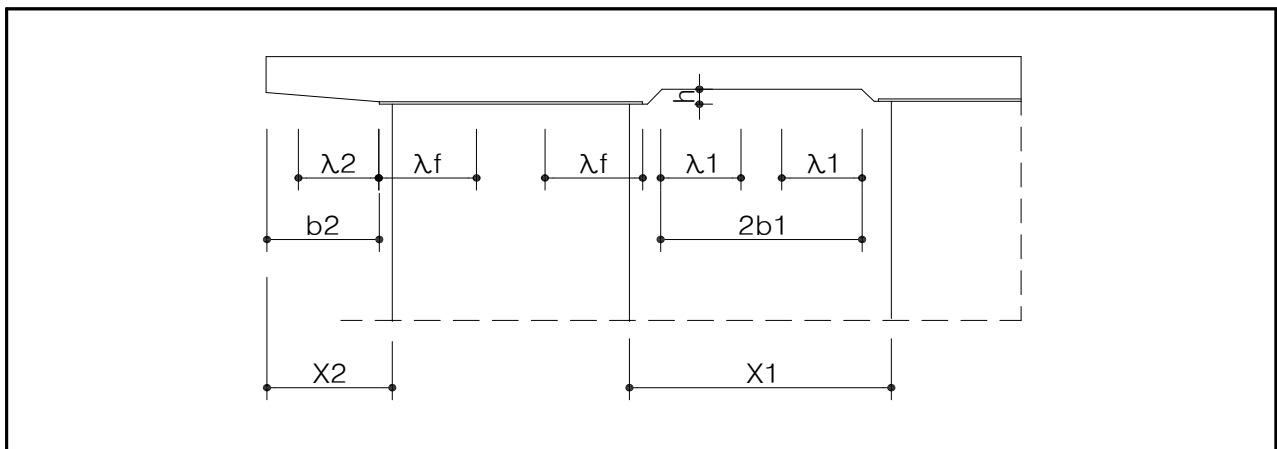
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1, 3 경간중앙부	40.000	M	
1, 2 경간지점부	22.000	M	
2 경간중앙부	36.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.5】 바닥판의 유효폭(대구)

㉕ 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, 3 경간중앙부	40.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	6.025	0.991
1, 2 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.080	5.178	0.852
2 경간중앙부	36.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	5.992	0.986

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

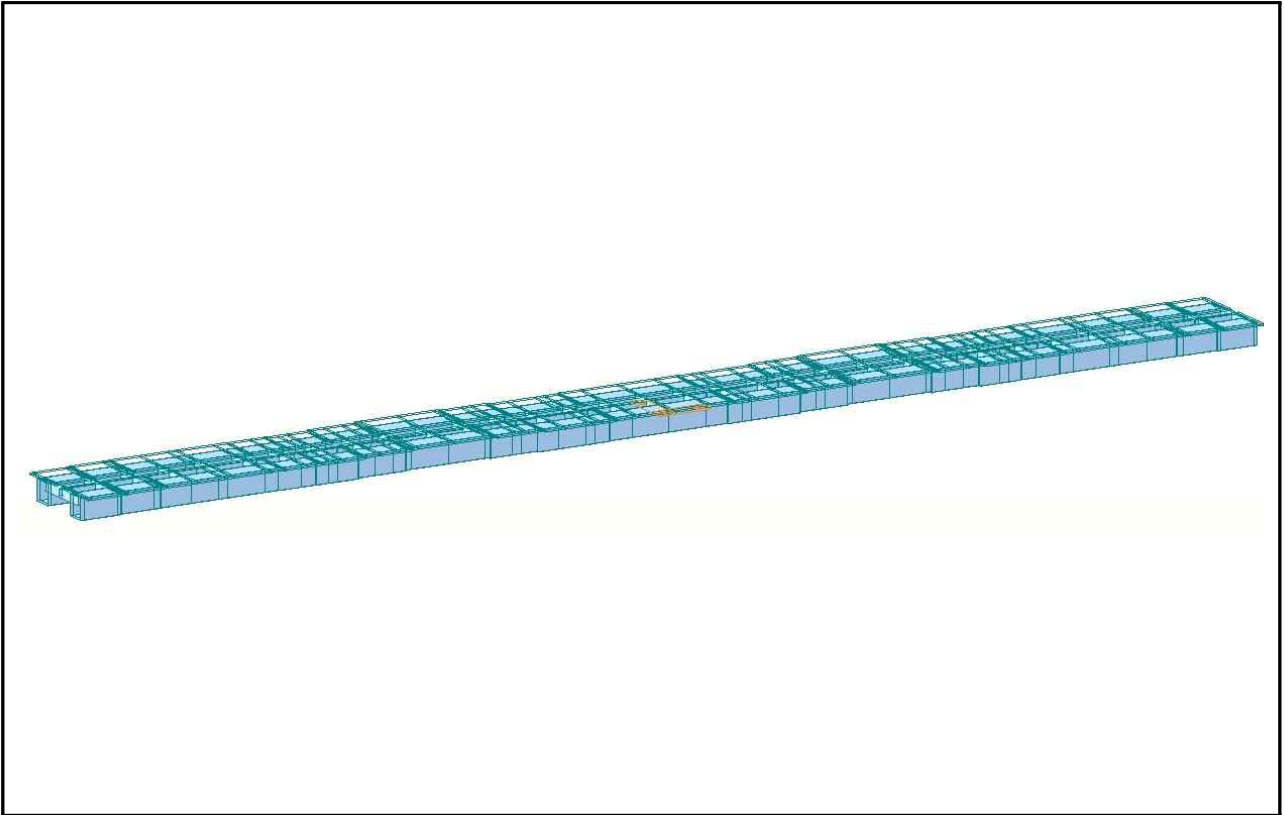
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1, 3 경간중앙부	40.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	6.015	0.991
1, 2 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.070	5.170	0.852
2 경간중앙부	36.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	5.982	0.986

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.

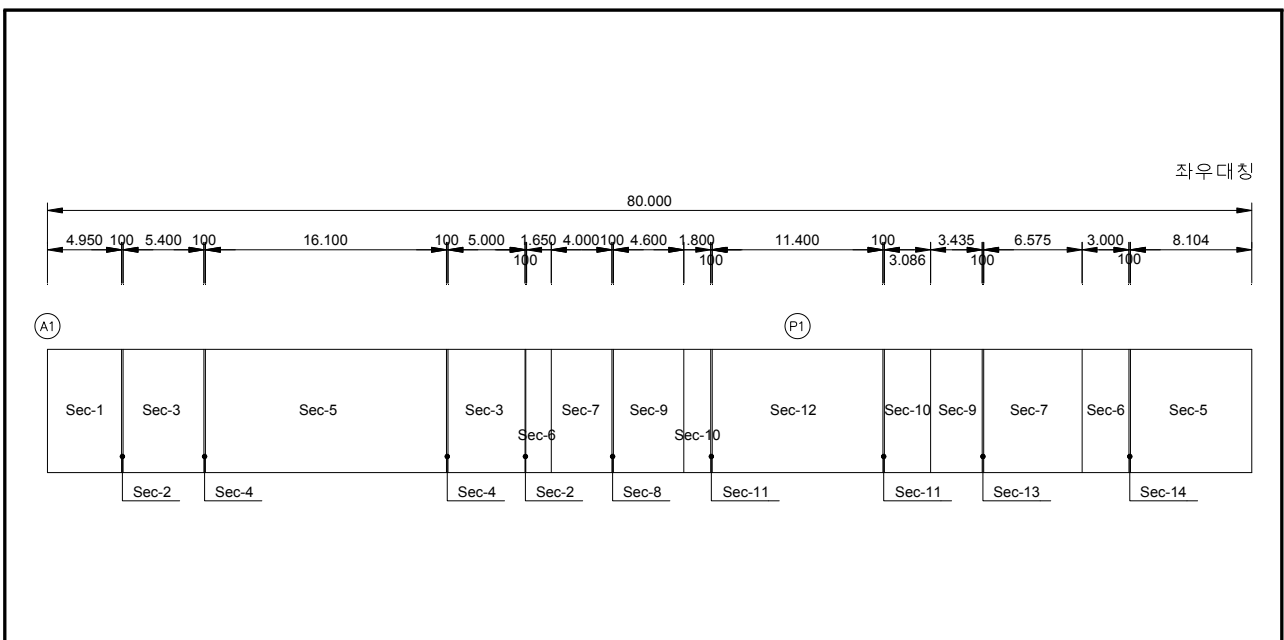
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.6】 해석모델링(대구)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.7】 거더 단면위치(대구)

【표 5.2.6】 G1 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1216000	319019173117	603271177067	239297957770	
단면 - 2	합성전	146400	185290553663	141591110400	210329723076	
	합성후	298400	368187815043	609832177067	263997472992	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303800	370281462411	613112677067	265594526573	
단면 - 4	합성전	157200	205392997793	148152110400	227097231765	
	합성후	309200	393878164649	616393177067	274527478915	
단면 - 5	합성전	162600	215959200576	151432610400	235831191268	
	합성후	314600	396161656513	619673677067	276081218613	
단면 - 6	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	344033543739	606551677067	253099333449	
단면 - 7	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	297200	361380576966	606551677067	253099333449	
단면 - 8	합성전	166800	214853368435	151432610400	224350614766	
	합성후	318800	450897209499	619673677067	286293498446	
단면 - 9	합성전	183000	251899703693	161274110400	253487440149	
	합성후	335000	459882288006	629515177067	291412096999	
단면 - 10	합성전	178800	243990827740	161274110400	253487440149	
	합성후	330800	458140376983	629515177067	291412096999	
단면 - 11	합성전	205800	295621770500	177676610400	276832165900	
	합성후	357800	471906780154	645917677067	297686548495	
단면 - 12	합성전	232800	346295392873	194079110400	295803798292	
	합성후	384800	578385374820	662320177067	319643318070	
단면 - 13	합성전	166800	214853368435	151432610400	224350614766	
	합성후	318800	450897209499	619673677067	286293498446	
단면 - 14	합성전	151800	194106849382	144871610400	215931137654	
	합성후	303800	391527893490	613112677067	272829431092	
부부재	가로보-지점	25200	7490145600	54216000	1209600	
	가로보-일반	21000	6232700000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

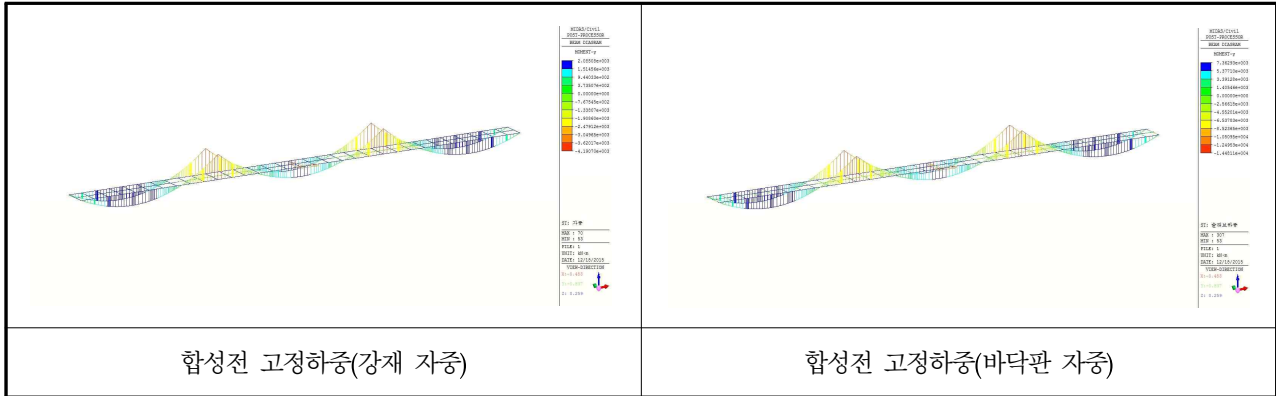
【표 5.2.7】 G2 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1214000	318899689798	600964574983	239297957770	
단면 - 2	합성전	146400	185290553663	141591110400	210329723076	
	합성후	298150	368039680904	607525574983	263997472992	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303550	370137587051	610806074983	265594526573	
단면 - 4	합성전	157200	205392997793	148152110400	227097231765	
	합성후	308950	393720016748	614086574983	274527478915	
단면 - 5	합성전	162600	215959200576	151432610400	235831191268	
	합성후	314350	396007946445	617367074983	276081218613	
단면 - 6	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	343899864413	604245074983	253099333449	
단면 - 7	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	296950	361236145279	604245074983	253099333449	
단면 - 8	합성전	166800	214853368435	151432610400	224350614766	
	합성후	318550	450693526490	617367074983	286293498446	
단면 - 9	합성전	183000	251899703693	161274110400	253487440149	
	합성후	334750	459694904945	627208574983	291412096999	
단면 - 10	합성전	178800	243990827740	161274110400	253487440149	
	합성후	330550	457949472938	627208574983	291412096999	
단면 - 11	합성전	205800	295621770500	177676610400	276832165900	
	합성후	357550	471739540287	643611074983	297686548495	
단면 - 12	합성전	232800	346295392873	194079110400	295803798292	
	합성후	384550	578153955003	660013574983	319643318070	
단면 - 13	합성전	166800	214853368435	151432610400	224350614766	
	합성후	318550	450693526490	617367074983	286293498446	
단면 - 14	합성전	151800	194106849382	144871610400	215931137654	
	합성후	303550	391365097317	610806074983	272829431092	
부부재	가로보-지점	25200	7490145600	54216000	1209600	
	가로보-일반	21000	6232700000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

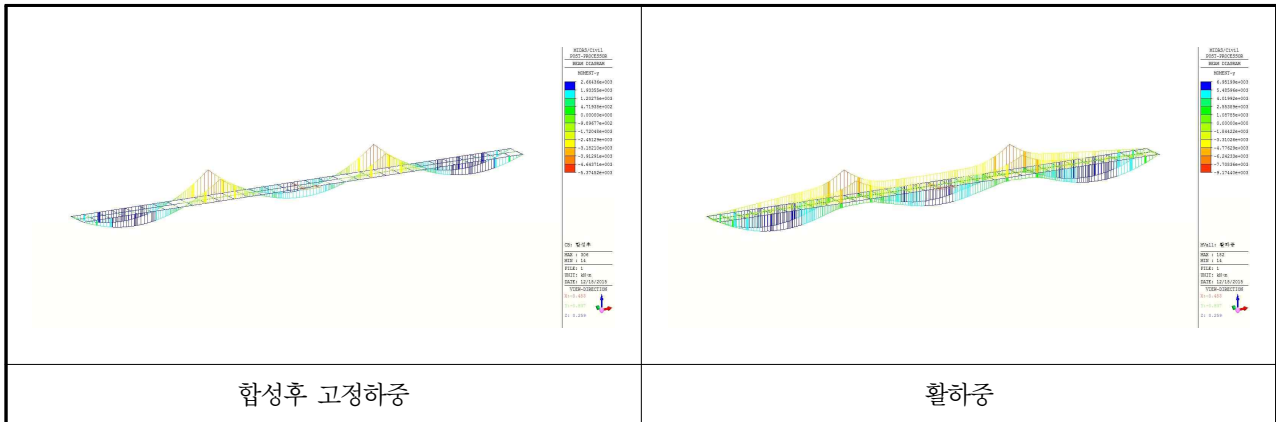
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

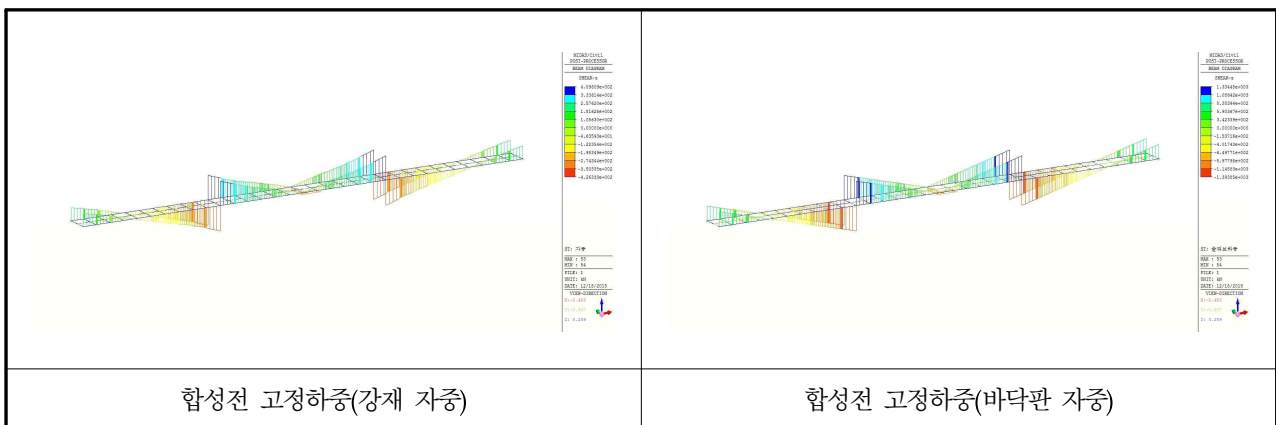


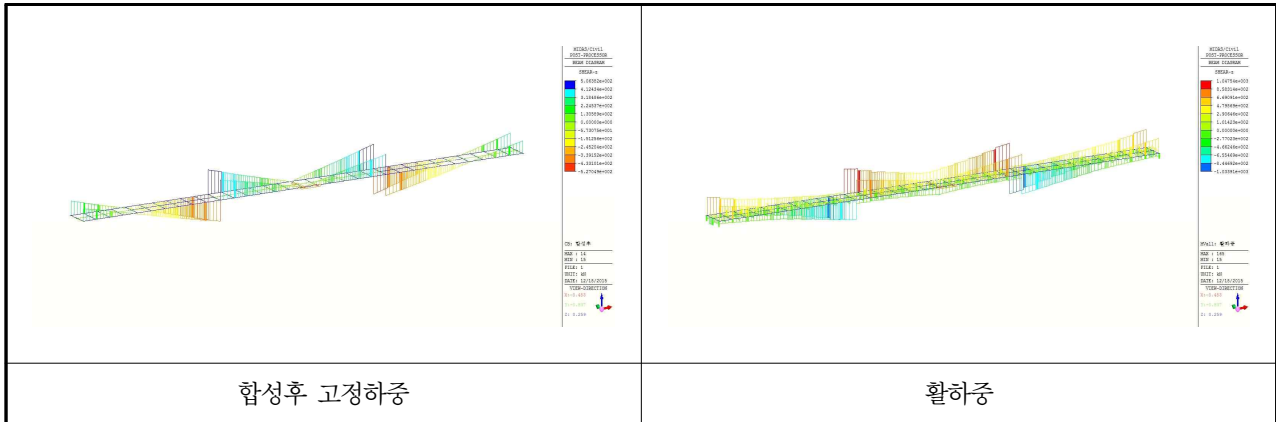
【그림 5.2.8】 휨모멘트도(대구)



【그림 5.2.8】 휨모멘트도(대구,계속)

㉡ 전단력





【그림 5.2.9】 전단력도(대구)

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 5.2.8】 영향계수 k 값 산출 결과(대구)

구 분	k값	
	구 분	k값
G1	S1	0.650
	P1	-0.189
	S2	-0.189
	P2	-0.189
	S3	0.650
G2	S1	0.650
	P1	-0.189
	S2	-0.189
	P2	-0.189
	S3	0.650

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 5.2.9】 1경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	9,448.010	2,421.048	6,114.781	481.816	18,465.655
	전단력 (kN)	206.428	52.708	347.844	24.660	631.64
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.139	24.065	539.063	0.032	563.299
G2	휨모멘트 (kN · m)	9,441.251	2,664.361	6,951.992	481.622	19,539.226
	전단력 (kN)	206.257	59.938	407.405	24.650	698.25
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.657	24.329	525.687	0.040	549.399

