

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	P2	- 교각형식 : T형, 기초형식 : PILE기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		원정교의 교각은 T형이고 기초는 PILE기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 부재를 선정하였다. ⇒ P2

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, 차량충돌하중	- 고정하중, 활하중, 차량충돌하중, 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 : P2		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용재료	설계강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부:27.3~29.3MPa - 하부:24.1~26.1MPa	- 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) $\Delta f = 4\text{MPa}$ ($f_{ck} \leq 40$), 6MPa ($f_{ck} \geq 60$) - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{31} = 26,702\text{MPa}$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811\text{MPa}$ - 철근 : 200,000MPa - 강재 : 205,000MPa		
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 : $\gamma_c = 2.5\text{tf/m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 2.3\text{tf/m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 7.85\text{tf/m}^3$	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0\text{kN/m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 23.0\text{kN/m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 78.5\text{kN/m}^3$	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	
	활하중	DB-24, DL-24	DB-24, DL-24		
	온도차	- 온도차 : $\pm 10.^\circ\text{C}$ - 선팽창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10.^\circ\text{C}$ - 선팽창계수 : 12×10^{-6}		
	크리프	크리프 계수 : 2	크리프 계수 : 2		
	건조수축	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 15×10^{-5}	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 27×10^{-5}	현 설계기준상의 값 적용	

다. 검토방법

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

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

5.1.2 내하력평가

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

가. 구조해석 및 검토의 기본가정

- 1) 사용된 해석모델은 Frame Element(강박스거더, 가로보, 세로보), Rigid Element를 이용한 3차원 모델을 적용한다.
- 2) 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 : $35.0 + 50.0 + 35.0 = 120.0\text{m}$
- 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	19.4 < $\ell/r \leq 97.0$	16.6 < $\ell/r \leq 82.8$	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 < $\ell/r \leq 78.9$	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	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(ℓ/b -4.6) : 4.6 < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 4.0$ 190-3.91(ℓ/b -4.0) : 4.0 < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 3.8$ 215-4.69(ℓ/b -3.8): 3.8 < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 3.4$ 270-6.64(ℓ/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(ℓ/b -3.9): 3.9 < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 3.4$ 260-6.25(ℓ/b -3.4): 3.4 < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-2.21(ℓ/b -4.9): 4.9 < $\ell/b \leq 30$	175-3.48(ℓ/b -4.1): 4.1 < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 3.9$ 195-4.07(ℓ/b -3.9): 3.9 < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 3.5$ 250-5.94(ℓ/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 ℓ/b -9.3): 9.3/K < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 8.0/K$ 190-1.95(K ℓ/b -8.0): 8.0/K < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 7.5/K$ 215-2.35(K ℓ/b -7.5): 7.5/K < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 6.7/K$ 270-3.32(K ℓ/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 ℓ/b -7.8): 7.8/K < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 260-3.12(K ℓ/b -6.9): 6.9/K < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-1.10(K ℓ/b -9.7): 9.7/K < $\ell/b \leq 30$	175-1.74(K ℓ/b -8.3): 8.3/K < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 7.9/K$ 195-2.04(K ℓ/b -7.9): 7.9/K < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 250-2.97(K ℓ/b -6.9): 6.9/K < $\ell/b \leq 25$
비 고		A_w : 복부판의 총 단면적(mm ²) A_c : 압축플랜지의 총 단면적(mm ²) ℓ : 압축플랜지의 고정점간의 거리(mm) b : 압축플랜지의 폭(mm) $K : \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$			

㉠ 허용전단응력(MPa)

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

㉡ 항복응력(MPa)

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

㉢ 강재 주거더의 허용응력 증가율

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

3) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스거더 : 허용응력설계법

4) 적용하중

① 고정하중

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

② 활하중

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

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

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

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

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

⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축

- 최종수축율(ε_s) : 27×10^{-5}
- 건조수축 계산을 위한 크리프 계수(ϕ_2) : $\phi_2 = 2 \phi_1 = 2 \times 2 = 4$
- 건조수축 계산을 위한 탄성계수비 : $n_2 = n (1 + \phi_2 / 2) = 8 \times (1 + 4 / 2) = 24$

⑥ 하중조합

- LCB1 : 합성전 고정하중
- LCB2 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중
- LCB3 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프
- LCB4 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축
- LCB5 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차
- LCB6 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

5) 참고문헌

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

나. 바닥판 구조검토

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

1) 좌측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.095 \times 0.56 \times 25 = 1.330$	0.928	1.234	
②	$\frac{1}{2} \times 0.06 \times 0.56 \times 25 = 0.420$	0.860	0.361	
③	$0.155 \times 0.175 \times 25 = 0.678$	0.898	0.609	
④	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.778	0.213	
⑤	$0.28 \times 0.205 \times 25 = 1.435$	0.835	1.198	
⑥	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 6.406$	0.513	3.283	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.025 \times 0.05 \times 25 = 0.641$	0.342	0.219	
⑧	$0.08 \times 0.695 \times 23 = 1.279$	0.348	0.444	
계	12.462		7.561	

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

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.395 + 1.14 = 1.456\text{m}$$

여기서, X = 0.395m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.395} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.395 \times (1+0.300)}{1.456} = 33.857 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 82.622 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 96.093 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 55.956 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 51.974 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.055 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 42.393 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.395 > 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.395 + 230) = 262.0 \text{ mm}$$