【표 5.2.10】 2경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	7,152.744	1,818.229	5,892.138	359.389	15,222.5
	전단력 (kN)	286.120	72.668	371.437	40.721	770.946
	비틀림모멘트 (kN · m)	2.595	17.786	524.378	40.721	585.48
G2	휨모멘트 (kN · m)	7,144.076	2,007.389	6,591.493	359.127	16,102.085
	전단력 (kN)	285.934	81.050	419.181	40.709	826.874
	비틀림모멘트 (kN · m)	2.092	17.890	564.621	40.709	625.312

【표 5.2.11】 3경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	9,448.010	2,421.048	6,114.781	481.816	18,465.655
	전단력 (kN)	206.428	52.708	347.844	24.660	631.64
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.139	-24.065	489.756	0.032	465.584
G2	휨모멘트 (kN · m)	9,441.251	2,664.361	6,951.992	481.622	19,539.226
	전단력 (kN)	206.257	59.938	407.405	24.650	698.25
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.657	-24.329	403.562	0.040	379.93

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.12】 지점부 1경간 부모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-18,671.816	-4,626.299	-7,287.531	-1,222.052	-31,807.698
	전단력 (kN)	-1,820.187	-435.476	-802.682	-40.742	-3,099.087
	비틀림모멘트 (kN · m)	-7.564	-20.440	-979.651	-0.046	-1,007.701
G2	휨모멘트 (kN · m)	-18,656.081	-5,374.521	-9,174.397	-1,221.716	-34,426.715
	전단력 (kN)	-1,818.460	-527.049	-1,033.915	-40.715	-3,420.139
	비틀림모멘트 (kN · m)	-6.678	-24.440	-903.757	-0.075	-934.95

【표 5.2.13】 지점부 2경간 부모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-18,671.816	-4,626.299	-7,287.531	-1,222.052	-31,807.698
	전단력 (kN)	-1,820.187	-435.476	-802.682	-40.742	-3,099.087
	비틀림모멘트 (kN · m)	-7.358	-24.987	-994.471	-0.046	-1,026.862
G2	휨모멘트 (kN · m)	-18,656.081	-5,374.521	-9,174.397	-1,221.716	-34,426.715
	전단력 (kN)	-1,818.460	-527.049	-1,033.915	-40.715	-3,420.139
	비틀림모멘트 (kN · m)	-7.453	-20.037	-933.290	-0.075	-960.855

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 5.2.14】 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	60.216	-59.219	167.529	190.000	2.782	3.208
1+2+3	74.074	-105.823	167.529	190.000	2.262	1.795
1+2+3+4	78.428	-105.496	192.658	190.000	2.457	1.801
1+2+3+4+5	92.124	-104.767	192.658	190.000	2.091	1.814
1+2+3+4+5+6	107.304	-102.992	217.788	218.500	2.030	2.122
1+2+3+4+5-6	76.943	-106.542	217.788	218.500	2.831	2.051

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 13.173 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{107.304}{217.788} \right)^2 + \left(\frac{13.173}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.243 + 0.014 = 0.257 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-105.823}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.173}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.310 + 0.014 = 0.325 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.15】 G1 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.655	16.200	O.K(3.48)
	크리프, 건조수축 제외시	5.982	16.200	O.K(2.70)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	138.143	315.000	O.K(2.28)
	크리프, 건조수축 제외시	120.093	315.000	O.K(2.62)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-167.266	315.000	O.K(1.88)
	크리프, 건조수축 제외시	-168.322	315.000	O.K(1.87)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.16】 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	45.587	-44.832	167.529	190.000	3.675	4.238
1+2+3	58.030	-86.547	167.529	190.000	2.887	2.195
1+2+3+4	60.038	-83.659	192.658	190.000	3.209	2.271
1+2+3+4+5	67.527	-72.407	192.658	190.000	2.853	2.624
1+2+3+4+5+6	78.716	-57.324	217.788	218.500	2.767	3.812
1+2+3+4+5-6	56.338	-87.490	217.788	218.500	3.866	2.497

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 15.458 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{78.716}{217.788}\right)^2 + \left(\frac{15.458}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.131 + 0.020 = 0.150 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-86.547}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.458}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.207 + 0.020 = 0.227 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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 5.2.17】 G1 2경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.622	16.200	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	6.292	16.200	O.K(2.57)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	104.319	315.000	O.K(301)
	크리프, 건조수축 제외시	94.821	315.000	O.K(3.32)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-140.922	315.000	O.K(2.23)
	크리프, 건조수축 제외시	-155.063	315.000	O.K(2.03)

㉔ 거더 G1(3경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.18】 G1 3경간 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	60.216	-59.219	167.529	190.000	2.782	3.208
1+2+3	74.054	-105.818	167.529	190.000	2.262	1.796
1+2+3+4	78.406	-105.491	192.658	190.000	2.457	1.801
1+2+3+4+5	92.115	-104.760	192.658	190.000	2.091	1.814
1+2+3+4+5+6	107.304	-102.983	217.788	218.500	2.030	2.122
1+2+3+4+5-6	76.926	-106.538	217.788	218.500	2.831	2.051

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 12.579 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{107.304}{217.788}\right)^2 + \left(\frac{12.579}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.243 + 0.013 = 0.256 < 1.2 \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-105.818}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.579}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.310 + 0.013 = 0.323 < 1.2 \therefore O.K\end{aligned}$$

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 5.2.19】 G1 3경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.649	16.200	O.K(3.48)
	크리프, 건조수축 제외시	5.975	16.200	O.K(2.71)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	138.125	315.000	O.K(2.28)
	크리프, 건조수축 제외시	120.064	315.000	O.K(2.62)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-167.258	315.000	O.K(1.88)
	크리프, 건조수축 제외시	-168.316	315.000	O.K(1.87)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.20】 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	60.173	-59.176	167.529	190.000	2.784	3.211
1+2+3	75.691	-111.364	167.529	190.000	2.213	1.706
1+2+3+4	80.482	-111.004	192.658	190.000	2.394	1.712
1+2+3+4+5	94.178	-110.275	192.658	190.000	2.046	1.723
1+2+3+4+5+6	109.359	-108.500	217.788	218.500	1.992	2.014
1+2+3+4+5-6	78.998	-112.050	217.788	218.500	2.757	1.950

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 14.117 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉒ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{109.359}{217.788} \right)^2 + \left(\frac{14.117}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.252 + 0.016 = 0.269 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-111.364}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{14.117}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.344 + 0.016 = 0.360 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.21】 G2 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.209	16.200	O.K(3.11)
	크리프, 건조수축 제외시	6.574	16.200	O.K(2.46)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	141.776	315.000	O.K(2.22)
	크리프, 건조수축 제외시	123.289	315.000	O.K(2.55)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-178.114	315.000	O.K(1.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-179.203	315.000	O.K(1.75)

㉕ 거더 G2(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.22】 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	45.532	-44.778	167.529	190.000	3.679	4.243
1+2+3	59.344	-91.084	167.529	190.000	2.823	2.086
1+2+3+4	61.561	-87.896	192.658	190.000	3.130	2.162
1+2+3+4+5	69.050	-76.644	192.658	190.000	2.790	2.479
1+2+3+4+5+6	80.240	-61.561	217.788	218.500	2.714	3.549
1+2+3+4+5-6	57.861	-91.726	217.788	218.500	3.764	2.382

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 16.563 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{80.240}{217.788}\right)^2 + \left(\frac{16.563}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.136 + 0.023 = 0.158 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-91.084}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{16.563}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.230 + 0.023 = 0.252 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

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 5.2.23】 G2 2경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.072	16.200	O.K(3.19)
	크리프, 건조수축 제외시	6.782	16.200	O.K(2.38)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	107.152	315.000	O.K(2.93)
	크리프, 건조수축 제외시	97.446	315.000	O.K(3.23)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-149.592	315.000	O.K(2.10)
	크리프, 건조수축 제외시	-164.033	315.000	O.K(1.92)

㉠ 거더 G2(3경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.24】 G2 3경간 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	60.173	-59.176	167.529	190.000	2.784	3.211
1+2+3	75.691	-111.364	167.529	190.000	2.213	1.706
1+2+3+4	80.482	-111.004	192.658	190.000	2.394	1.712
1+2+3+4+5	94.178	-110.275	192.658	190.000	2.046	1.723
1+2+3+4+5+6	109.359	-108.500	217.788	218.500	1.992	2.014
1+2+3+4+5-6	78.998	-112.050	217.788	218.500	2.757	1.950

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 13.086 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{109.359}{217.788}\right)^2 + \left(\frac{13.086}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.252 + 0.014 = 0.266 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-111.364}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.086}{110.000}\right)^2$$

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

㉤ 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 5.2.25】 G2 3경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.209	16.200	O.K(3.11)
	크리프, 건조수축 제외시	6.574	16.200	O.K(2.46)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	141.776	315.000	O.K(2.22)
	크리프, 건조수축 제외시	123.289	315.000	O.K(2.55)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-178.114	315.000	O.K(1.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-179.203	315.000	O.K(1.75)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1(1경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.26】 G1 1경간 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	-85.713	75.849	190.000	190.000	2.217	2.505
1+2+3	-138.516	127.956	190.000	190.000	1.372	1.485
1+2+3+4	-142.437	121.853	190.000	190.000	1.334	1.559
1+2+3+4+5	-136.986	130.667	190.000	190.000	1.387	1.454
1+2+3+4+5+6	-125.241	147.464	218.500	218.500	1.745	1.482
1+2+3+4+5-6	-148.730	113.869	218.500	218.500	1.469	1.919

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 53.925 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-142.437}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{53.925}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.473 + 0.240 = 0.713 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{130.667}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{53.925}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.593 + 0.253 = 0.847 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.27】 G1 1경간 모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-125.931	400.000	O.K(3.17)
	크리프, 건조수축 제외시	-127.366	400.000	O.K(3.14)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-219.361	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-220.892	315.000	O.K(1.42)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	214.543	315.000	O.K(1.46)
	크리프, 건조수축 제외시	211.832	315.000	O.K(1.48)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.28】 G1 2경간 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	-85.713	75.849	190.000	190.000	2.217	2.505
1+2+3	-138.516	127.956	190.000	190.000	1.372	1.485
1+2+3+4	-142.437	121.853	190.000	190.000	1.334	1.559
1+2+3+4+5	-136.986	130.667	190.000	190.000	1.387	1.454
1+2+3+4+5+6	-125.241	147.464	218.500	218.500	1.745	1.482
1+2+3+4+5-6	-148.730	113.869	218.500	218.500	1.469	1.919

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 54.041 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-142.437}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{54.041}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.562 + 0.241 = 0.803 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{130.667}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{54.041}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.473 + 0.241 = 0.714 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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 5.2.29】 G1 2경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-125.931	400.000	O.K(3.17)
	크리프, 건조수축 제외시	-127.366	400.000	O.K(3.14)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-219.361	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-220.892	315.000	O.K(1.42)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	214.543	315.000	O.K(1.46)
	크리프, 건조수축 제외시	211.832	315.000	O.K(1.48)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.30】 G2 1경간 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	-85.641	75.785	190.000	190.000	2.219	2.507
1+2+3	-149.074	138.361	190.000	190.000	1.275	1.373
1+2+3+4	-153.625	131.275	190.000	190.000	1.237	1.447
1+2+3+4+5	-148.183	140.076	190.000	190.000	1.282	1.356
1+2+3+4+5+6	-136.460	156.849	218.500	218.500	1.601	1.393
1+2+3+4+5-6	-159.906	123.302	218.500	218.500	1.366	1.772

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 58.439 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-153.625}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.439}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.654 + 0.282 = 0.936 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{140.076}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.439}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.544 + 0.282 = 0.826 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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 5.2.31】 G2 1경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-150.121	400.000	O.K(2.66)
	크리프, 건조수축 제외시	-150.945	400.000	O.K(2.54)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-240.171	315.000	O.K(1.31)
	크리프, 건조수축 제외시	-241.062	315.000	O.K(1.30)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	233.421	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	231.706	315.000	O.K(1.35)

㉞ 거더 G2(2경간)

㉠ 휨응력

【표 5.2.32】 G2 2경간 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	-85.641	75.785	190.000	190.000	2.219	2.507
1+2+3	-149.074	138.361	190.000	190.000	1.275	1.373
1+2+3+4	-151.948	133.557	190.000	190.000	1.250	1.423
1+2+3+4+5	-149.739	137.326	190.000	190.000	1.269	1.384
1+2+3+4+5+6	-145.113	144.656	218.500	218.500	1.506	1.510
1+2+3+4+5-6	-154.366	129.995	218.500	218.500	1.415	1.681

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

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

$$= 58.596 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-151.948}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{58.596}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.640 + 0.284 = 0.923 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{138.361}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.596}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.530 + 0.284 = 0.814 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

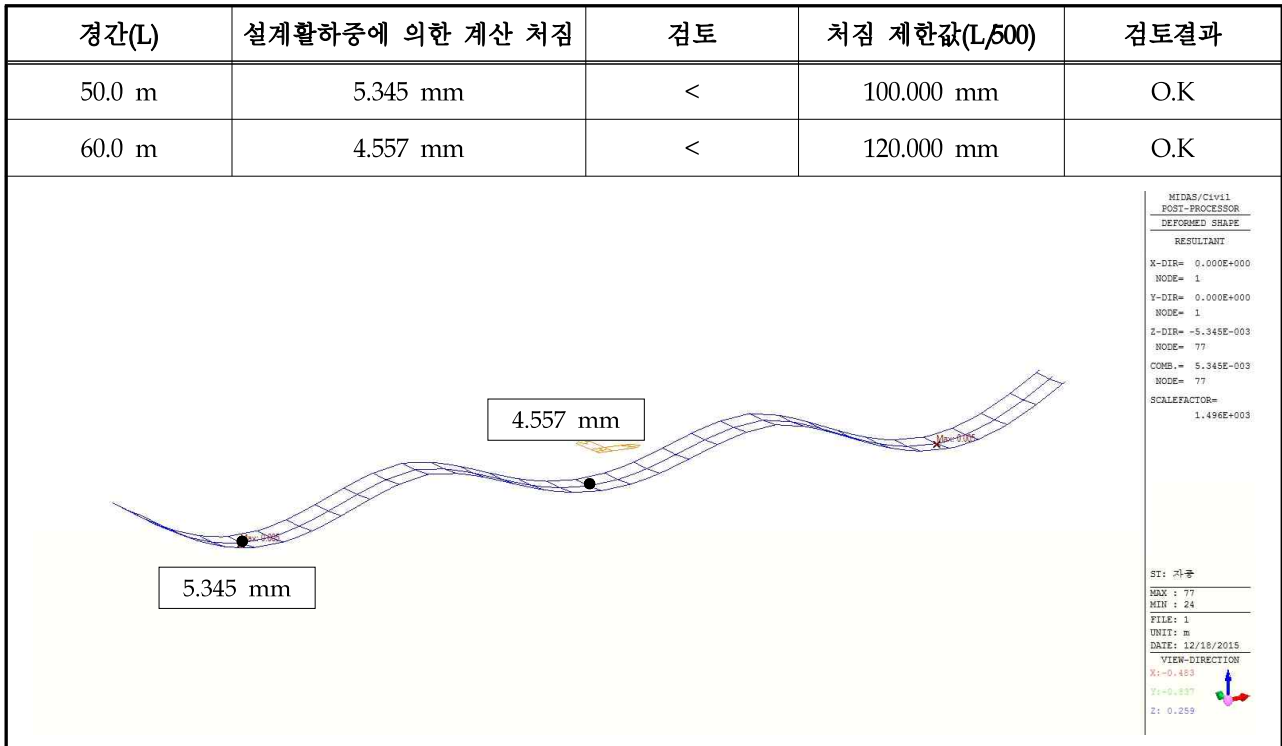
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.233】 G2 2경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-158.487	400.000	O.K(2.52)
	크리프, 건조수축 제외시	-157.851	400.000	O.K(2.53)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-234.631	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-233.965	315.000	O.K(1.34)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	221.227	315.000	O.K(1.42)
	크리프, 건조수축 제외시	222.263	315.000	O.K(1.41)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.34】 반력 집계결과(대구)

(단위 : kN)

구 분	고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH-1	1312.628	569.375	-70.802	24.697	-24.695	2051.896	1247.858
	SH-2	1383.567	788.835	-80.293	24.689	-24.690		
P1	SH-1	4420.236	600.133	-89.993	65.478	-65.481	5303.224	4361.856
	SH-2	4624.696	830.445	-100.287	65.459	-65.459		
P2	SH-1	4420.236	600.133	-89.993	65.478	-65.479	5303.224	4361.858
	SH-2	4624.696	830.445	-100.288	65.459	-65.457		
A2	SH-1	1312.628	569.375	-70.802	24.697	-24.695	2051.896	1247.860
	SH-2	1383.567	788.835	-80.293	24.689	-24.686		

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

9) 현장이음부

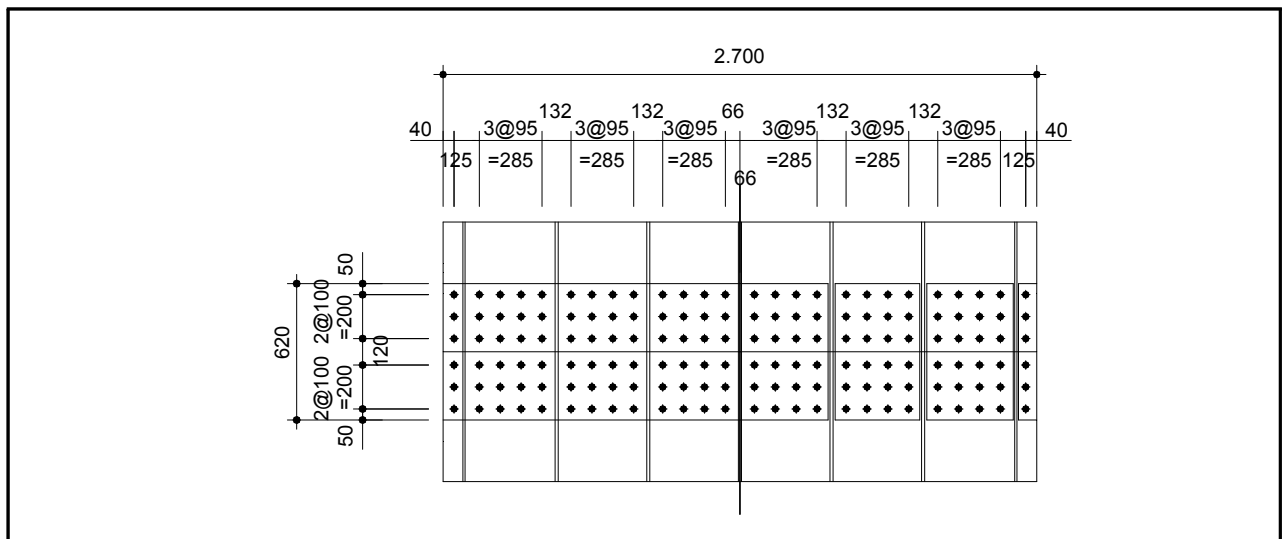
① 현장이음부 검토

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	9,441.25	2,664.36	206.428	52.708	549.399	60.17	-59.18
- 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.

$$f_s = 60.173 \text{ MPa}$$

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

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

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 41ea \Rightarrow n_t = 78ea \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 20,250.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 10.0 \times 1 = 27,000.0$$

$$A2 - 385.0 \times 10.0 \times 6 = 23,100.0$$

$$A3 - 80.0 \times 10.0 \times 2 = 1,600.0$$

$$\Sigma = 51,700.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 74.4 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,310.4 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.730 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.703 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