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

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 96.093\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$= 42.393 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 115.955 \text{ MPa}$$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$

$$= 375 \times (210 / 115.955) - 2.5 \times 42.000 = 577.893\text{mm}$$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 115.955) = 543.314\text{mm}$$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 543.314\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 543.314\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.400^2}{10} = 5.380\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.400m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.400} = 0.354 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.400+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.000\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.000 = 31.200\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 74.074 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 36.580 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 74.074\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d) = 36.580 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 100.055 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 100.055) - 2.5 \times 42.0 = 629.654 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 100.055) = 629.654 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 629.654 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 629.654 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 우측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	1.230	4.951	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	1.092	0.669	
③	$0.30 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	1.195	1.568	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	1.005	0.264	
⑤	$0.42 \times 0.125 \times 25 = 2.153$	1.135	2.443	
⑥	$1.075 \times 0.25 \times 25 = 8.594$	0.688	5.908	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.075 \times 0.05 \times 25 = 0.859$	0.458	0.394	
⑧	$0.08 \times 0.625 \times 23 = 1.702$	0.463	0.787	
계	19.520		16.984	

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

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤택하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.625 + 1.14 = 1.640\text{m}$$

여기서, X = 0.625m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.625} = 0.369 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.625 \times (1+0.300)}{1.640} = 47.561\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

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)

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

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

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 124.335 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 126.158 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 86.447 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 64.068 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 27.157 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 65.717 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.625 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 180) = (80 \times 0.625 + 180) = 280.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 280.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 126.158\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$= 65.717 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 179.751 \text{ MPa}$$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$

$$= 375 \times (210 / 179.751) - 2.5 \times 42.000 = 336.856\text{mm}$$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 179.751) = 350.485\text{mm}$$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 336.856\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 336.856\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.011으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과(대구)

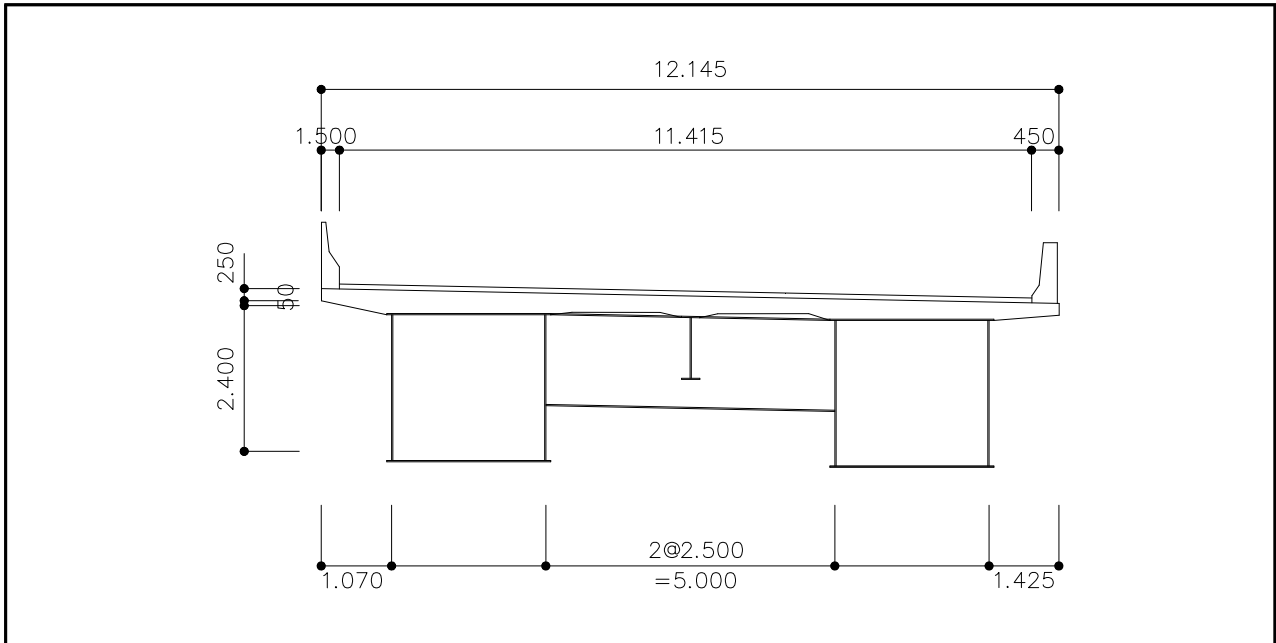
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	96.093	127.569	1.328	O.K
중앙부	74.074	127.569	1.722	O.K
우측 캔틸레버부	126.158	127.569	1.011	O.K

【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	42.393	115.955	240.000	125.000	1.617	O.K
중앙부	36.580	100.055	240.000	125.000	1.797	O.K
우측 캔틸레버부	65.717	179.751	240.000	125.000	1.032	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.1】 해석단면(대구)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

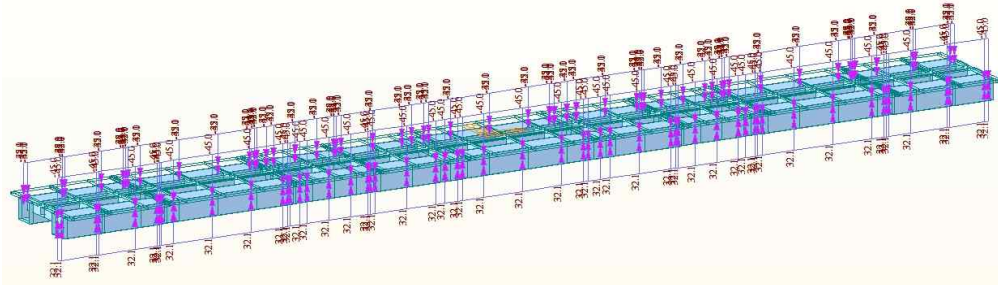
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

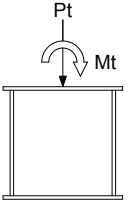
구분	거더폭 (m)	바닥판 자중		기호의 정의
		Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	44.953	32.051	
G2	2.500	44.953	-32.051	