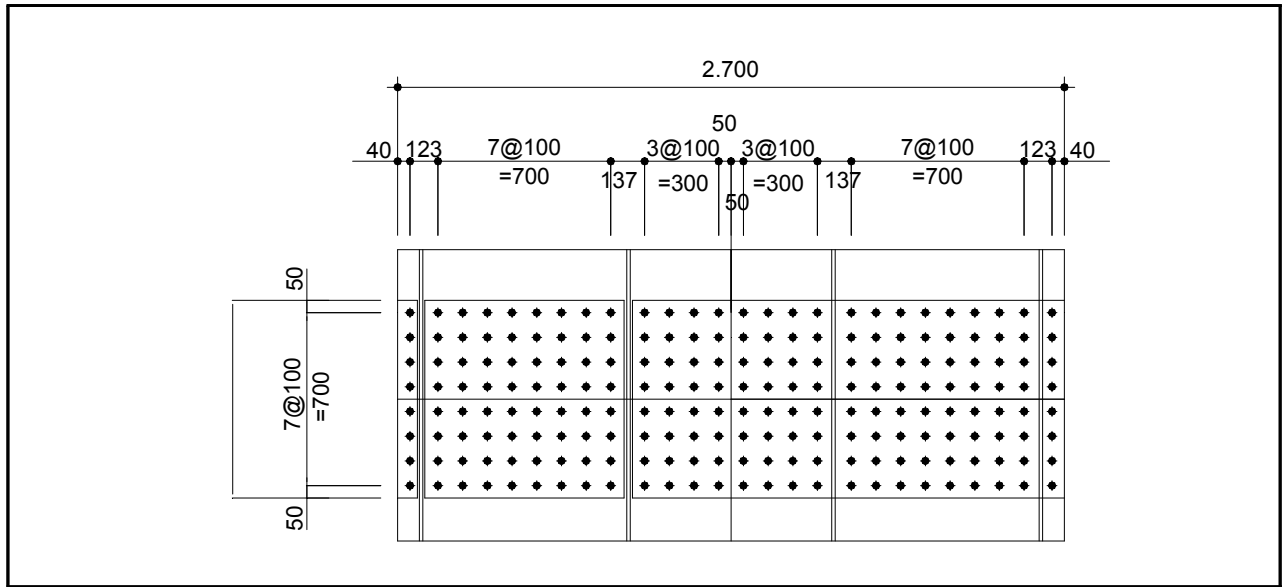
$$I_s = 2.160 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.072 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 3ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

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.

$$f_s = 59.176\text{MPa}$$

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

∴ 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})

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

$$A2 - 800.0 \times 12.0 \times 4 = 38,400.0$$

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

$$\Sigma = 72,720.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (4,193,400) \times 2 + 2\text{열} \times (3,850,000) \times 2 = 40,560,400 \text{ mm}^2$$

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,350 \text{ mm}$

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,700^2}{6} = 1,731,375 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,731,375}{40,560,400} \times 1,350 = 57.627 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = (129,568.0 + 686,748.8) / 60 \text{ EA} = 13,605.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{56,626.2^2 + 13,605.3^2} = 58,237.7 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.641 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 3.104 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 717.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 203.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.968 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 5.786 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,386.4\text{mm} \quad y_{sl} = 1,335.6\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 635.7\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,086.3\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 35.742 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 39.606 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

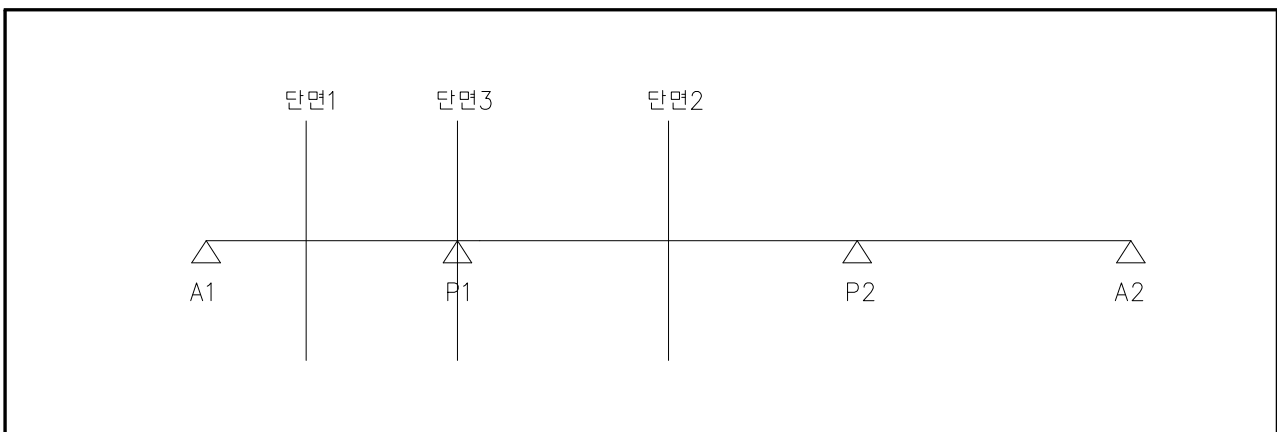
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

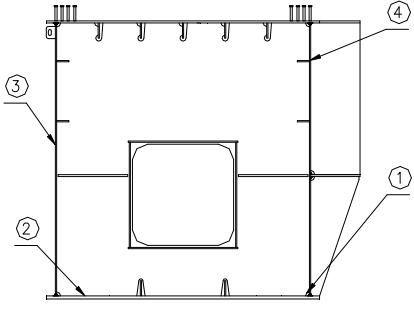
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



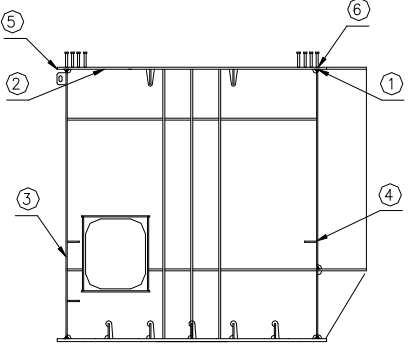
【그림 5.2.13】 피로조사 단면위치(대구)

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

<단면 1, 2>

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 3>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단피로검토)	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	7955.512	8927.212	4.072E+11	2104	41.115	46.137	B	126	203	O.K
②				2104	41.115	46.137	C	91	147	O.K
③				909	17.766	19.936	E	56	91	O.K
④				370	7.235	8.119	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	7667.45	3927.856	4.068E+11	2103	39.635	20.304	B	126	203	O.K
②				2103	39.635	20.304	C	91	147	O.K
③				908	17.111	8.766	E	56	91	O.K
④				369	6.951	3.561	E	56	91	O.K

<단면 3>

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	5519.214	10923.171	3.449E+11	1369	21.900	43.342	B	126	203	O.K
②				1369	21.900	43.342	C	91	147	O.K
③				149	2.391	4.732	E	56	91	O.K
④				391	6.251	12.371	E	56	91	O.K
⑤				1344	21.511	42.573	E	56	91	O.K
⑥				1357	21.719	42.985	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 31을 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

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)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하 중	1228.600	26	2500	65000	1369	8.888E+07	3.449E+11	8	22.6	14.0	63	OK
DL하 중	2081.452									23.7	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)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하 중	1228.6	30	2500	75000	1387	1.039E+08	3.449E+11	8	22.6	16.4	63	OK
DL하 중	2081.452									27.7	84	OK

5.2.2 부산방향

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $50.0 + 60.0 + 50.0 = 160.0\text{m}$
- ③ 교량폭원 : 12.150m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.7\text{m}$
- 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) : 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	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	0.725	2.918	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.587	0.359	
③	$0.3 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.690	0.906	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.500	0.131	
⑤	$0.42 \times 0.125 \times 25 = 1.313$	0.630	0.827	
⑥	$0.87 \times 0.2 \times 25 = 4.350$	0.435	1.892	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.87 \times 0.1 \times 25 = 1.088$	0.290	0.315	
⑧	$0.08 \times 0.42 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
계	13.735		7.511	

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m^3

아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m^3

트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN

설계속도 = 120km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96\text{ kN}$)

- 운하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.120 + 1.14 = 1.236\text{m}$$

여기서, $X = 0.120\text{m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.120} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.120 \times (1+0.300)}{1.236} = 36.484 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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)

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

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

⑤ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 35.816 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 67.767 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 52.243 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.243 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.346 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 20.685 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.120 ≤ 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 180) = (80 \times 0.120 + 180) = 214.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 214.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 67.767\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 20.685 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 56.578 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 56.578) - 2.5 \times 42.000 = 1290.634\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 56.578) = 1113.507\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1113.507\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 1113.507\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.450^2}{10} = 5.606\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.450m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.450} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.450+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.650\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.650 = 31.720\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 75.486 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 37.326 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.450 + 130) = 204.0 \text{ mm} < 300.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 75.486\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d) = 37.326 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 102.095 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 102.095) - 2.5 \times 42.0 = 670.090 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 102.095) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 617.072 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 우측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.125 \times 0.56 \times 25 = 1.750$	0.813	1.422	
②	$\frac{1}{2} \times 0.06 \times 0.56 \times 25 = 0.420$	0.730	0.307	
③	$0.185 \times 0.175 \times 25 = 0.809$	0.783	0.633	
④	$\frac{1}{2} \times 0.095 \times 0.175 \times 25 = 0.208$	0.658	0.137	
⑤	$0.28 \times 0.075 \times 25 = 0.525$	0.735	0.386	
⑥	$0.88 \times 0.2 \times 25 = 4.400$	0.440	1.936	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.88 \times 0.1 \times 25 = 1.100$	0.293	0.323	
⑧	$0.08 \times 0.595 \times 23 = 1.095$	0.298	0.326	
계	10.307		5.469	

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m^3
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m^3
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
 설계속도 = 120km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 운하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.295 + 1.14 = 1.376\text{m}$$

여기서, $X = 0.295\text{m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.295} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.295 \times (1+0.300)}{1.376} = 26.756\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

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

$$\text{작용높이 } h = 1.000 \text{ m}$$

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

④ 풍하중(방호벽)

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

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

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 64.635 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 84.142 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 43.644 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 48.797 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.613 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 33.033 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.49 > 0.25$ 인 경우)

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

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

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

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

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

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

- 설계휨강도 산정

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

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

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 84.142\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 33.033 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 90.353 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 90.353) - 2.5 \times 42.000 = 770.331\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 90.353) = 697.265\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 697.265\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 697.265\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.516으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.35】 바닥판의 단면검토 결과(대구)

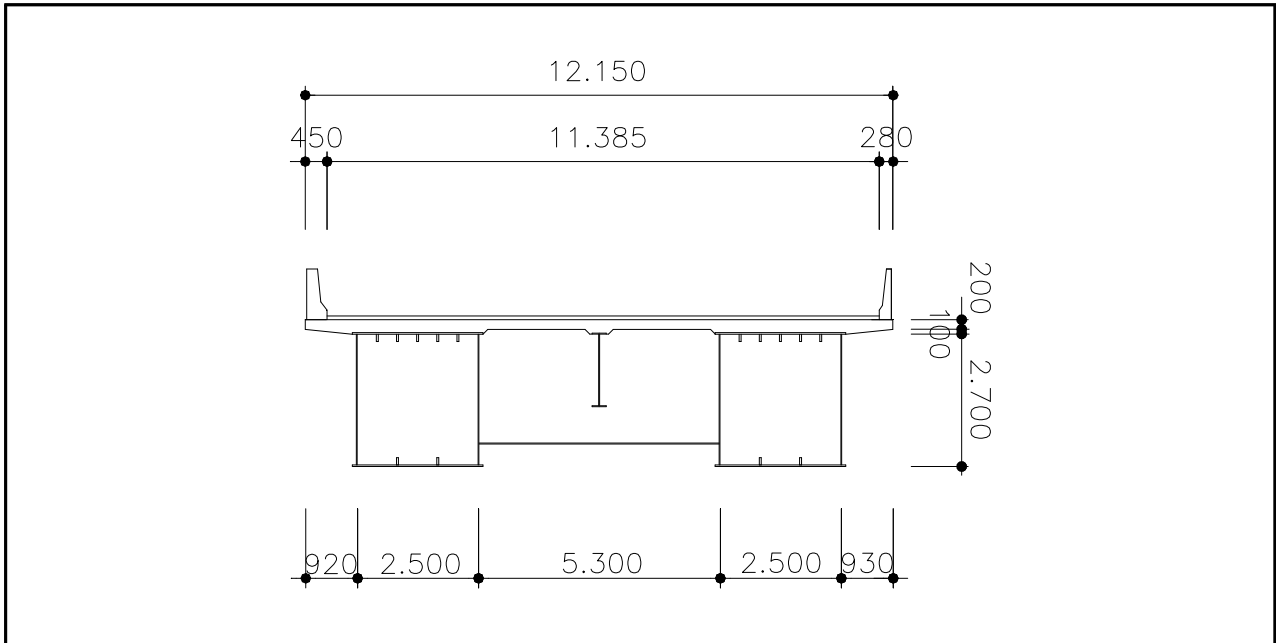
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	67.767	127.569	1.882	O.K
중앙부	75.486	127.569	1.690	O.K
우측 캔틸레버부	84.142	127.569	1.516	O.K

【표 5.2.36】 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	20.685	56.578	240.000	125.000	1113.507	O.K
중앙부	37.326	102.095	240.000	125.000	617.072	O.K
우측 캔틸레버부	33.033	90.353	240.000	125.000	697.265	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.14】 해석단면(부산)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

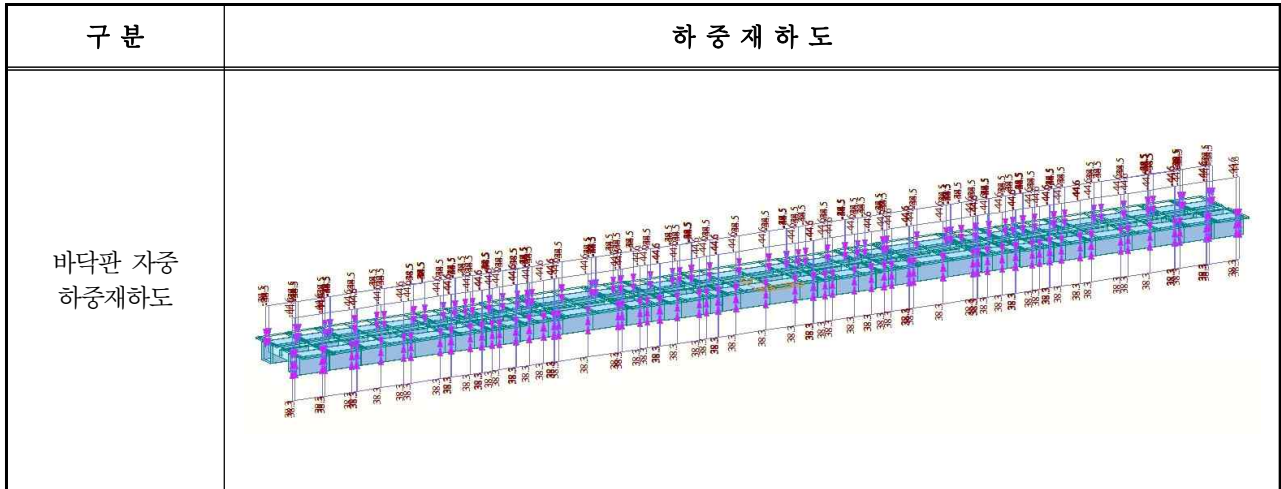
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

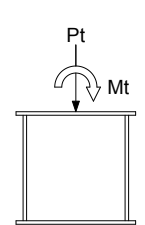
구분	거더폭 (m)	바닥판 자중		기호의 정의
		Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	44.563	38.493	
G2	2.500	44.500	-38.324	

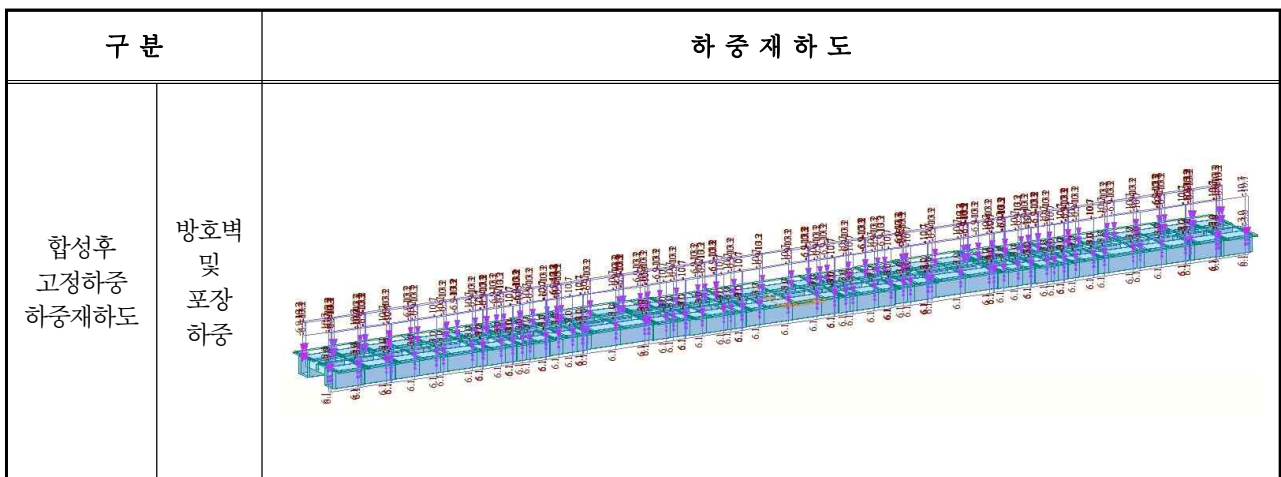


【그림 5.2.15】 하중재하도(바닥판 자중)(부산)

② 합성후 고정하중

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

구분	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	6.852	13.224	10.286	-	2.969	6.051	
G2	-	-	10.663	-	-2.969	-6.051	



【그림 5.2.16】 하중재하도(합성후 고정하중)(부산)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.150m																											
지간장(L)	• 50.000+60.000+50.000 = 160.0m																											
충격계수(i)	• 1, 3경간 : 15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 적용 • 2경간 : 15 / (40+60.0) = 0.150 < 0.3 ∴ i = 0.150 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><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th></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 도로 교설계기준(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 5.2.37】 등가경간장 및 적용식(부산)

구분	유효폭의 변화상태	등가경간장	적용식
연속 거더		λ_{L1} (경간중앙부) $I = 0.8L_1$	①
		λ_{L2} (경간중앙부) $I = 0.6L_2$	①
		λ_{S1} (중간지점) $I = 0.2(L_1 + L_2)$	②
		λ_{S2} (중간지점) $I = 0.2(L_2 + L_3)$	②
		변화구간은 직선보간 적용.	

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

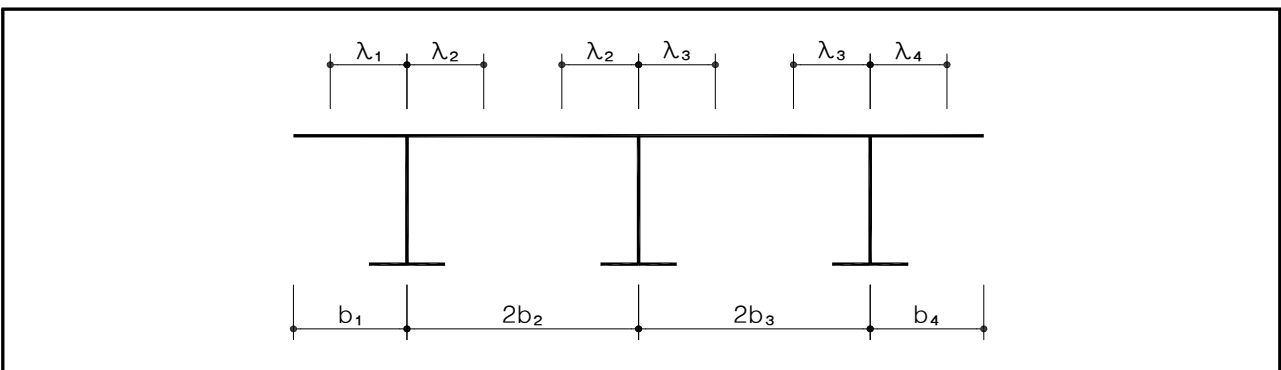
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

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)

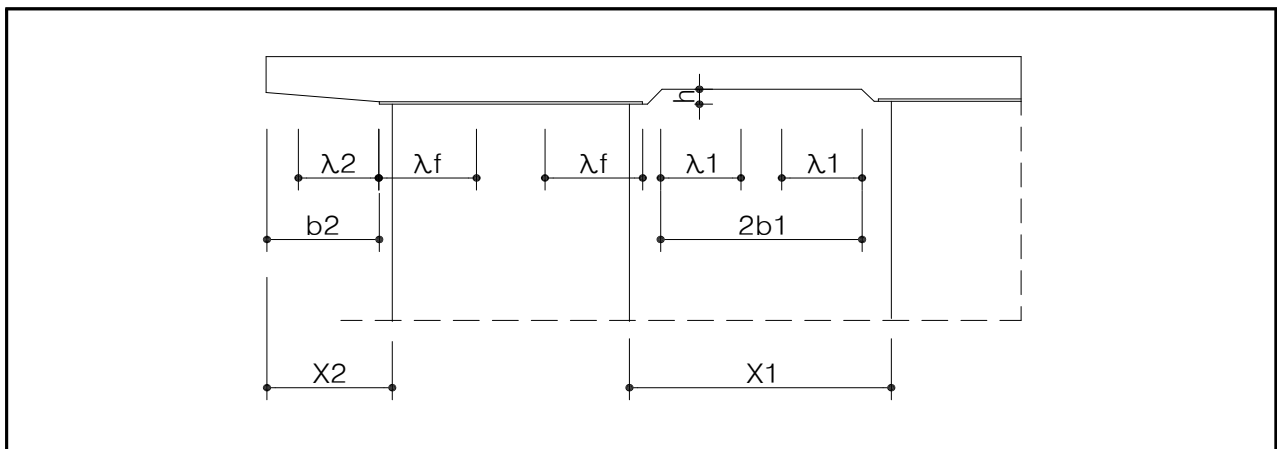
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1, 3 경간중양부	40.000	M	
1, 2 경간지점부	22.000	M	
2 경간중양부	36.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.18】 바닥판의 유효폭(부산)

㉕ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.38】 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	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1, 3 경간중양부	40.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	6.015	0.991
1, 2 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.070	5.170	0.852
2 경간중양부	36.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	5.982	0.986

【표 5.2.39】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(대구)

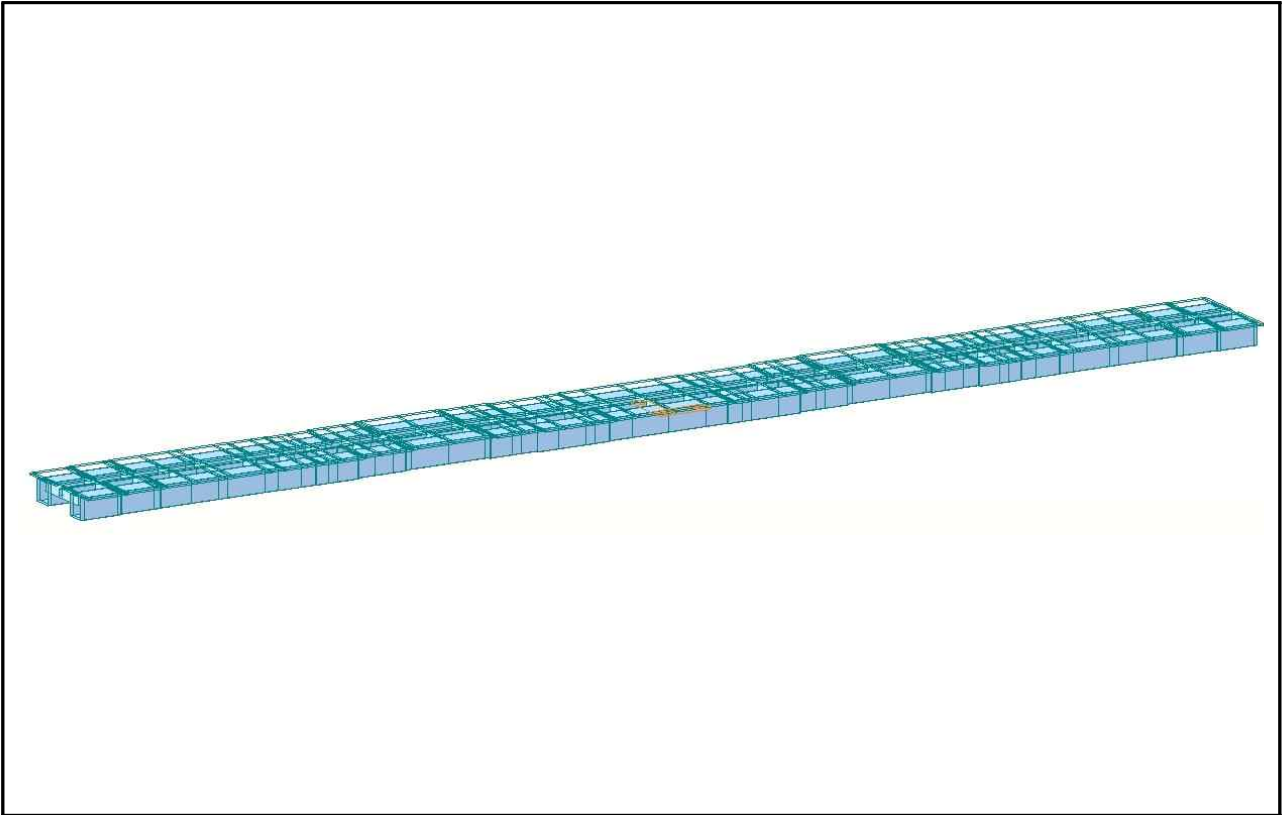
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1, 3 경간중앙부	40.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	6.025	0.991
1, 2 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.080	5.178	0.852
2 경간중앙부	36.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	5.992	0.986

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.

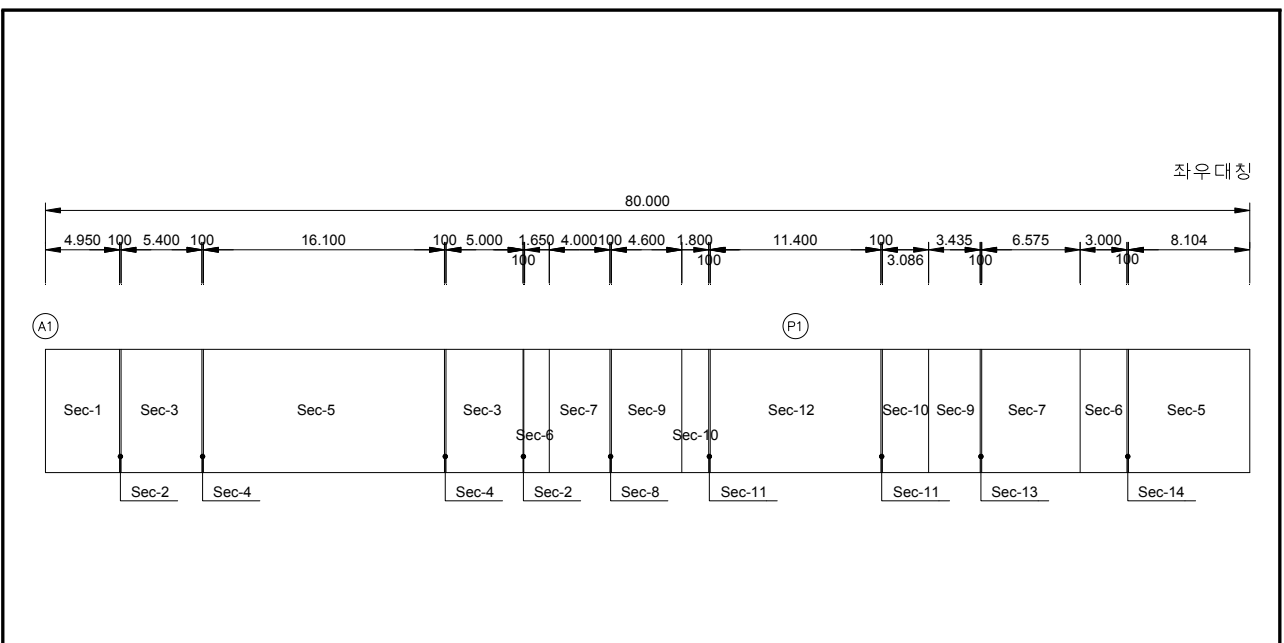
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.19】 해석모델링(부산)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.20】 거더 단면위치(부산)

【표 5.2.40】 G1 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산)

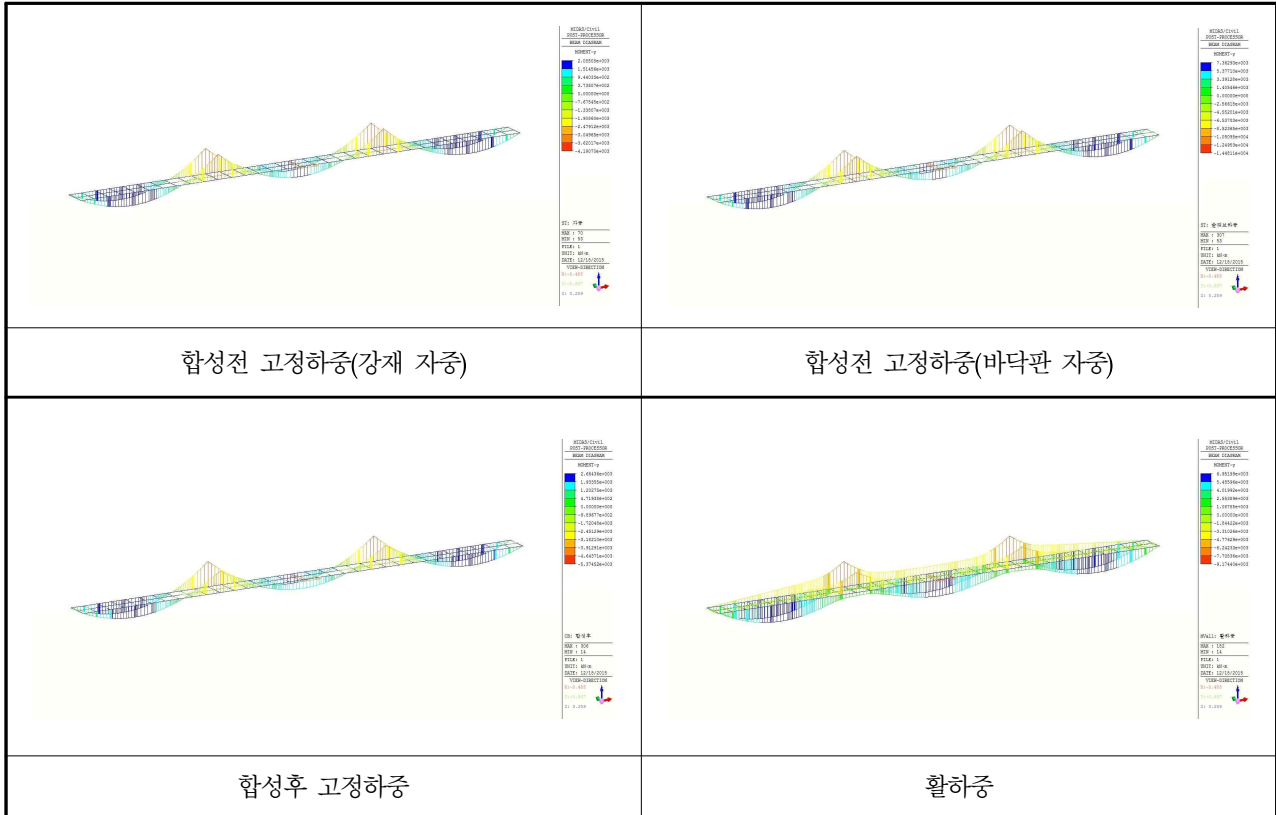
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1214000	318899689798	600964574983	239297957770	
단면 - 2	합성전	146400	185290553663	141591110400	210329723076	
	합성후	298150	368039680904	607525574983	263997472992	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303550	370137587051	610806074983	265594526573	
단면 - 4	합성전	157200	205392997793	148152110400	227097231765	
	합성후	308950	393720016748	614086574983	274527478915	
단면 - 5	합성전	162600	215959200576	151432610400	235831191268	
	합성후	314350	396007946445	617367074983	276081218613	
단면 - 6	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	343899864413	604245074983	253099333449	
단면 - 7	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	296950	361236145279	604245074983	253099333449	
단면 - 8	합성전	166800	214853368435	151432610400	224350614766	
	합성후	318550	450693526490	617367074983	286293498446	
단면 - 9	합성전	183000	251899703693	161274110400	253487440149	
	합성후	334750	459694904945	627208574983	291412096999	
단면 - 10	합성전	178800	243990827740	161274110400	253487440149	
	합성후	330550	457949472938	627208574983	291412096999	
단면 - 11	합성전	205800	295621770500	177676610400	276832165900	
	합성후	357550	471739540287	643611074983	297686548495	
단면 - 12	합성전	232800	346295392873	194079110400	295803798292	
	합성후	384550	578153955003	660013574983	319643318070	
단면 - 13	합성전	166800	214853368435	151432610400	224350614766	
	합성후	318550	450693526490	617367074983	286293498446	
단면 - 14	합성전	151800	194106849382	144871610400	215931137654	
	합성후	303550	391365097317	610806074983	272829431092	
부부재	가로보-지점	25200	7490145600	54216000	1209600	
	가로보-일반	21000	6232700000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

【표 5.2.41】 G2 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1216000	319019173117	603271177067	239297957770	
단면 - 2	합성전	146400	185290553663	141591110400	210329723076	
	합성후	298400	368187815043	609832177067	263997472992	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303800	370281462411	613112677067	265594526573	
단면 - 4	합성전	157200	205392997793	148152110400	227097231765	
	합성후	309200	393878164649	616393177067	274527478915	
단면 - 5	합성전	162600	215959200576	151432610400	235831191268	
	합성후	314600	396161656513	619673677067	276081218613	
단면 - 6	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	344033543739	606551677067	253099333449	
단면 - 7	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	297200	361380576966	606551677067	253099333449	
단면 - 8	합성전	166800	214853368435	151432610400	224350614766	
	합성후	318800	450897209499	619673677067	286293498446	
단면 - 9	합성전	183000	251899703693	161274110400	253487440149	
	합성후	335000	459882288006	629515177067	291412096999	
단면 - 10	합성전	178800	243990827740	161274110400	253487440149	
	합성후	330800	458140376983	629515177067	291412096999	
단면 - 11	합성전	205800	295621770500	177676610400	276832165900	
	합성후	357800	471906780154	645917677067	297686548495	
단면 - 12	합성전	232800	346295392873	194079110400	295803798292	
	합성후	384800	578385374820	662320177067	319643318070	
단면 - 13	합성전	166800	214853368435	151432610400	224350614766	
	합성후	318800	450897209499	619673677067	286293498446	
단면 - 14	합성전	151800	194106849382	144871610400	215931137654	
	합성후	303800	391527893490	613112677067	272829431092	
부부재	가로보-지점	25200	7490145600	54216000	1209600	
	가로보-일반	21000	6232700000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

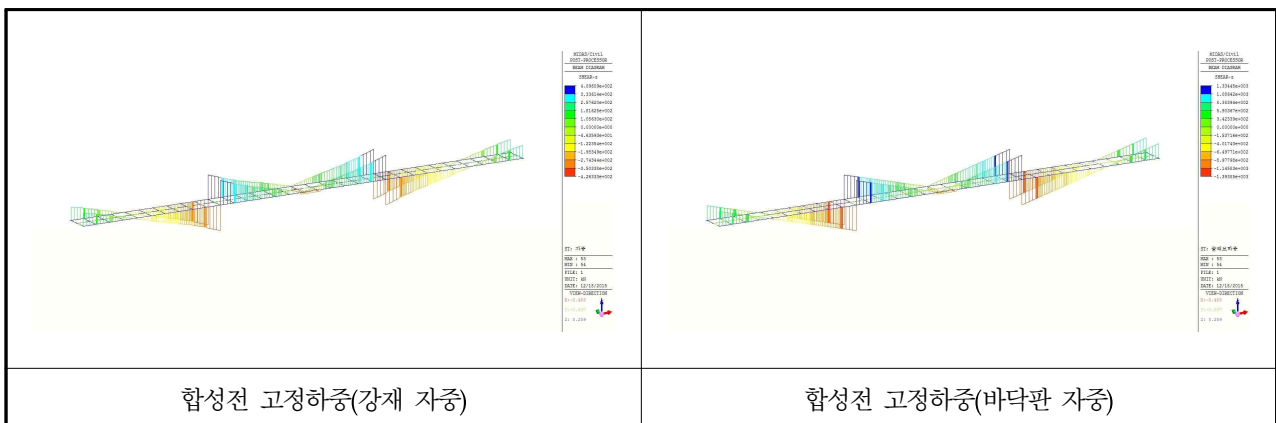
5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

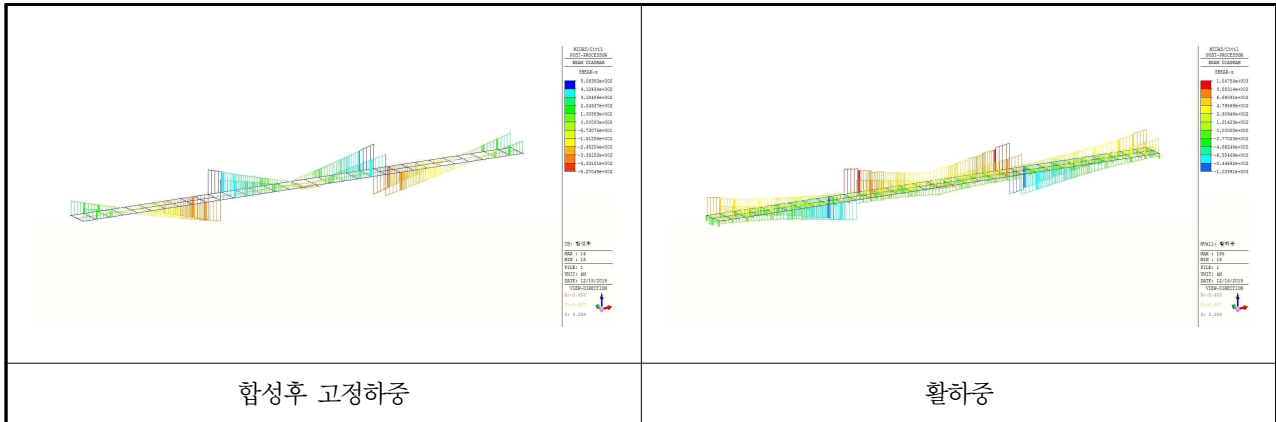


【그림 5.2.21】 휨모멘트도(부산)

㉡ 전단력



【그림 5.2.22】 전단력도(부산)



【그림 5.2.22】 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 5.2.42】 영향계수 k 값 산출 결과(부산)

구 분	k값	
	구 분	k값
G1	S1	0.650
	P1	-0.189
	S2	-0.189
	P2	-0.189
	S3	0.650
G2	S1	0.650
	P1	-0.189
	S2	-0.189
	P2	-0.189
	S3	0.650

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 5.2.43】 1경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G2	휨모멘트 (kN · m)	9,441.251	2,664.361	6,951.992	481.622	19,539.226
	전단력 (kN)	206.257	59.938	407.405	24.650	698.25
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.657	24.329	525.687	0.040	549.399
G2	휨모멘트 (kN · m)	9,448.010	2,421.048	6,114.781	481.816	18,465.655
	전단력 (kN)	206.428	52.708	347.844	24.660	631.64
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.139	24.065	539.063	0.032	563.299