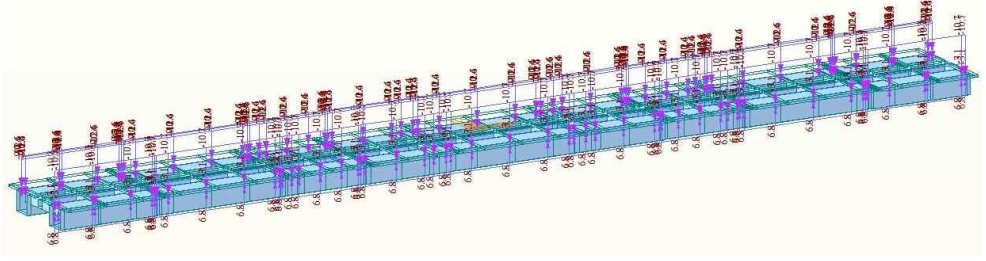
구 분	하 중 재 하 도
바닥판 자중 하중재하도	

【그림 5.2.2】 하중재하도(바닥판 자중)(대구)

② 합성후 고정하중

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

구 분	방호벽 자중		포장 자중		중분대 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	-	-	10.654	-	3.107	6.783	
G2	9.740	-12.604	10.350	-	-	-	

구 분	하 중 재 하 도
합성후 고정하중 하중재하도	방호벽 및 포장 하중 

【그림 5.2.3】 하중재하도(합성후 고정하중)(대구)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.150m																											
지간장(L)	• 35.000+50.000+35.000 = 120.0m																											
충격계수(i)	• 1, 3경간 : $15 / (40+35.0) = 0.200 < 0.3$ ∴ i = 0.200 적용 • 2 경간 : $15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3$ ∴ i = 0.167 적용																											
활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)																									
	P _m	108kN	P _f	24 kN																								
	P _s	156kN	P _r	96 kN																								
	W _ℓ	12.7kN/m																										
설계차로	<table><tr><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 도로교설계 기준(2010년)에 따라 백분율로 감소																												
- 3차로 동시 재하 : 90%																												
- 4차로 이상 동시 재하 : 75%																												

④ 지점침하

합성후 단면에 대해서 각 지점위치별 10mm 부등침하를 조합하여 적용

⑤ 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

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

3) 유효폭 산정

① 등가경간장

【표 5.2.3】 등가경간장 및 적용식(대구)

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

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

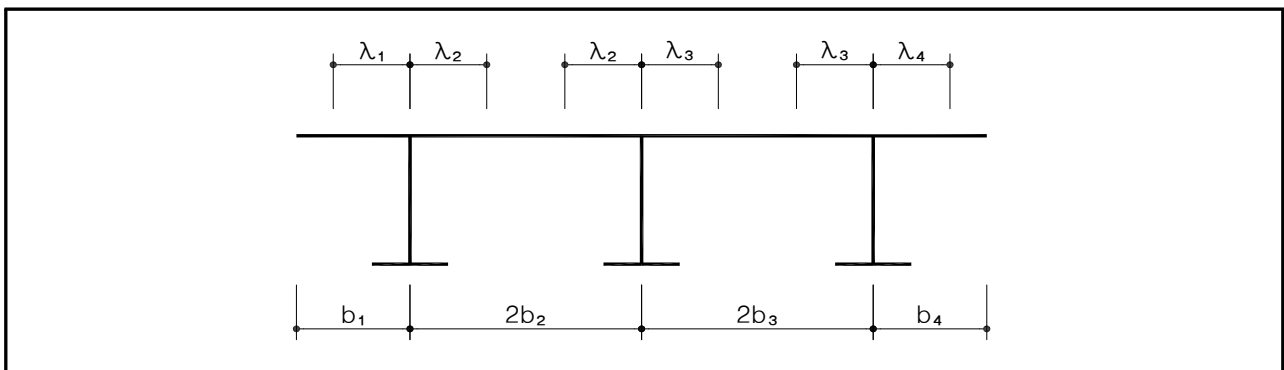
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가경간장(mm)



【그림 5.2.4】 플랜지의 유효폭(대구)

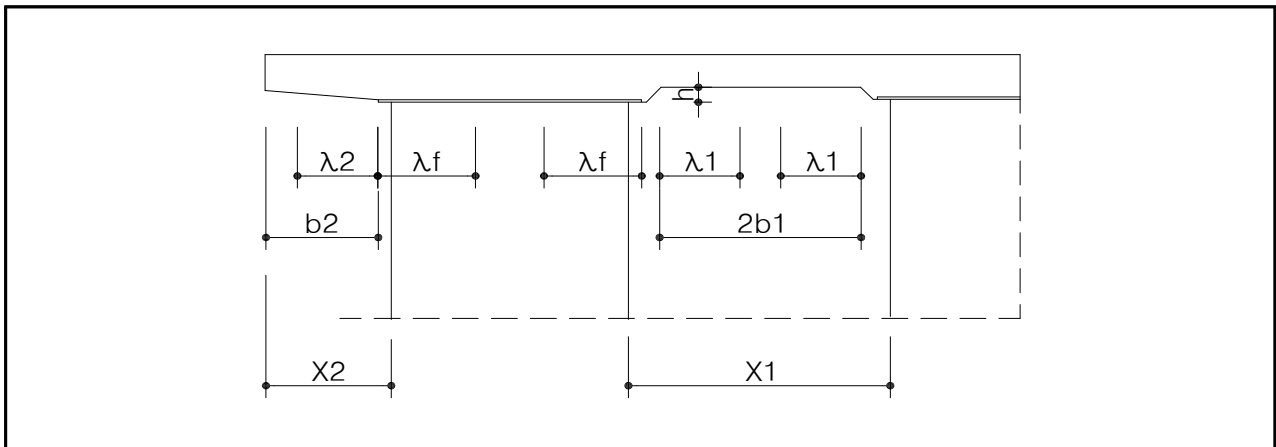
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1, 3 경간중양부	28.000	M	
1, 2 경간지점부	17.000	M	
2 경간중양부	30.000	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 경간중양부	28.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	5.916	0.974
1, 2 경간지점부	17.000	2.500	2.323	0.929	2.500	2.323	0.929	6.075	4.896	0.806
2 경간중양부	30.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	5.942	0.978