【표 5.2.44】 2경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	7,144.076	2,007.389	6,591.493	359.127	16,102.085
	전단력 (kN)	285.934	81.050	419.181	40.709	826.874
	비틀림모멘트 (kN · m)	2.092	17.890	564.621	40.709	625.312
G2	휨모멘트 (kN · m)	7,152.744	1,818.229	5,892.138	359.389	15,222.5
	전단력 (kN)	286.120	72.668	371.437	40.721	770.946
	비틀림모멘트 (kN · m)	2.595	17.786	524.378	40.721	585.48

【표 5.2.45】 3경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	9,441.251	2,664.361	6,951.992	481.622	19,539.226
	전단력 (kN)	206.257	59.938	407.405	24.650	698.25
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.657	-24.329	403.562	0.040	379.93
G2	휨모멘트 (kN · m)	9,448.010	2,421.048	6,114.781	481.816	18,465.655
	전단력 (kN)	206.428	52.708	347.844	24.660	631.64
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.139	-24.065	489.756	0.032	465.584

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.46】 지점부 1경간 부모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-18,656.081	-5,374.521	-9,174.397	-1,221.716	-34,426.715
	전단력 (kN)	-1,818.460	-527.049	-1,033.915	-40.715	-3,420.139
	비틀림모멘트 (kN · m)	-6.678	-24.440	-903.757	-0.075	-934.95
G2	휨모멘트 (kN · m)	-18,671.816	-4,626.299	-7,287.531	-1,222.052	-31,807.698
	전단력 (kN)	-1,820.187	-435.476	-802.682	-40.742	-3,099.087
	비틀림모멘트 (kN · m)	-7.564	-20.440	-979.651	-0.046	-1,007.701

【표 5.2.47】 지점부 2경간 부모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-18,656.081	-5,374.521	-9,174.397	-1,221.716	-34,426.715
	전단력 (kN)	-1,818.460	-527.049	-1,033.915	-40.715	-3,420.139
	비틀림모멘트 (kN · m)	-7.453	-20.037	-933.290	-0.075	-960.855
G2	휨모멘트 (kN · m)	-18,671.816	-4,626.299	-7,287.531	-1,222.052	-31,807.698
	전단력 (kN)	-1,820.187	-435.476	-802.682	-40.742	-3,099.087
	비틀림모멘트 (kN · m)	-7.358	-24.987	-994.471	-0.046	-1,026.862

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 5.2.48】 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	60.173	-59.176	167.529	190.000	2.784	3.211
1+2+3	75.691	-111.364	167.529	190.000	2.213	1.706
1+2+3+4	80.482	-111.004	192.658	190.000	2.394	1.712
1+2+3+4+5	94.178	-110.275	192.658	190.000	2.046	1.723
1+2+3+4+5+6	109.359	-108.500	217.788	218.500	1.992	2.014
1+2+3+4+5-6	78.998	-112.050	217.788	218.500	2.757	1.950

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

b) 전단 및 비틀림

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

$$= 14.117 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

c) 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{109.359}{217.788} \right)^2 + \left(\frac{14.117}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.252 + 0.016 = 0.269 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-111.364}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{14.117}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.344 + 0.016 = 0.360 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.49】 G1 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산방향)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.209	16.200	O.K(3.11)
	크리프, 건조수축 제외시	6.574	16.200	O.K(2.46)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	141.776	315.000	O.K(2.22)
	크리프, 건조수축 제외시	123.289	315.000	O.K(2.55)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-178.114	315.000	O.K(1.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-179.203	315.000	O.K(1.75)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.50】 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	45.532	-44.778	167.529	190.000	3.679	4.243
1+2+3	59.344	-91.084	167.529	190.000	2.823	2.086
1+2+3+4	61.561	-87.896	192.658	190.000	3.130	2.162
1+2+3+4+5	69.050	-76.644	192.658	190.000	2.790	2.479
1+2+3+4+5+6	80.240	-61.561	217.788	218.500	2.714	3.549
1+2+3+4+5-6	57.861	-91.726	217.788	218.500	3.764	2.382

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 16.563 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{80.240}{217.788}\right)^2 + \left(\frac{16.563}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.136 + 0.023 = 0.158 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-91.084}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{16.563}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.230 + 0.023 = 0.252 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

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 5.251】 G1 2경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.072	16.200	O.K(3.19)
	크리프, 건조수축 제외시	6.782	16.200	O.K(2.38)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	107.152	315.000	O.K(2.93)
	크리프, 건조수축 제외시	97.446	315.000	O.K(3.23)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-149.592	315.000	O.K(2.10)
	크리프, 건조수축 제외시	-164.033	315.000	O.K(1.92)

㉔ 거더 G1(3경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.52】 G1 3경간 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	60.173	-59.176	167.529	190.000	2.784	3.211
1+2+3	75.691	-111.364	167.529	190.000	2.213	1.706
1+2+3+4	80.482	-111.004	192.658	190.000	2.394	1.712
1+2+3+4+5	94.178	-110.275	192.658	190.000	2.046	1.723
1+2+3+4+5+6	109.359	-108.500	217.788	218.500	1.992	2.014
1+2+3+4+5-6	78.998	-112.050	217.788	218.500	2.757	1.950

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 13.086 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{109.359}{217.788} \right)^2 + \left(\frac{13.086}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.252 + 0.014 = 0.266 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-111.364}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{13.086}{110.000} \right)^2$$

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

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 5.2.53】 G1 3경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.209	16.200	O.K(3.11)
	크리프, 건조수축 제외시	6.574	16.200	O.K(2.46)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	141.776	315.000	O.K(2.22)
	크리프, 건조수축 제외시	123.289	315.000	O.K(2.55)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-178.114	315.000	O.K(1.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-179.203	315.000	O.K(1.75)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.54】 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	60.216	-59.219	167.529	190.000	2.782	3.208
1+2+3	74.074	-105.823	167.529	190.000	2.262	1.795
1+2+3+4	78.428	-105.496	192.658	190.000	2.457	1.801
1+2+3+4+5	92.124	-104.767	192.658	190.000	2.091	1.814
1+2+3+4+5+6	107.304	-102.992	217.788	218.500	2.030	2.122
1+2+3+4+5-6	76.943	-106.542	217.788	218.500	2.831	2.051

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 13.173 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{107.304}{217.788}\right)^2 + \left(\frac{13.173}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.243 + 0.014 = 0.257 < 1.2 \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-105.823}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.173}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.310 + 0.014 = 0.325 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.55】 G2 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.655	16.200	O.K(3.48)
	크리프, 건조수축 제외시	5.982	16.200	O.K(2.70)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	138.143	315.000	O.K(2.28)
	크리프, 건조수축 제외시	120.093	315.000	O.K(2.62)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-167.266	315.000	O.K(1.88)
	크리프, 건조수축 제외시	-168.322	315.000	O.K(1.87)

㉕ 거더 G2(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.56】 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	45.587	-44.832	167.529	190.000	3.675	4.238
1+2+3	58.030	-86.547	167.529	190.000	2.887	2.195
1+2+3+4	60.038	-83.659	192.658	190.000	3.209	2.271
1+2+3+4+5	67.527	-72.407	192.658	190.000	2.853	2.624
1+2+3+4+5+6	78.716	-57.324	217.788	218.500	2.767	3.812
1+2+3+4+5-6	56.338	-87.490	217.788	218.500	3.866	2.497

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 15.458 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{78.716}{217.788}\right)^2 + \left(\frac{15.458}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.131 + 0.020 = 0.150 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-86.547}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.458}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.207 + 0.020 = 0.227 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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 5.2.57】 G2 2경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.622	16.200	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	6.292	16.200	O.K(2.57)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	104.319	315.000	O.K(301)
	크리프, 건조수축 제외시	94.821	315.000	O.K(3.32)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-140.922	315.000	O.K(2.23)
	크리프, 건조수축 제외시	-155.063	315.000	O.K(2.03)

㉠ 거더 G2(3경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.58】 G2 3경간 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	60.216	-59.219	167.529	190.000	2.782	3.208
1+2+3	74.054	-105.818	167.529	190.000	2.262	1.796
1+2+3+4	78.406	-105.491	192.658	190.000	2.457	1.801
1+2+3+4+5	92.115	-104.760	192.658	190.000	2.091	1.814
1+2+3+4+5+6	107.304	-102.983	217.788	218.500	2.030	2.122
1+2+3+4+5-6	76.926	-106.538	217.788	218.500	2.831	2.051

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 12.579 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{107.304}{217.788}\right)^2 + \left(\frac{12.579}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.243 + 0.013 = 0.256 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-105.818}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.579}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.310 + 0.013 = 0.323 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉤ 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 5.2.59】 G2 3경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.649	16.200	O.K(3.48)
	크리프, 건조수축 제외시	5.975	16.200	O.K(2.71)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	138.125	315.000	O.K(2.28)
	크리프, 건조수축 제외시	120.064	315.000	O.K(2.62)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-167.258	315.000	O.K(1.88)
	크리프, 건조수축 제외시	-168.316	315.000	O.K(1.87)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1(1경간)

a) 휨응력

【표 5.2.60】 G1 1경간 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	-85.641	75.785	190.000	190.000	2.219	2.507
1+2+3	-149.074	138.361	190.000	190.000	1.275	1.373
1+2+3+4	-153.625	131.275	190.000	190.000	1.237	1.447
1+2+3+4+5	-148.183	140.076	190.000	190.000	1.282	1.356
1+2+3+4+5+6	-136.460	156.849	218.500	218.500	1.601	1.393
1+2+3+4+5-6	-159.906	123.302	218.500	218.500	1.366	1.772

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

b) 전단 및 비틀림

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

$$= 58.439 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

c) 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-153.625}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{58.439}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.654 + 0.282 = 0.936 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{140.076}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.439}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.544 + 0.282 = 0.826 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.61】 G1경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-150.121	400.000	O.K(2.66)
	크리프, 건조수축 제외시	-150.945	400.000	O.K(2.54)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-240.171	315.000	O.K(1.31)
	크리프, 건조수축 제외시	-241.062	315.000	O.K(1.30)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	233.421	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	231.706	315.000	O.K(1.35)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.62】 G1 2경간 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	-85.641	75.785	190.000	190.000	2.219	2.507
1+2+3	-149.074	138.361	190.000	190.000	1.275	1.373
1+2+3+4	-151.948	133.557	190.000	190.000	1.250	1.423
1+2+3+4+5	-149.739	137.326	190.000	190.000	1.269	1.384
1+2+3+4+5+6	-145.113	144.656	218.500	218.500	1.506	1.510
1+2+3+4+5-6	-154.366	129.995	218.500	218.500	1.415	1.681

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 58.596 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-151.948}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.596}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.640 + 0.284 = 0.923 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{138.361}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.596}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.530 + 0.284 = 0.814 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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 5.2.63】 G1 2경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-158.487	400.000	O.K(2.52)
	크리프, 건조수축 제외시	-157.851	400.000	O.K(2.53)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-234.631	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-233.965	315.000	O.K(1.34)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	221.227	315.000	O.K(1.42)
	크리프, 건조수축 제외시	222.263	315.000	O.K(1.41)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.64】 G2 1경간 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	-85.713	75.849	190.000	190.000	2.217	2.505
1+2+3	-138.516	127.956	190.000	190.000	1.372	1.485
1+2+3+4	-142.437	121.853	190.000	190.000	1.334	1.559
1+2+3+4+5	-136.986	130.667	190.000	190.000	1.387	1.454
1+2+3+4+5+6	-125.241	147.464	218.500	218.500	1.745	1.482
1+2+3+4+5-6	-148.730	113.869	218.500	218.500	1.469	1.919

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 53.925 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉒ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-142.437}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{53.925}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.473 + 0.240 = 0.713 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{130.667}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{53.925}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.593 + 0.253 = 0.847 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉓ 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 5.2.65】 G2 1경간 모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-125.931	400.000	O.K(3.17)
	크리프, 건조수축 제외시	-127.366	400.000	O.K(3.14)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-219.361	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-220.892	315.000	O.K(1.42)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	214.543	315.000	O.K(1.46)
	크리프, 건조수축 제외시	211.832	315.000	O.K(1.48)

㉔ 거더 G2(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.66】 G2 2경간 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	-85.713	75.849	190.000	190.000	2.217	2.505
1+2+3	-138.516	127.956	190.000	190.000	1.372	1.485
1+2+3+4	-142.437	121.853	190.000	190.000	1.334	1.559
1+2+3+4+5	-136.986	130.667	190.000	190.000	1.387	1.454
1+2+3+4+5+6	-125.241	147.464	218.500	218.500	1.745	1.482
1+2+3+4+5-6	-148.730	113.869	218.500	218.500	1.469	1.919

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 54.041 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-142.437}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{54.041}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.562 + 0.241 = 0.803 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{130.667}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{54.041}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.473 + 0.241 = 0.714 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

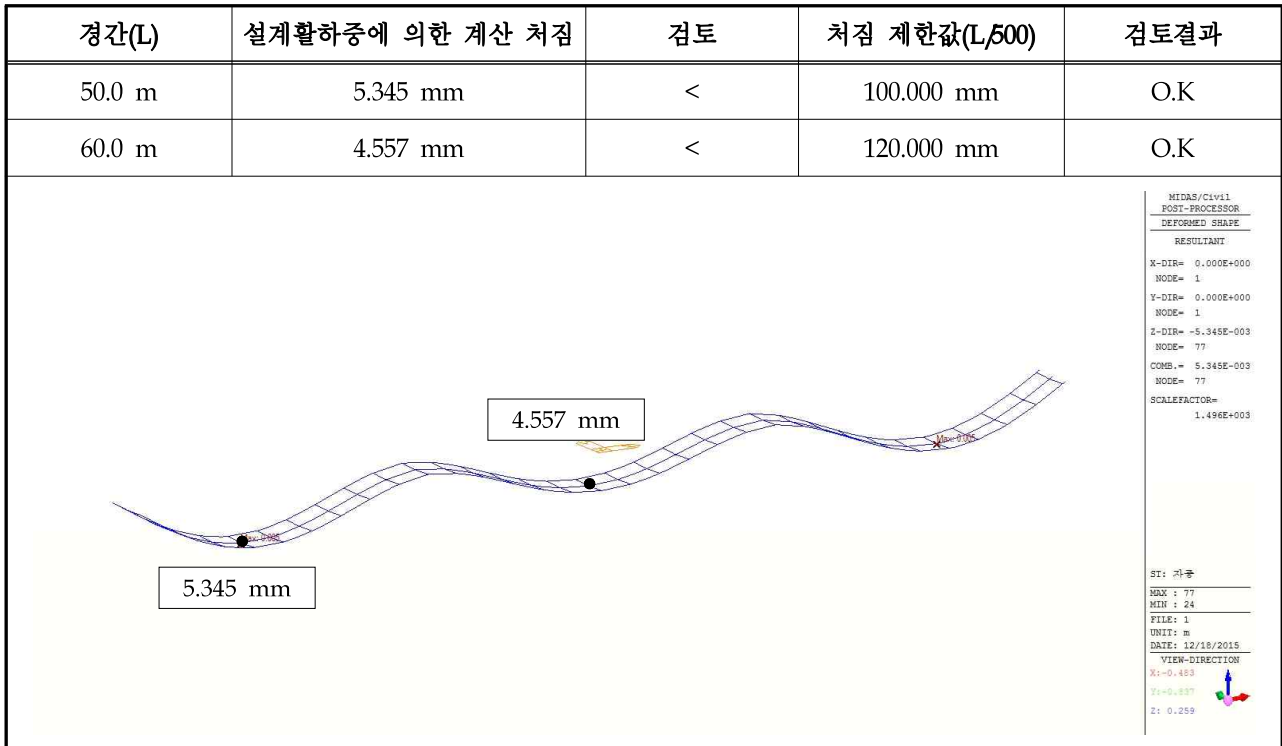
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.67】 G2 2경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-125.931	400.000	O.K(3.17)
	크리프, 건조수축 제외시	-127.366	400.000	O.K(3.14)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-219.361	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-220.892	315.000	O.K(1.42)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	214.543	315.000	O.K(1.46)
	크리프, 건조수축 제외시	211.832	315.000	O.K(1.48)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.68】 반력 집계결과(대구)

(단위 : kN)

구 분	고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH-1	1312.628	1383.567	788.835	-80.293	24.689	-24.695	1247.858
	SH-2	1383.567	1312.628	569.375	-70.802	24.697		
P1	SH-1	4420.236	4420.236	600.133	-89.993	65.478	-65.459	4361.856
	SH-2	4624.696	4624.696	830.445	-100.287	65.459		
P2	SH-1	4420.236	4420.236	600.133	-89.993	65.478	-65.479	4361.858
	SH-2	4624.696	830.445	-100.288	65.459	-65.457		
A2	SH-1	1312.628	569.375	-70.802	24.697	-24.695	2051.896	1247.860
	SH-2	1383.567	788.835	-80.293	24.689	-24.686		

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

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

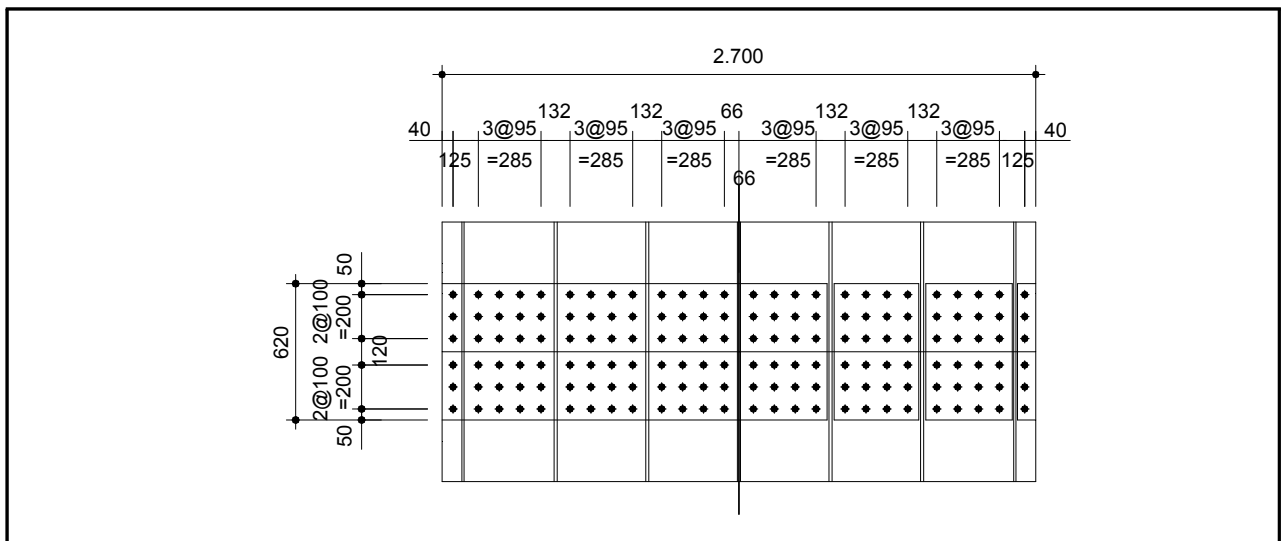
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G1-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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	9,441.25	2,664.36	206.428	52.708	549.399	60.17	-59.18

• 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(대구)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 60.173 \text{ MPa}$$

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

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

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 41ea \Rightarrow n_t = 78ea \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 20,250.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 10.0 \times 1 = 27,000.0$$

$$A2 - 385.0 \times 10.0 \times 6 = 23,100.0$$

$$A3 - 80.0 \times 10.0 \times 2 = 1,600.0$$

$$\Sigma = 51,700.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 74.4 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,310.4 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.730 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.703 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

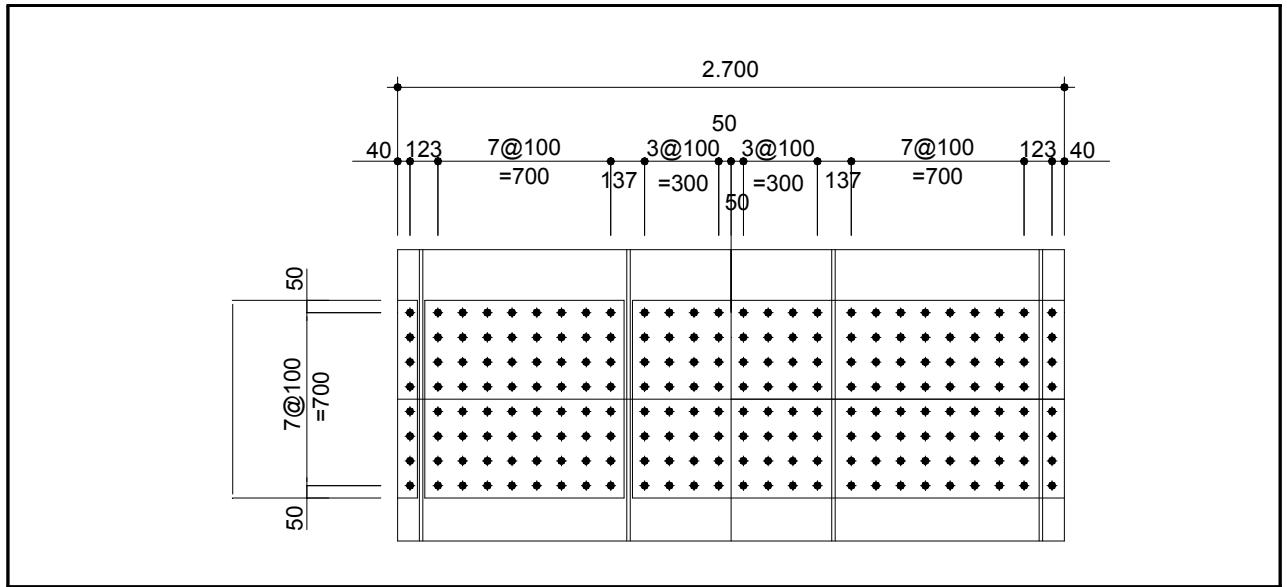
$$I_s = 2.160 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.072 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 3ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.24】 인장부 플랜지 이음(대구)

㉕ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 59.176 \text{ MPa}$$

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

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

㉖ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 12mm, 모재길이 = 2,700mm

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

㉗ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

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

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

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

$$A2 - 800.0 \times 12.0 \times 4 = 38,400.0$$

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

$$\Sigma = 72,720.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 111.2 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,295.6 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.308 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 6.740 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

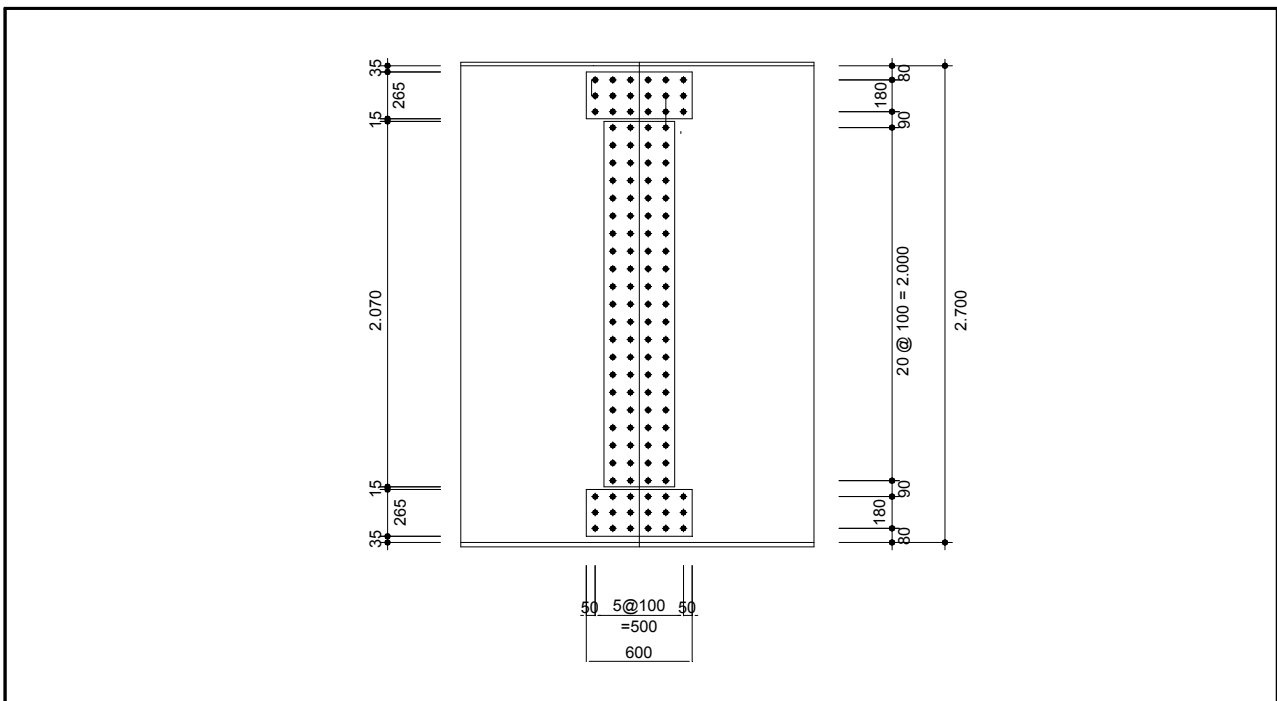
$$I_s = 2.160 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면1차모멘트})$$

$$I_v = 4.072 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

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

(㉕) Web 연결부의 계산



【그림 5.2.25】 Web 이음(대구)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (4,193,400) \times 2 + 2\text{열} \times (3,850,000) \times 2 = 40,560,400 \text{ mm}^2$$

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,350 \text{ mm}$

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,700^2}{6} = 1,731,375 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,731,375}{40,560,400} \times 1,350 = 57.627 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = (129,568.0 + 686,748.8) / 60 \text{ EA} = 13,605.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{56,626.2^2 + 13,605.3^2} = 58,237.7 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.641 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 3.104 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 717.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 203.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.968 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 5.786 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,386.4\text{mm} \quad y_{sl} = 1,335.6\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 635.7\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,086.3\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 35.742 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 39.606 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

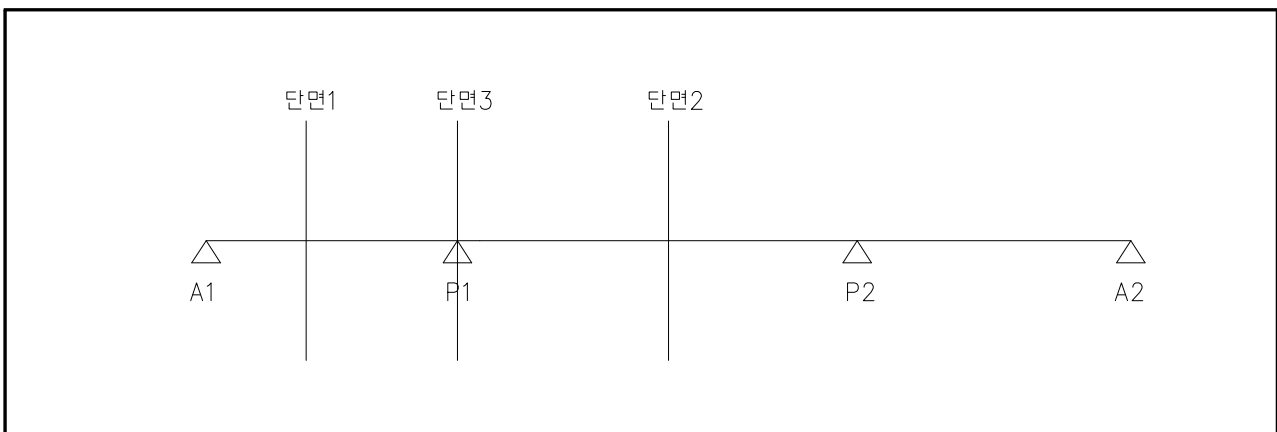
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

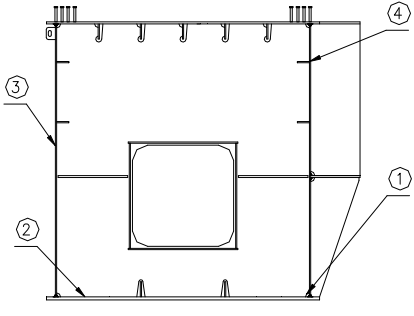
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



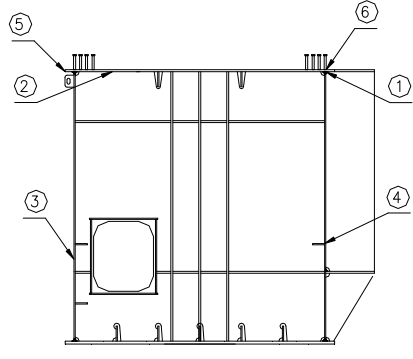
【그림 5.2.26】 피로조사 단면위치(대구)

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

<단면 1, 2>

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 끝 부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	

<단면 3>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단피로검 토)	63	84	
②	인장측 플랜지와 다이아 프램의 필렛 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝 부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	
⑤	인장측 플랜지에 부착된 가로보 거셋판 용접 끝 부분	E	56	91	
⑥	스티드에 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	7955.512	8927.212	4.072E+11	2104	41.115	46.137	B	126	203	O.K
②				2104	41.115	46.137	C	91	147	O.K
③				909	17.766	19.936	E	56	91	O.K
④				370	7.235	8.119	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	7667.45	3927.856	4.068E+11	2103	39.635	20.304	B	126	203	O.K
②				2103	39.635	20.304	C	91	147	O.K
③				908	17.111	8.766	E	56	91	O.K
④				369	6.951	3.561	E	56	91	O.K

<단면 3>

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	5519.214	10923.171	3.449E+11	1369	21.900	43.342	B	126	203	O.K
②				1369	21.900	43.342	C	91	147	O.K
③				149	2.391	4.732	E	56	91	O.K
④				391	6.251	12.371	E	56	91	O.K
⑤				1344	21.511	42.573	E	56	91	O.K
⑥				1357	21.719	42.985	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 31을 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($\text{mm} = 4 E A \times s / \sqrt{2}$)

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	1228.600	26	2500	65000	1369	8.888E+07	3.449E+11	8	22.6	14.0	63	OK
DL하중	2081.452									23.7	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	1228.6	30	2500	75000	1387	1.039E+08	3.449E+11	8	22.6	16.4	63	OK
DL하중	2081.452									27.7	84	OK

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	5.469	26.756	84.142	$\frac{127.569-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 26.756}$	2.094	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.606	31.720	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 5.606}{2.15 \times 31.720}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상

나 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	60.173	4.094	11.424	190	$\frac{190-(60.173+4.094)}{11.424}$	11.006	DB24 이상
		하부 플랜지	-59.176	-13.770	-38.418	-190	$\frac{-190-(-59.176-13.770)}{-38.418}$	3.047	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	45.532	3.095	10.717	190	$\frac{190-(45.532+3.095)}{10.717}$	13.192	DB24 이상
		하부 플랜지	-44.778	-10.377	-35.930	-190	$\frac{-190-(-44.778-10.377)}{-35.930}$	3.753	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-85.641	-21.617	-41.815	-190	$\frac{-190-(-85.641-21.617)}{-41.815}$	1.979	DB24 이상
		하부 플랜지	75.785	21.326	41.251	190	$\frac{190-(75.785+21.326)}{41.251}$	2.252	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	5.469	26.756	84.142	$\frac{127.569-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 26.756}$	2.094	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.606	31.720	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 5.606}{2.15 \times 31.720}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상

나 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	60.173	4.094	11.424	190	$\frac{190-(60.173+4.094)}{11.424}$	11.006	DB24 이상
		하부 플랜지	-59.176	-13.770	-38.418	-190	$\frac{-190-(-59.176-13.770)}{-38.418}$	3.047	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	45.532	3.095	10.717	190	$\frac{190-(45.532+3.095)}{10.717}$	13.192	DB24 이상
		하부 플랜지	-44.778	-10.377	-35.930	-190	$\frac{-190-(-44.778-10.377)}{-35.930}$	3.753	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-85.641	-21.617	-41.815	-190	$\frac{-190-(-85.641-21.617)}{-41.815}$	1.979	DB24 이상
		하부 플랜지	75.785	21.326	41.251	190	$\frac{190-(75.785+21.326)}{41.251}$	2.252	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	5.469	26.756	84.142	1.516	A
중앙부	127.569	5.606	31.720	75.486	1.690	A
우측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	1.882	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	60.173	4.094	11.424	75.691	190	2.510	A
		하부 플랜지	-59.176	-13.770	-38.418	-111.364	-190	1.706	A
	2경간 중앙부	상부 플랜지	45.532	3.095	10.717	59.344	190	3.202	A
		하부 플랜지	-44.778	-10.377	-35.930	-91.085	-190	2.086	A
	지점부	상부 플랜지	-85.641	-21.617	-41.815	-149.073	-190	1.275	A
		하부 플랜지	75.785	21.326	41.251	138.362	190	1.373	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	7.511	12.117	67.767	1.882	A
중앙부	127.569	5.606	31.720	75.486	1.690	A
우측 캔틸레버부	127.569	5.469	26.756	84.142	1.516	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	60.173	4.094	11.424	75.691	190	2.510	A
		하부 플랜지	-59.176	-13.770	-38.418	-111.364	-190	1.706	A
	2경간 중앙부	상부 플랜지	45.532	3.095	10.717	59.344	190	3.202	A
		하부 플랜지	-44.778	-10.377	-35.930	-91.085	-190	2.086	A
	지점부	상부 플랜지	-85.641	-21.617	-41.815	-149.073	-190	1.275	A
		하부 플랜지	75.785	21.326	41.251	138.362	190	1.373	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향

5.4.1.1 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 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

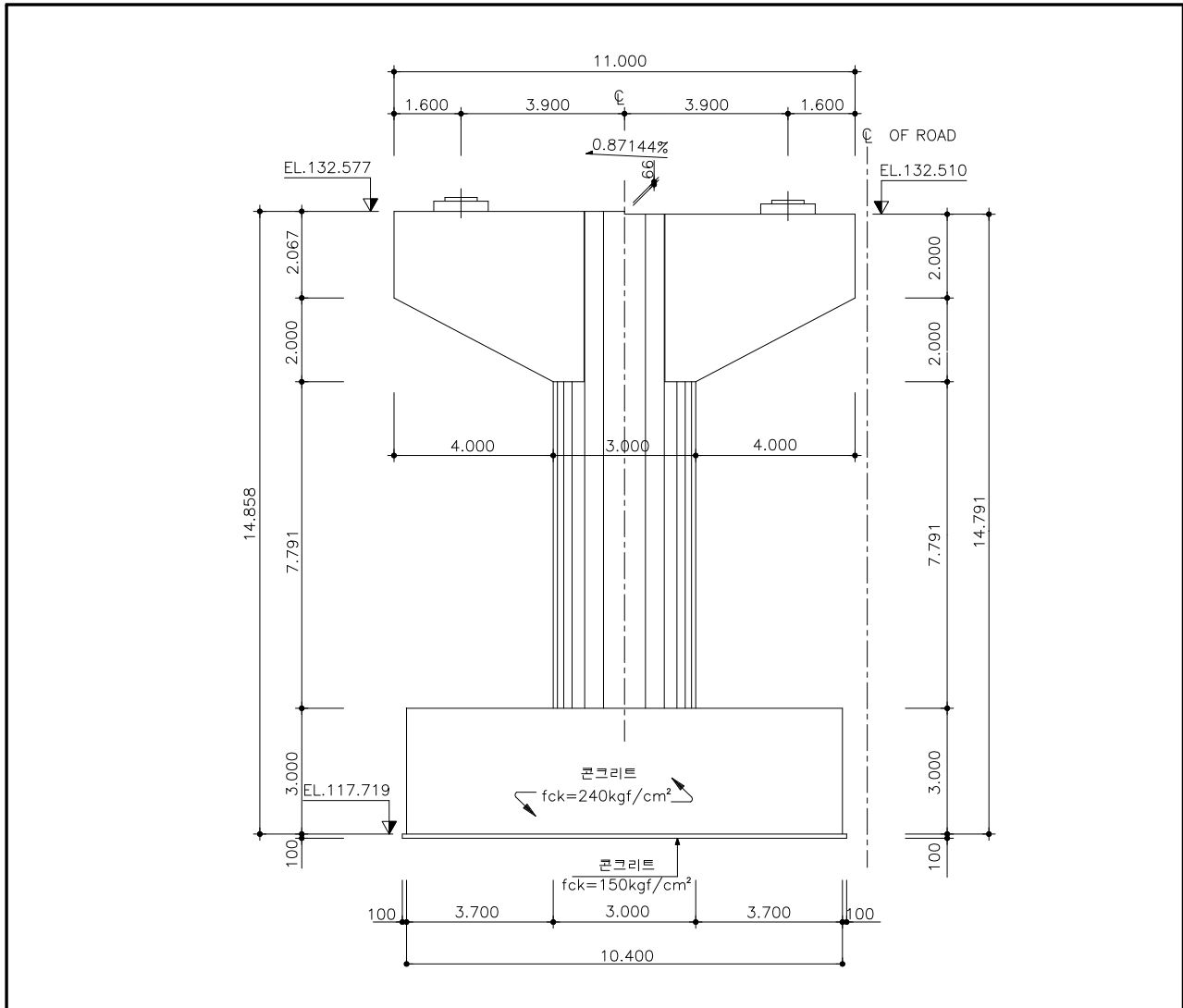
3) 사용재료

- 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 5.4.1】 해석단면(대구 P1)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4420.236	600.133	
2	4624.696	830.445	
계	9044.932	1430.578	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.15 / 3.91 = 3.107 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.107] \times 3.910 = 13.210 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 13.210 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.91/2 + 0.4 + 2.067/2 = 3.389 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 726.55 \times 3.389 = 2462.28 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.067 \times 2.800 = 34.163 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.0 = 4.50 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 68.211 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.0 = 4.50 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

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

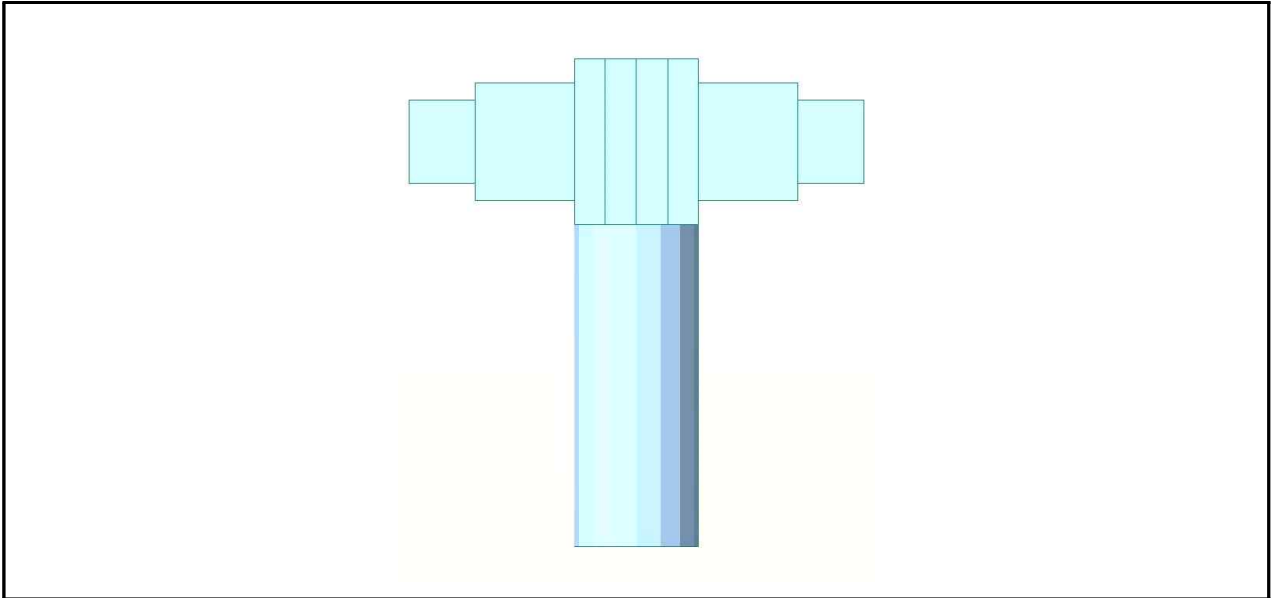
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