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

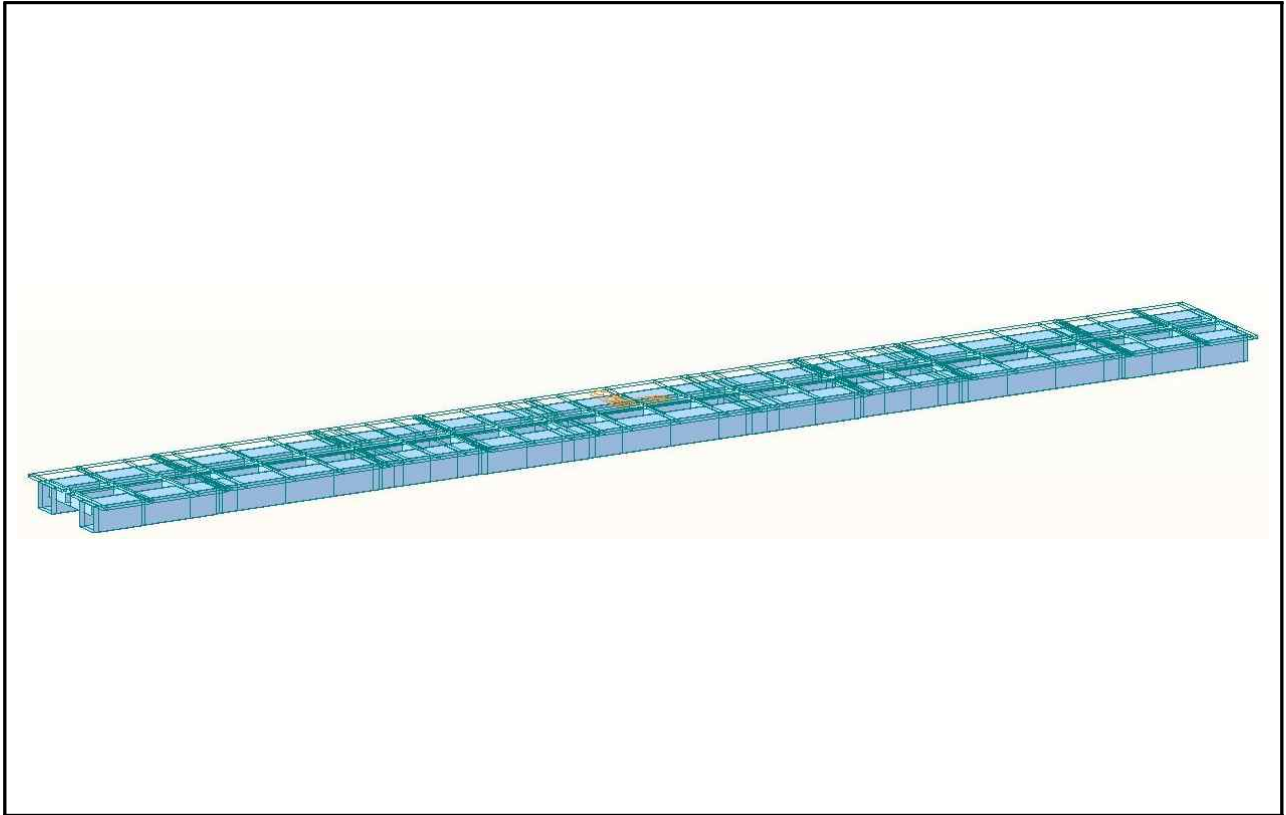
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1, 3 경간중앙부	28.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	5.916	0.974
1, 2 경간지점부	17.000	2.500	2.323	0.929	2.500	2.323	0.929	6.075	4.896	0.806
2 경간중앙부	30.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	5.942	0.978

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

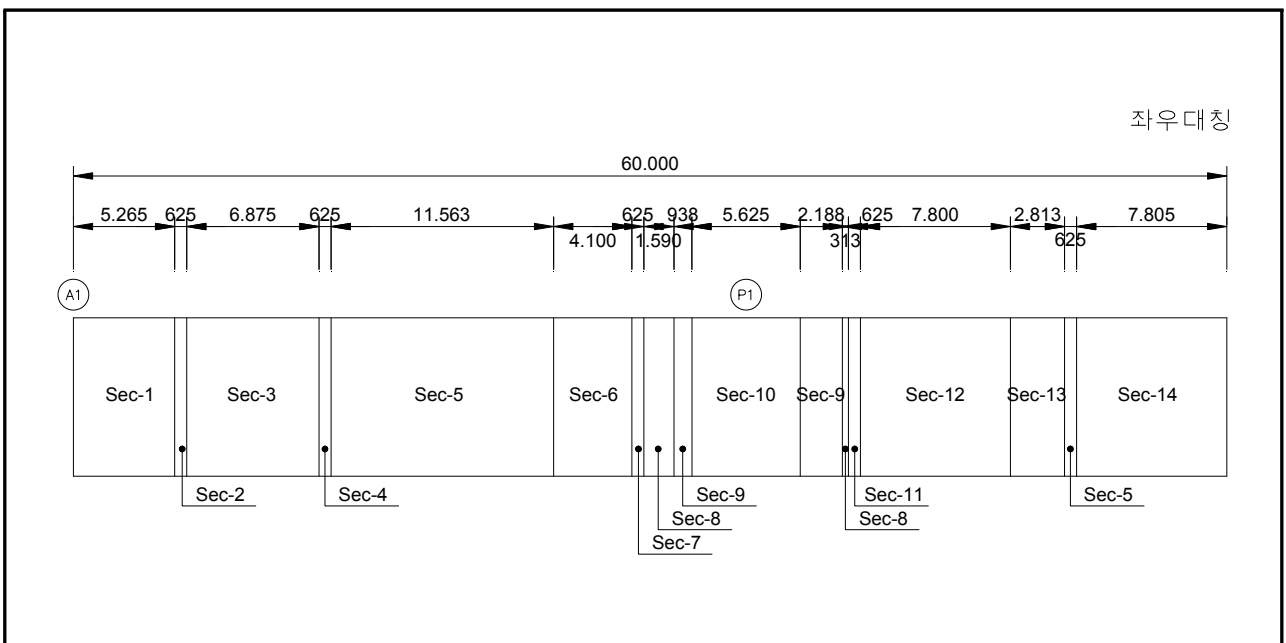
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.6】 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 S1~S3)

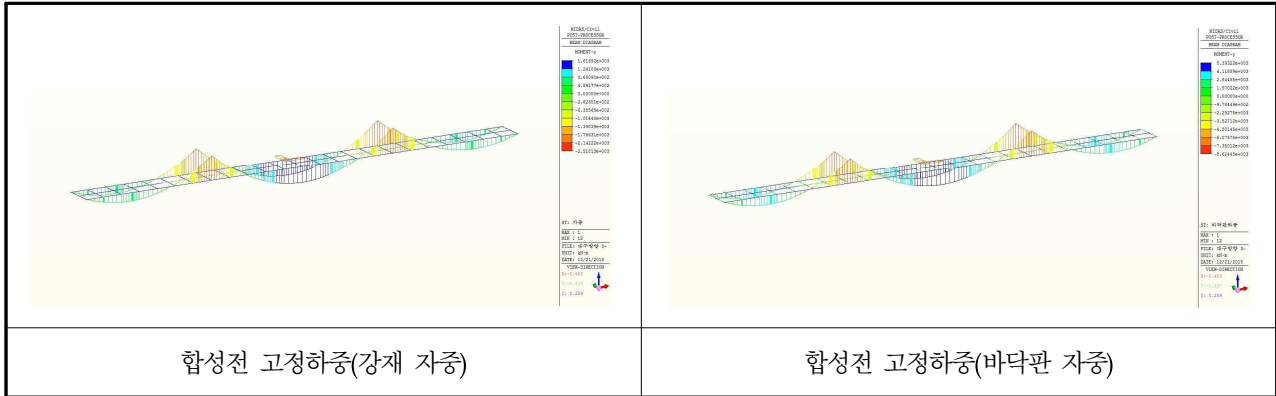
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	139200	143029845163	130232764800	178931611999	
	합성후	1606250	291918752927	820930722157	219360743791	
단면 - 2	합성전	144600	151112586383	133513264800	185813233544	
	합성후	345381	314016742438	824211222157	229749057213	
단면 - 3	합성전	150000	158932181700	136793764800	193232622085	
	합성후	350781	314949969131	827491722157	230805643014	
단면 - 4	합성전	160800	174610897126	143354764800	204157823812	
	합성후	361581	357553871964	834052722157	246481133997	
단면 - 5	합성전	166200	183001613718	146635264800	210830691809	
	합성후	366981	358752975100	837333222157	247589493392	
단면 - 6	합성전	170400	188092181237	146635264800	210830691809	
	합성후	371181	373316636497	837333222157	247589493392	
단면 - 7	합성전	175800	196343517600	149915764800	216349915826	
	합성후	376581	374599458319	840613722157	248626127799	
단면 - 8	합성전	181200	204128577328	153196264800	220996347612	
	합성후	381981	394886444221	843894222157	254749859701	
단면 - 9	합성전	177000	198321825649	153196264800	220996347612	
	합성후	377781	394131270886	843894222157	254749859701	
단면 - 10	합성전	182400	206946000740	156476764800	225838626940	
	합성후	383181	395560650361	847174722157	255765081987	
단면 - 11	합성전	177000	198321825649	153196264800	220996347612	
	합성후	377781	394131270886	843894222157	254749859701	
단면 - 12	합성전	170400	188092181237	146635264800	210830691809	
	합성후	371181	353764953315	837333222157	241393862928	
단면 - 12-1	합성전	165000	180347752800	143354764800	205577658955	
	합성후	365781	352627903524	834052722157	240410048827	
단면 - 13	합성전	160800	174885411849	143354764800	205577658955	
	합성후	361581	337607078062	834052722157	240410048827	
단면 - 14	합성전	171600	190889914890	149915764800	216349915826	
	합성후	372381	359927279393	840613722157	248626127799	
부부재	가로보	21000	6232700000	45125000	7000000	
	세로보	12000	1442095600	54014400	403200	

【표 5.2.7】 G2 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구 S1~S3)