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

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-18540.128	7932.567	-20366.454	-8693.536	
ULO02	-15443.442	6642.281	-16081.358	-6908.079	
ULO03	-13842.962	6642.281	-17681.838	-6908.079	
ULO04	-13681.711	6642.281	-17843.089	-6908.079	
ULO05	-14320.701	6642.281	-17204.099	-6908.079	
ULO06	-17315.857	7422.454	-18672.346	-7987.658	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3.0^2 / 4 = 7.069 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

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

위험단면은 기둥 끝단으로부터 $0.171\text{m} (= 1.50 - 2.659/2)$ 에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 8,693.536 \text{ kN}$$

$$M_u = 20,366.454 \text{ kN.m}$$

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

- 브래킷 판정

$$a = 20,366.454 / 8,693.536 = 2.343 \text{ m}$$

$$d = 4.000 - 0.115 = 3.886 \text{ m}$$

$$a / d = 2.343 / 3.886 = 0.603 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2,800.00	4,000.00	3,885.50	100.00	20,366.454	8,693.536
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D29 - 27EA (= 34,689.6 mm²)

㉠ 폐합스트립 : 2단 D19 - 5EA (= 1,432.5 mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2 f_{ck} b d = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 3,885.5 / 1,000 = 52,221.12 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56 b d = 56 \times 2,800 \times 3,885.5 / 1,000 = 60,924.640 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 51,785.944 \text{ kN}$$

㉔ 철근량 산정

㉔ ① 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 20,698.895 \text{ mm}^2$$

㉔ ② 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 5,433.459 \text{ mm}^2$$

㉔ ③ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 16,794.462 \text{ mm}^2$$

㉔ ④ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 22,227.921 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 19,232.722 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 26,110.560 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 22,227.921 \text{ mm}^2 < A_s (= 34,689.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ ⑤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 8,397.231 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(15,757.500) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

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	4,4394.811	20,366.454	2.180	3,775.272	1,659.266	2.275	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.1】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-17792.840	-20868.587	3514.710	3514.710	0.000	0.00088	축력최대
	ULB03	-17792.840	-17792.840	6762.353	14644.643	-1034.504	0.00268	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-17792.840	-20868.587	3514.710	3514.710	0.000	0.00088	축력최대
	ULB04	-17792.840	-19652.594	2751.225	3638.848	0.000	0.00065	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)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	-20868.587	3514.710	3514.710	4970.551	축력최대
UL003	-17792.84	3358.789	14644.643	15024.88	모멘트최대
UL004	-19652.594	3638.848	10976.858	11564.282	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)

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	20868.587	3514.710	4.403	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	53958.410	17792.840	7930.070	3.033	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.4】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P1)

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	20868.587	3514.710	4.403	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	91886.660	19652.590	2751.230	4.676	O.K

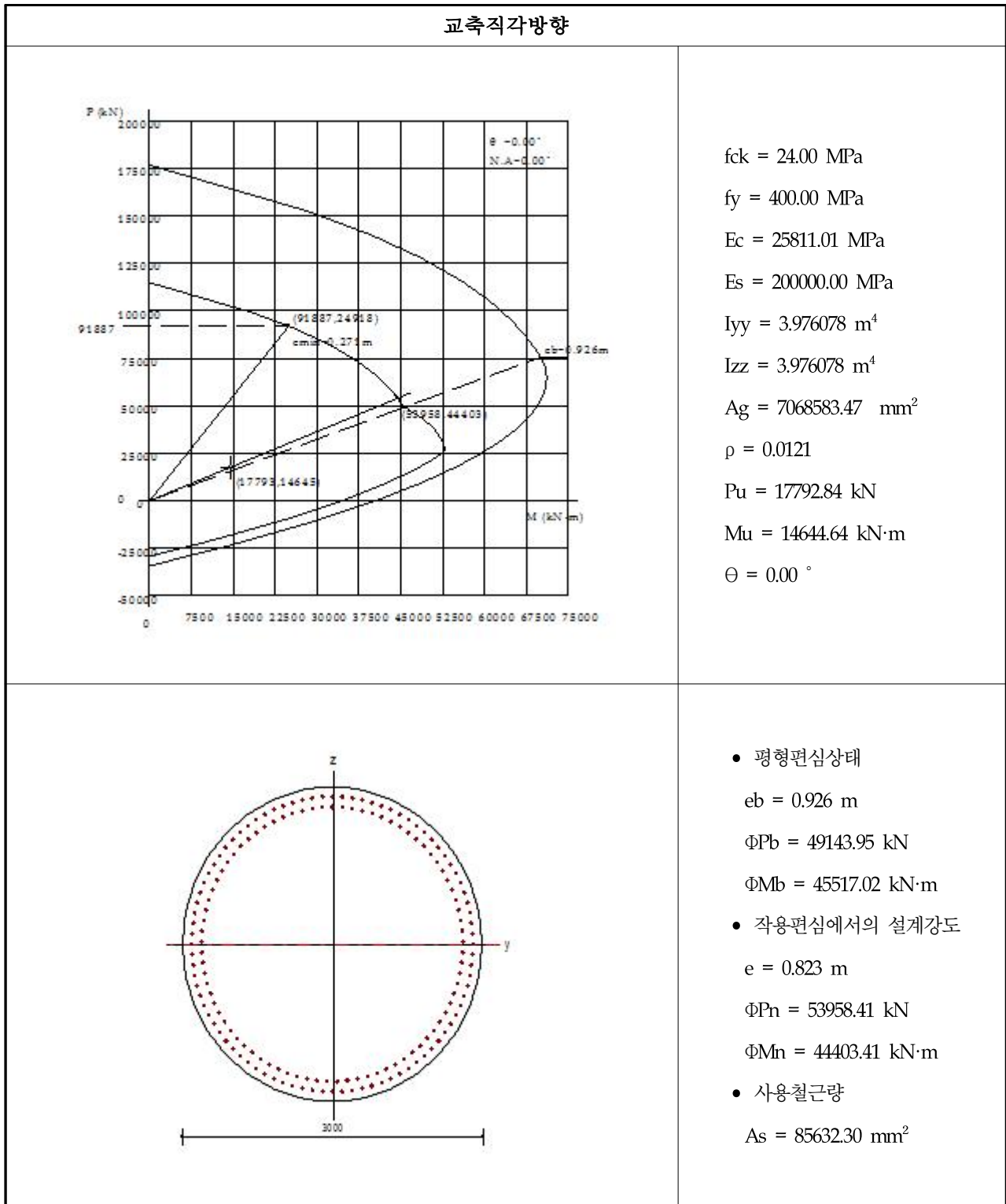
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.5】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P1)

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	20868.587	4970.551	4.403	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	52666.280	17792.840	15024.880	2.960	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	67698.140	19652.594	11564.282	3.445	O.K

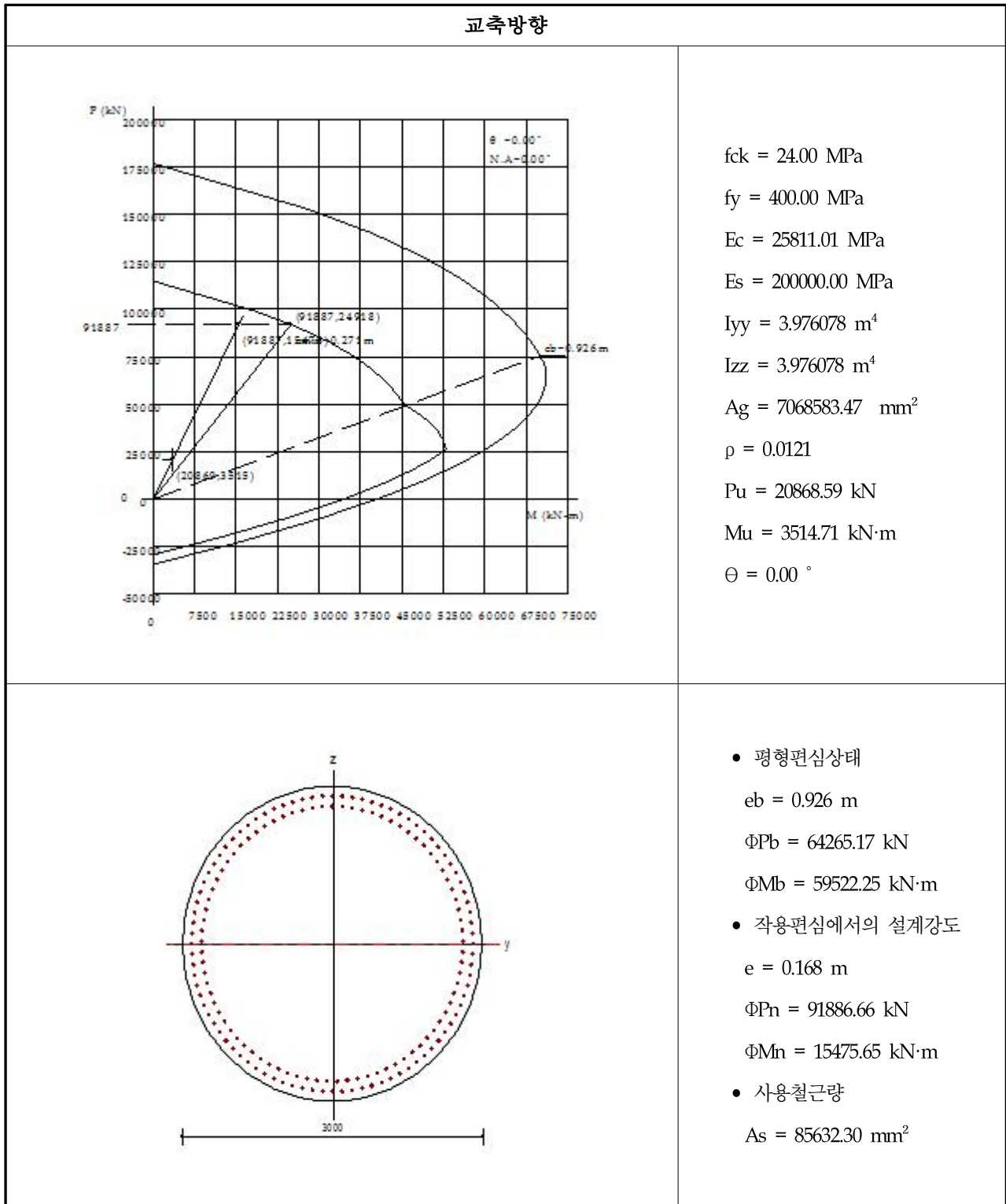
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



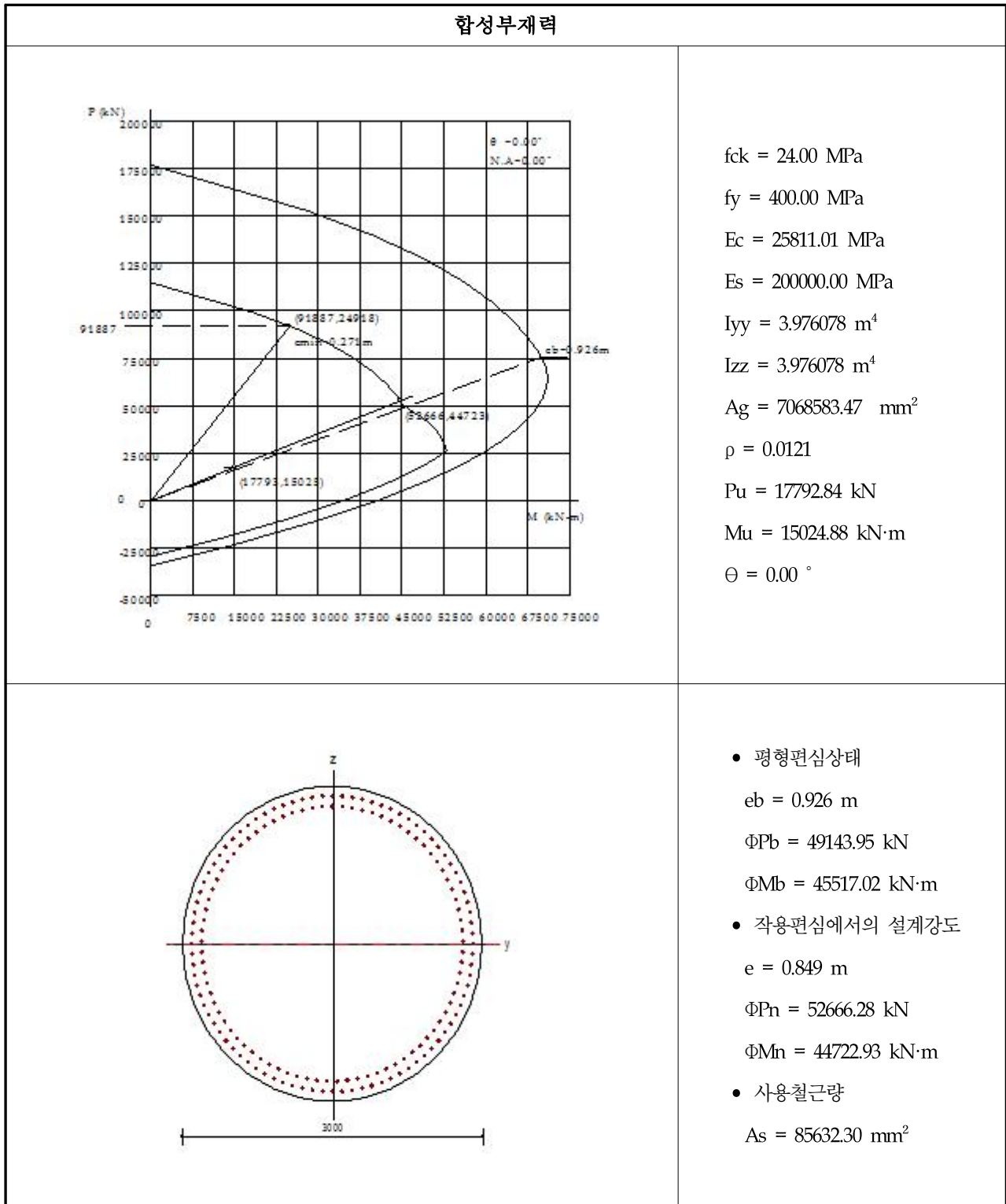
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.4】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.5】 P-M 상관도(합성부재력)

5.4.2 부산방향

5.4.2.1 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 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

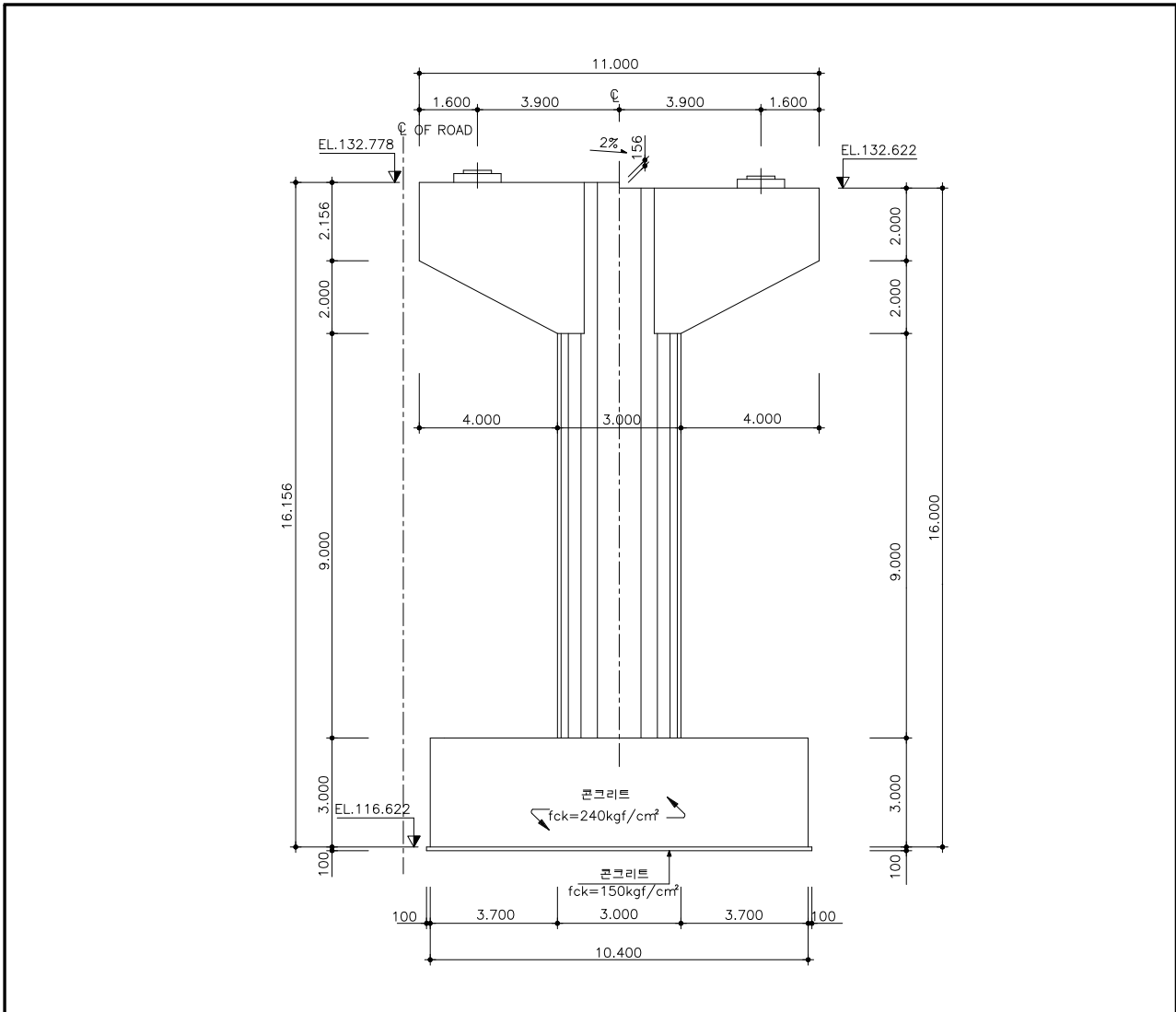
3) 사용재료

- 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(대구 P1)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4624.696	830.445	
2	4420.236	600.133	
계	9044.932	1430.578	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.15 / 3.91 = 3.107 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.107] \times 3.910 = 13.210 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 13.210 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.91/2 + 0.4 + 2.067/2 = 3.389 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 726.55 \times 3.433 = 2494.25 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.156 \times 2.800 = 34.910 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.0 = 4.50 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 71.148 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.0 = 4.50 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