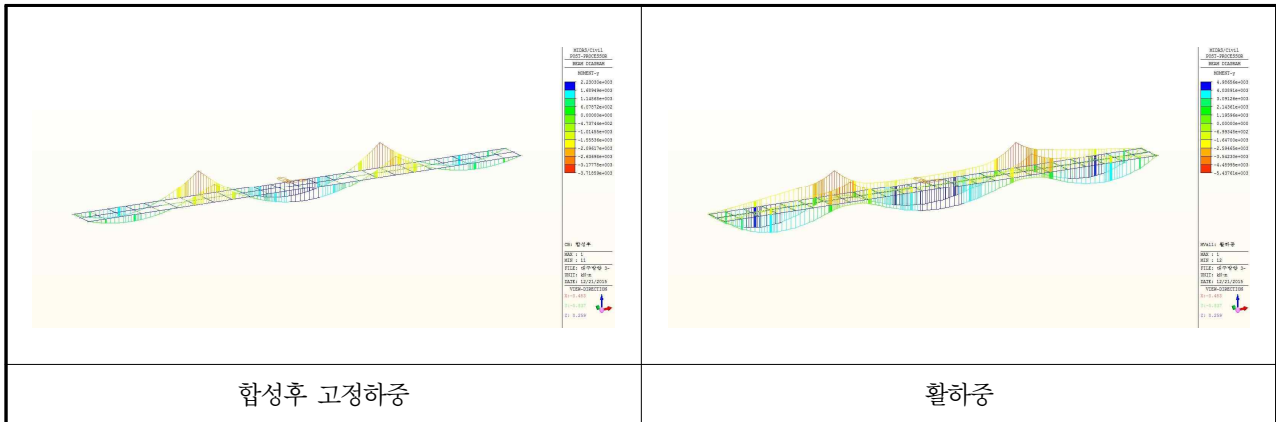
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	139200	143029845163	130232764800	178931611999	
	합성후	1518750	288454711154	714091285308	219360743791	
단면 - 2	합성전	150000	158932181700	136793764800	193232622085	
	합성후	339844	311166853559	720652285308	230805643014	
단면 - 3	합성전	160800	174610897126	143354764800	204157823812	
	합성후	350644	352952878205	727213285308	246481133997	
단면 - 4	합성전	166200	183001613718	146635264800	210830691809	
	합성후	356044	354253488304	730493785308	247589493392	
단면 - 5	합성전	170400	188092181237	146635264800	210830691809	
	합성후	360244	368513891492	730493785308	247589493392	
단면 - 6	합성전	175800	196343517600	149915764800	216349915826	
	합성후	365644	369901141773	733774285308	248626127799	
단면 - 7	합성전	181200	204128577328	153196264800	220996347612	
	합성후	371044	389782596804	737054785308	254749859701	
단면 - 8	합성전	177000	198321825649	153196264800	220996347612	
	합성후	366844	388955187310	737054785308	254749859701	
단면 - 9	합성전	177000	198321825649	153196264800	220996347612	
	합성후	366844	388955187310	737054785308	254749859701	
단면 - 10	합성전	182400	206946000740	156476764800	225838626940	
	합성후	372244	390496965469	740335285308	255765081987	
단면 - 11	합성전	177000	198321825649	153196264800	220996347612	
	합성후	366844	388955187310	737054785308	254749859701	
단면 - 12	합성전	170400	188092181237	146635264800	210830691809	
	합성후	360244	349466001392	730493785308	241393862928	
단면 - 12-1	합성전	165000	180347752800	143354764800	205577658955	
	합성후	354844	348233504663	727213285308	240410048827	
단면 - 13	합성전	160800	174885411849	143354764800	205577658955	
	합성후	350644	333511238670	727213285308	240410048827	
단면 - 14	합성전	171600	190889914890	149915764800	216349915826	
	합성후	361444	355525620015	733774285308	248626127799	
부부재	가로보	21000	6232700000	45125000	7000000	
	세로보	12000	1442095600	54014400	403200	

5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

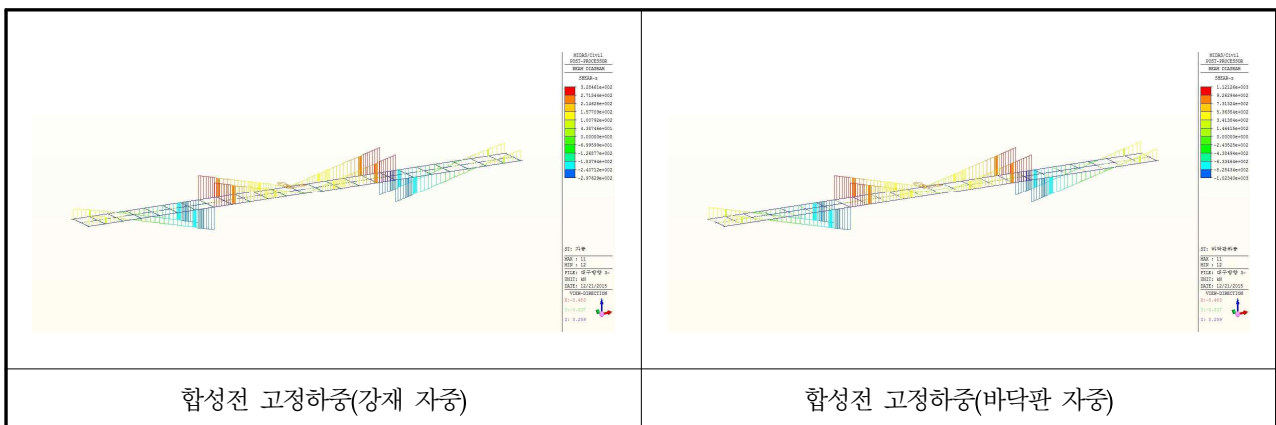


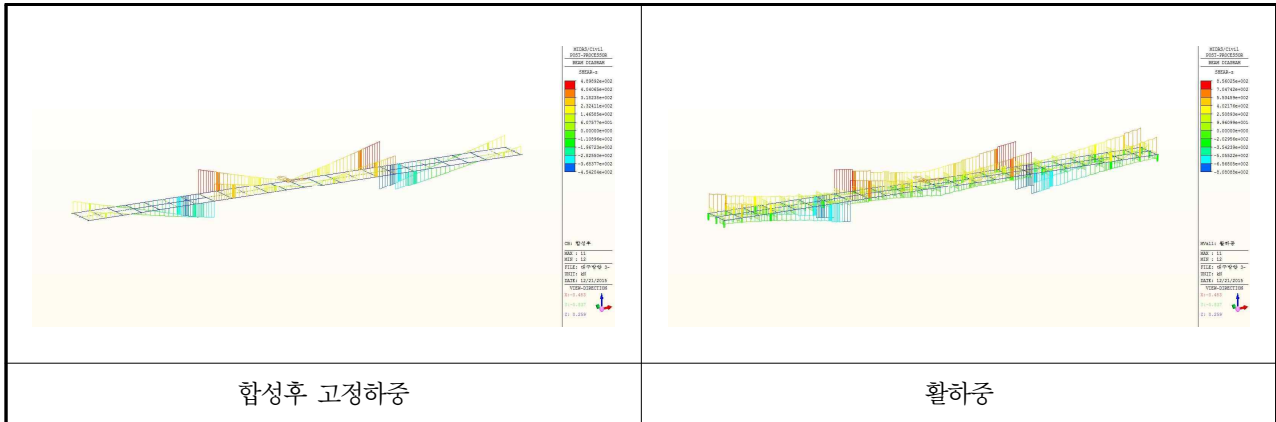
【그림 5.2.8】 휨모멘트도(대구)



【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	0.585
	P1	-0.160
	S2	-0.160
	P2	-0.160
	S3	0.586
G2	S1	0.586
	P1	-0.16.
	S2	-0.160
	P2	-0.16.
	S3	0.585

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)	3,872.287	951.038	3,870.695	640.701	9,334.721
	전단력 (kN)	-32.561	-10.307	310.806	49.557	317.495
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.596	12.403	221.710	0.031	234.74
G2	휨모멘트 (kN · m)	3,872.287	951.038	3,870.685	640.701	9,334.711
	전단력 (kN)	-32.561	-10.919	339.092	49.557	345.169
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.596	12.310	275.392	0.031	287.137

【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)	7,010.138	1,830.965	4,495.896	545.596	13,882.595
	전단력 (kN)	288.189	73.338	355.488	68.352	785.367
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.217	17.260	323.675	0.039	341.191
G2	휨모멘트 (kN · m)	7,010.138	2,230.296	4,986.563	545.596	14,772.593
	전단력 (kN)	288.189	95.743	383.266	68.352	835.55
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.217	17.388	300.712	0.039	318.356

【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)	3,872.287	951.038	3,870.695	640.701	9,334.721
	전단력 (kN)	-32.561	-10.307	310.806	49.557	317.495
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.596	-12.403	310.639	0.031	297.671
G2	휨모멘트 (kN · m)	3,872.287	951.038	3,870.685	640.701	9,334.711
	전단력 (kN)	-32.561	-10.919	339.092	49.557	345.169
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.596	-12.310	208.761	0.031	197.078

- 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)	-7,309.546	-2,775.886	-4,584.955	-1,708.838	-16,379.225
	전단력 (kN)	--1,321.032	-316.451	-699.650	-68.356	-1,084.457
	비틀림모멘트 (kN · m)	-3.685	7.273	-525.163	-0.140	-521.715
G2	휨모멘트 (kN · m)	-7,309.546	-3,718.593	-5,437.606	-1,708.838	-18,174.583
	전단력 (kN)	-1,321.032	-454.204	-808.088	-68.356	-2,651.68
	비틀림모멘트 (kN · m)	-3.805	5.115	-555.031	-0.140	-553.861

【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)	-7,309.546	-2,775.886	-4,584.955	-1,708.838	-16,379.225
	전단력 (kN)	-1,321.032	-316.451	-699.650	-68.356	-2,405.489
	비틀림모멘트 (kN · m)	-3.805	-41.633	-584.400	-0.140	-629.978
G2	휨모멘트 (kN · m)	-7,309.546	-3,718.593	-5,437.606	-1,708.838	-18,174.583
	전단력 (kN)	-1,321.032	-454.204	-808.088	-68.356	-2,651.68
	비틀림모멘트 (kN · m)	-3.685	-43.818	-608.132	-0.140	-655.775

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	28.082	-25.852	167.529	190.000	5.966	7.350
1+2+3	35.914	-55.892	167.529	190.000	4.665	3.399
1+2+3+4	37.675	-55.588	192.658	190.000	5.114	3.418
1+2+3+4+5	52.756	-53.377	192.658	190.000	3.652	3.560
1+2+3+4+5+6	68.828	-49.851	217.788	218.500	3.164	4.383
1+2+3+4+5-6	36.684	-56.903	217.788	218.500	5.937	3.840

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 7.113 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{68.828}{217.788} \right)^2 + \left(\frac{7.113}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.100 + 0.004 = 0.104 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-55.892}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{7.113}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.087 + 0.004 = 0.091 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	3.055	16.200	O.K(5.30)
	크리프, 건조수축 제외시	4.085	16.200	O.K(3.96)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	85.101	315.000	O.K(3.70)
	크리프, 건조수축 제외시	68.259	315.000	O.K(4.61)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-94.760	315.000	O.K(3.32)
	크리프, 건조수축 제외시	-97.275	315.000	O.K(3.23)

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	43.718	-45.740	190.000	190.000	4.346	4.154
1+2+3	53.240	-83.539	190.000	190.000	3.569	2.274
1+2+3+4	55.384	-80.690	218.500	190.000	3.945	2.355
1+2+3+4+5	64.276	-68.500	218.500	190.000	3.399	2.774
1+2+3+4+5+6	76.702	-52.738	247.000	218.500	3.220	4.143
1+2+3+4+5-6	51.851	-84.262	247.000	218.500	4.764	2.593

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 15.960 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{76.702}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{15.960}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.0967 + 0.021 = 0.117 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-83.539}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.960}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.193 + 0.021 = 0.214 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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	3.715	16.200	O.K(4.36)
	크리프, 건조수축 제외시	5.306	16.200	O.K(3.05)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	98.611	315.000	O.K(3.19)
	크리프, 건조수축 제외시	87.574	315.000	O.K(3.59)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-132.893	315.000	O.K(2.37)
	크리프, 건조수축 제외시	-147.932	315.000	O.K(2.12)

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	28.082	-25.852	167.529	190.000	5.966	7.350
1+2+3	35.914	-55.892	167.529	190.000	4.665	3.399
1+2+3+4	37.675	-55.588	192.658	190.000	5.114	3.418
1+2+3+4+5	52.756	-53.377	192.658	190.000	3.652	3.560
1+2+3+4+5+6	68.828	-49.851	217.788	218.500	3.164	4.383
1+2+3+4+5-6	36.684	-56.903	217.788	218.500	5.937	3.840