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

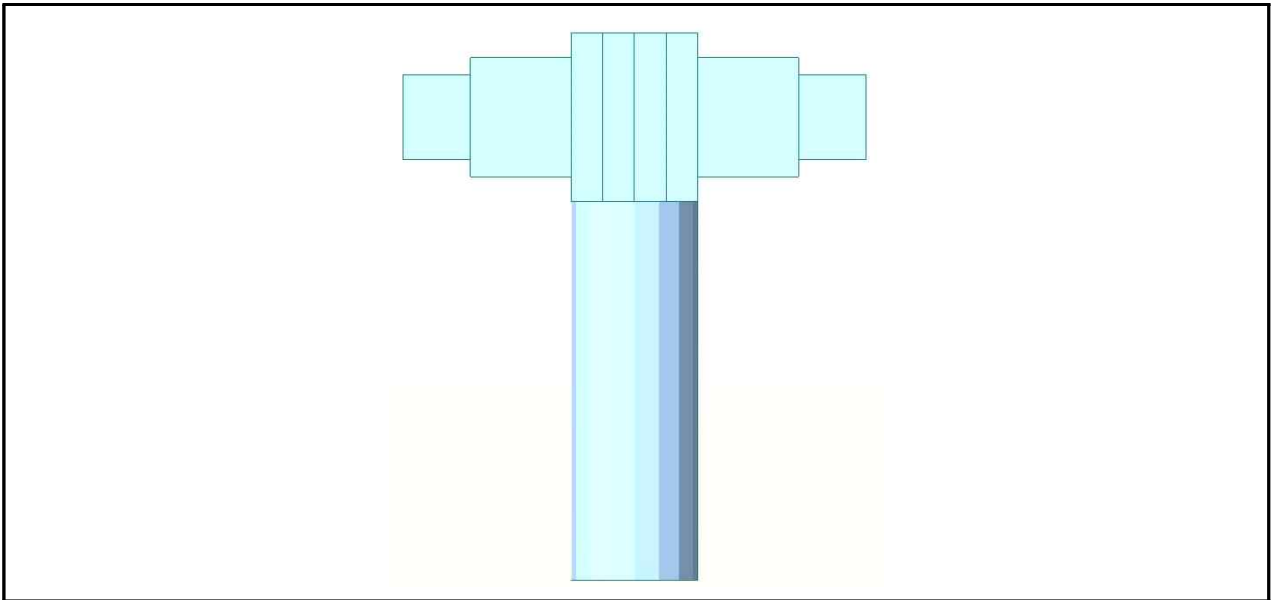
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

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 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-19178.043	8198.365	-19728.539	-8427.738	
ULO02	-16081.358	6908.079	-15443.442	-6642.281	
ULO03	-14460.098	6908.079	-17064.702	-6642.281	
ULO04	-14297.667	6908.079	-17227.133	-6642.281	
ULO05	-14945.867	6908.079	-16578.933	-6642.281	
ULO06	-17953.772	7688.252	-18034.431	-7721.860	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3.0^2 / 4 = 7.069 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

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

위험단면은 기둥 끝단으로부터 $0.171\text{m} (= 1.50 - 2.659/2)$ 에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 8,427.738 \text{ kN}$$

$$M_u = 19,728.539 \text{ kN.m}$$

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

- 브래킷 판정

$$a = 19,728.539 / 8,427.738 = 2.341 \text{ m}$$

$$d = 4.000 - 0.115 = 3.886 \text{ m}$$

$$a / d = 2.341 / 3.886 = 0.602 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2,800.00	4,000.00	3,885.50	100.00	19,728.539	8,427.738
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D29 - 27EA (= 34,689.6 mm²)

㉠ 폐합스트립 : 2단 D19 - 5EA (= 1,432.5 mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2 f_{ck} b d = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 3,885.5 / 1,000 = 52,221.12 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56 b d = 56 \times 2,800 \times 3,885.5 / 1,000 = 60,924.640 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 51,785.944 \text{ kN}$$

㉔ 철근량 산정

㉔ ① 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 20,066.043 \text{ mm}^2$$

㉔ ② 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 5,267.338 \text{ mm}^2$$

㉔ ③ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 16,260.607 \text{ mm}^2$$

㉔ ④ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 21,527.945 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 18,644.700 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 26,110.560 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 21,527.945 \text{ mm}^2 < A_s (= 34,689.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ ⑤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 8,130.304 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(15,757.500) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

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	4,4394.811	19,728.539	2.250	3,775.272	1,659.086	2.276	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.6】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-12806.800	-19724.587	-2967.779	-2967.779	0.000	0.00117	축력최대
	ULB03	-12806.800	-16648.840	4185.709	13331.768	-1042.548	0.00500	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-12806.800	-19724.587	-2967.779	-2967.779	0.000	0.00117	축력최대
	ULB04	-12806.800	-18508.594	-2184.551	-2214.166	13.163	0.00087	모멘트최대

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

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

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.7】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	-19724.587	-2967.779	-2967.779	4197.073	축력최대
UL003	-16648.84	4185.709	13331.768	13973.41	모멘트최대
UL004	-18508.594	-2214.166	6809.373	7160.314	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)

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	19724.587	2967.779	4.658	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	55238.890	16648.840	13331.768	3.318	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.9】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P1)

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	19724.587	2967.779	4.658	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	91886.660	18508.594	2214.166	4.965	O.K

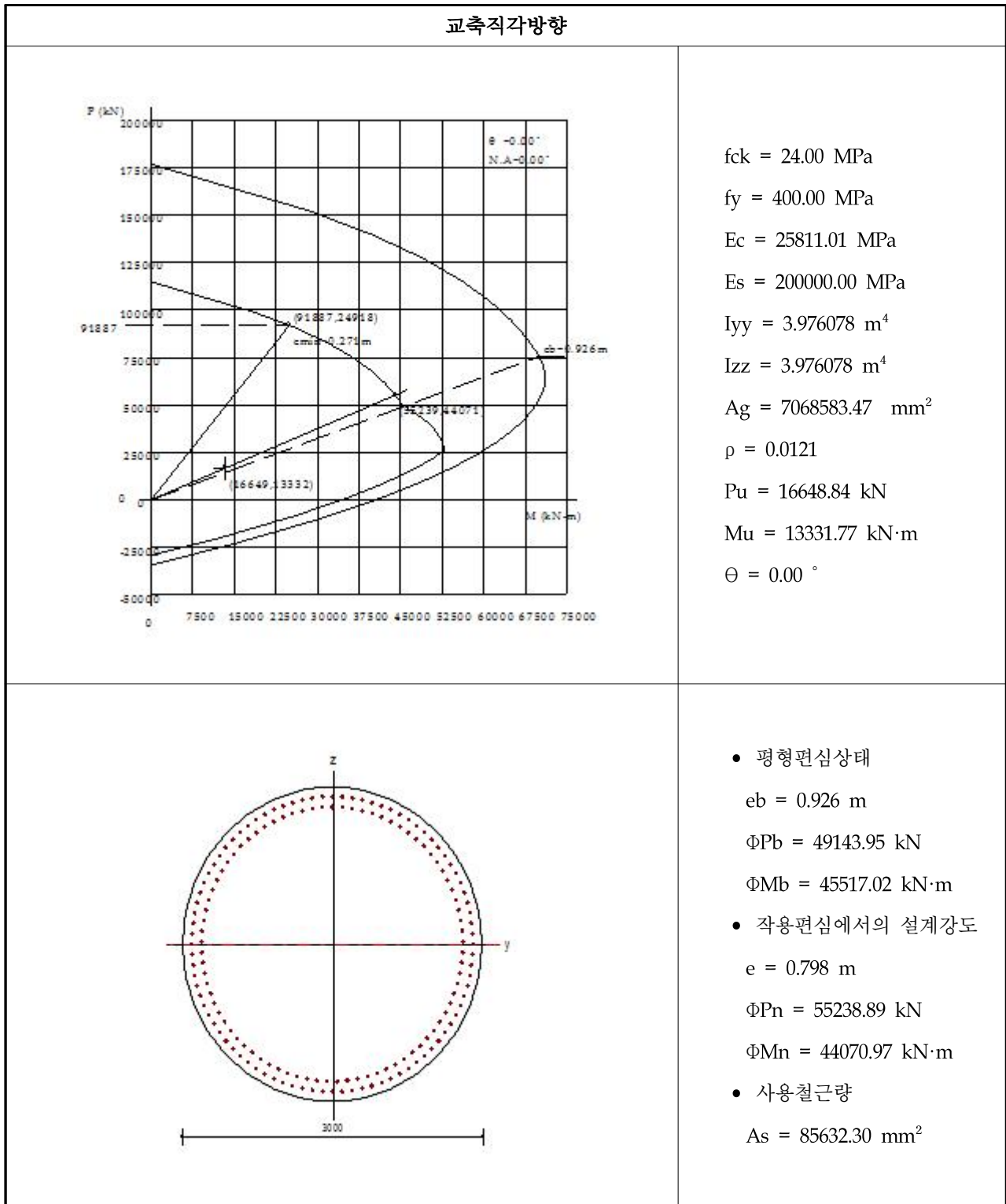
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.10】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P1)

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	19724.587	4197.073	4.658	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	53313.830	16648.840	13973.410	3.202	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	82413.980	18508.594	7160.314	4.453	O.K

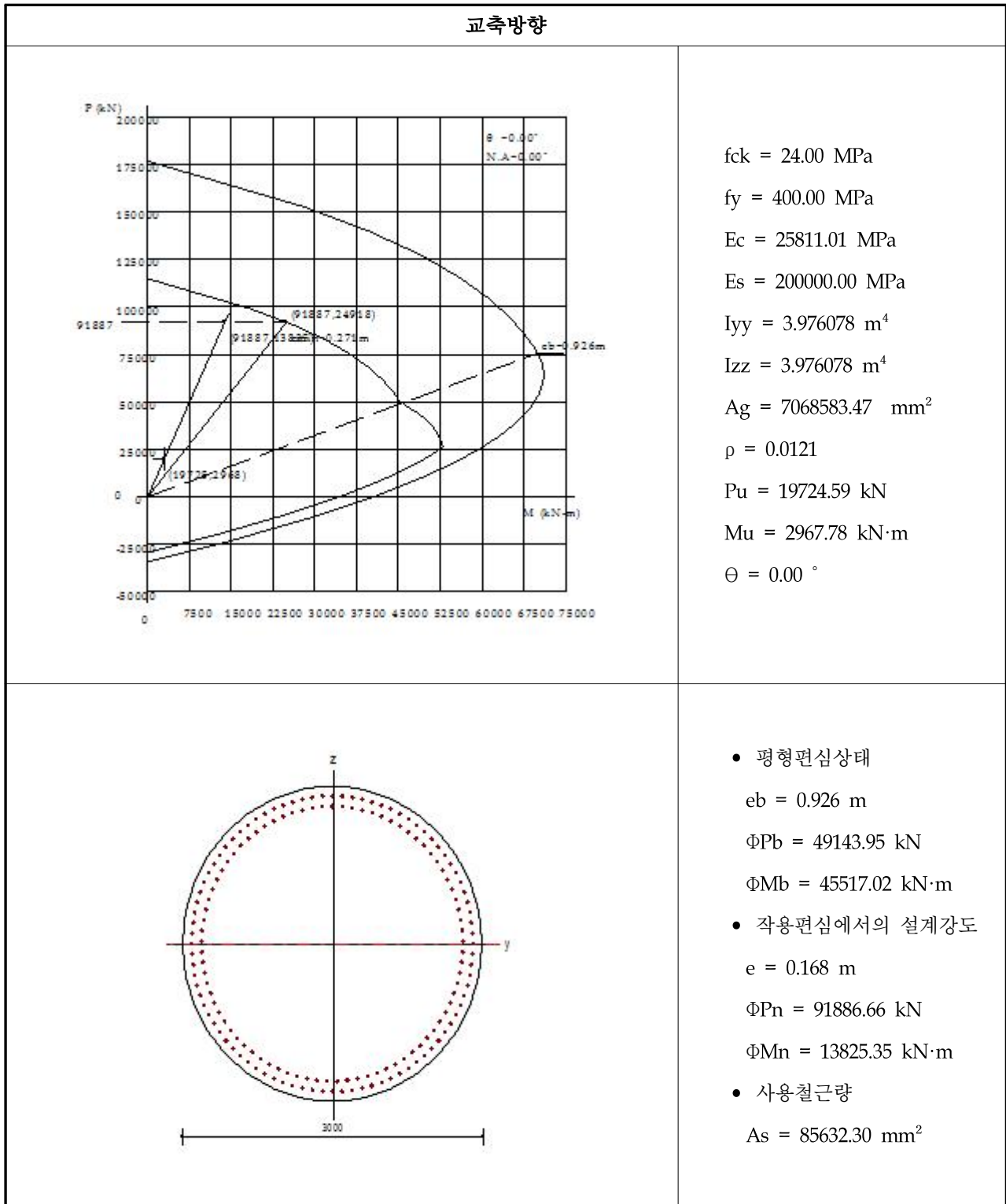
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



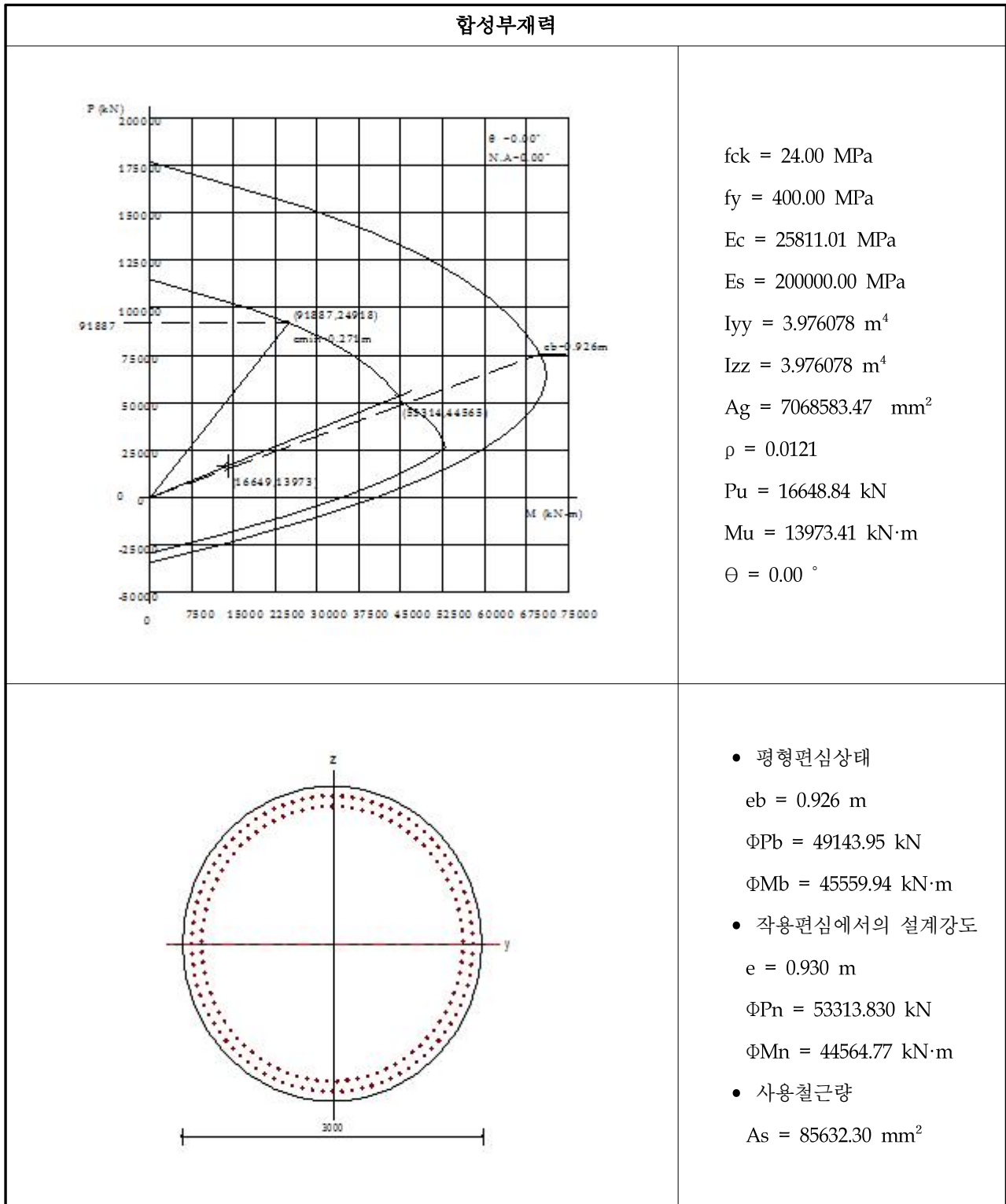
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.9】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(합성부재력)

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 안전성 평가결과

5.5.1.1 대구방향

가. 상부구조

【표 5.5.1】 상부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	1, 3경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{217.788}{109.359} = 1.991$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{13.086} = 8.406$	A	MPa
	2경간 중앙부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{217.788}{80.240} = 2.714$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{16.563} = 6.641$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{140.076} = 3.251$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{58.439} = 1.882$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{84.142} = 1.516$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{75.486} = 1.690$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{67.767} = 1.882$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P1	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{20868.587} = 4.403$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{15475.65}{3514.710} = 4.402$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{53958.410}{17792.840} = 3.033$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{44403.41}{14644.643} = 3.033$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{20868.587} = 4.403$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{15475.65}{3514.710} = 4.403$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{19652.590} = 4.676$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{17176.93}{3638.848} = 4.720$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{20868.597} = 4.403$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{21823.64}{4970.551} = 4.391$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{52666.280}{17792.840} = 2.960$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{44722.93}{15024.880} = 2.977$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{67698.140}{19652.594} = 3.445$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{38957.84}{11564.282} = 3.447$		kN · m

5.5.1.2 부산방향

가. 상부구조

【표 5.5.3】 상부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	1, 3경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{217.788}{109.359} = 1.991$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{13.086} = 8.406$	A	MPa
	2경간 중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{217.788}{80.240} = 2.714$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{16.563} = 6.641$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{140.076} = 3.251$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{58.439} = 1.882$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{67.767} = 1.882$	A	kN · m
	중양부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{75.486} = 1.690$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{84.142} = 1.516$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.4】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P1	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{19724.587} = 4.658$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{13825.350}{2967.779} = 4.658$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{55238.890}{16648.840} = 3.318$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{44070.970}{13331.768} = 3.306$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{19724.587} = 4.658$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{13825.350}{2967.779} = 4.658$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{18508.594} = 4.965$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{10992.32}{2214.166} = 4.965$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{91886.660}{19724.587} = 4.658$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{19581.850}{4197.073} = 4.666$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{53313.830}{16648.840} = 3.202$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{44564.77}{13973.410} = 3.189$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{82413.980}{18508.594} = 4.453$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{32045.51}{7160.314} = 4.475$		kN · m

5.5.2 기본내하력 평가결과

5.5.2.1 대구방향

【표 5.5.5】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	5.469	26.756	84.142	$\frac{127.569-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 26.756}$	2.094	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.606	31.720	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 5.606}{2.15 \times 31.720}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상

【표 5.5.6】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	60.173	4.094	11.424	190	$\frac{190-(60.173+4.094)}{11.424}$	11.006	DB24 이상
		하부 플랜지	-59.176	-13.770	-38.418	-190	$\frac{-190-(-59.176-13.770)}{-38.418}$	3.047	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	45.532	3.095	10.717	190	$\frac{190-(45.532+3.095)}{10.717}$	13.192	DB24 이상
		하부 플랜지	-44.778	-10.377	-35.930	-190	$\frac{-190-(-44.778-10.377)}{-35.930}$	3.753	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-85.641	-21.617	-41.815	-190	$\frac{-190-(-85.641-21.617)}{-41.815}$	1.979	DB24 이상
		하부 플랜지	75.785	21.326	41.251	190	$\frac{190-(75.785+21.326)}{41.251}$	2.252	DB24 이상

5.5.2.2 부산방향

【표 5.5.7】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.606	31.720	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 5.606}{2.15 \times 31.720}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	5.469	26.756	84.142	$\frac{127.569-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 26.756}$	2.094	DB-24 이상

【표 5.5.8】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	60.173	4.094	11.424	190	$\frac{190-(60.173+4.094)}{11.424}$	11.006	DB24 이상
		하부 플랜지	-59.176	-13.770	-38.418	-190	$\frac{-190-(-59.176-13.770)}{-38.418}$	3.047	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	45.532	3.095	10.717	190	$\frac{190-(45.532+3.095)}{10.717}$	13.192	DB24 이상
		하부 플랜지	-44.778	-10.377	-35.930	-190	$\frac{-190-(-44.778-10.377)}{-35.930}$	3.753	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-85.641	-21.617	-41.815	-190	$\frac{-190-(-85.641-21.617)}{-41.815}$	1.979	DB24 이상
		하부 플랜지	75.785	21.326	41.251	190	$\frac{190-(75.785+21.326)}{41.251}$	2.252	DB24 이상

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.516 및 1.275으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.960로서 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 1.516 및 1.275으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 3.202로서 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.