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 7.543 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{68.828}{217.788}\right)^2 + \left(\frac{7.543}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.100 + 0.005 = 0.105 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-55.892}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{7.543}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.087 + 0.005 = 0.091 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.055	16.200	O.K(5.30)
	크리프, 건조수축 제외시	4.085	16.200	O.K(3.96)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	85.101	315.000	O.K(3.70)
	크리프, 건조수축 제외시	68.259	315.000	O.K(4.61)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-94.760	315.000	O.K(3.32)
	크리프, 건조수축 제외시	-97.275	315.000	O.K(3.23)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉔ 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	28.082	-25.852	167.529	190.000	5.966	7.350
1+2+3	37.239	-60.972	167.529	190.000	4.499	3.116
1+2+3+4	39.723	-60.543	192.658	190.000	4.850	3.138
1+2+3+4+5	54.805	-58.332	192.658	190.000	3.515	3.257
1+2+3+4+5+6	70.877	-54.806	217.788	218.500	3.073	3.987
1+2+3+4+5-6	38.732	-61.858	217.788	218.500	5.623	3.532

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 7.951 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{70.877}{217.788}\right)^2 + \left(\frac{7.951}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.103 + 0.005 = 0.108 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-60.972}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{7.951}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.104 + 0.05 = 0.109 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	3.460	16.200	O.K(4.68)
	크리프, 건조수축 제외시	4.550	16.200	O.K(3.56)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	88.195	315.000	O.K(3.57)
	크리프, 건조수축 제외시	70.629	315.000	O.K(4.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-103.727	315.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-106.367	315.000	O.K(2.96)

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	43.718	-45.740	190.000	190.000	4.346	4.154
1+2+3	54.473	-88.434	190.000	190.000	3.488	2.148
1+2+3+4	57.085	-84.964	218.500	190.000	3.828	2.236
1+2+3+4+5	65.977	-72.774	218.500	190.000	3.312	2.611
1+2+3+4+5+6	78.402	-57.012	247.000	218.500	3.150	3.833
1+2+3+4+5-6	53.551	-88.536	247.000	218.500	4.612	2.468

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

② 전단 및 비틀림

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

$$= 16.676 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{78.402}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{16.676}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.101 + 0.023 = 0.124 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-88.434}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{16.676}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.217 + 0.023 = 0.240 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.063	16.200	O.K(3.98)
	크리프, 건조수축 제외시	5.735	16.200	O.K(2.82)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	101.259	315.000	O.K(3.11)
	크리프, 건조수축 제외시	89.755	315.000	O.K(3.50)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-140.929	315.000	O.K(2.23)
	크리프, 건조수축 제외시	-156.590	315.000	O.K(2.01)

㉠ 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	28.082	-25.852	167.529	190.000	5.966	7.350
1+2+3	37.239	-60.972	167.529	190.000	4.499	3.116
1+2+3+4	39.723	-60.543	192.658	190.000	4.850	3.138
1+2+3+4+5	54.805	-58.332	192.658	190.000	3.515	3.257
1+2+3+4+5+6	70.877	-54.806	217.788	218.500	3.073	3.987
1+2+3+4+5-6	38.732	-61.858	217.788	218.500	5.623	3.532

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 7.337 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{70.877}{217.788} \right)^2 + \left(\frac{7.337}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.106 + 0.004 = 0.110 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-60.972}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{7.337}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.103 + 0.004 = 0.107 < 1.2 \therefore O.K$$

㉤ 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	3.460	16.200	O.K(4.68)
	크리프, 건조수축 제외시	4.550	16.200	O.K(3.56)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	88.195	315.000	O.K(3.57)
	크리프, 건조수축 제외시	70.629	315.000	O.K(4.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-103.727	315.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-106.367	315.000	O.K(2.96)

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	-49.358	47.124	190.000	190.000	3.849	4.032
1+2+3	-106.082	109.100	190.000	190.000	1.791	1.742
1+2+3+4	-110.386	103.124	190.000	190.000	1.721	1.842
1+2+3+4+5	-101.442	116.035	190.000	190.000	1.873	1.637
1+2+3+4+5+6	-82.348	140.539	218.500	218.500	2.653	1.555
1+2+3+4+5-6	-120.537	91.532	218.500	218.500	1.813	2.387

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 45.315 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-110.386}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{45.315}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.338 + 0.170 = 0.507 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{140.539}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{45.315}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.414 + 0.170 = 0.583 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	-132.056	400.000	O.K(3.02)
	크리프, 건조수축 제외시	-136.479	400.000	O.K(2.93)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-187.088	315.000	O.K(1.68)
	크리프, 건조수축 제외시	-191.727	315.000	O.K(1.64)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	211.211	315.000	O.K(1.49)
	크리프, 건조수축 제외시	204.276	315.000	O.K(1.54)

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	-49.358	47.124	190.000	190.000	3.849	4.032
1+2+3	-101.207	103.774	190.000	190.000	1.877	1.831
1+2+3+4	-105.511	97.798	190.000	190.000	1.801	1.943
1+2+3+4+5	-96.568	110.710	190.000	190.000	1.968	1.716
1+2+3+4+5+6	-77.473	135.213	218.500	218.500	2.820	1.616
1+2+3+4+5-6	-115.662	86.206	218.500	218.500	1.889	2.535

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned} \nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 46.052 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-105.511}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{46.052}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.308 + 0.175 = 0.484 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{135.213}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{46.052}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.383 + 0.175 = 0.558 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	-119.508	400.000	O.K(3.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-123.932	400.000	O.K(3.22)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-176.608	315.000	O.K(1.78)
	크리프, 건조수축 제외시	-181.247	315.000	O.K(1.73)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	199.761	315.000	O.K(1.57)
	크리프, 건조수축 제외시	192.826	315.000	O.K(1.63)

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	-49.358	47.124	190.000	190.000	3.849	4.032
1+2+3	-111.553	115.031	190.000	190.000	1.703	1.652
1+2+3+4	-117.316	107.024	190.000	190.000	1.620	1.775
1+2+3+4+5	-108.376	119.937	190.000	190.000	1.753	1.584
1+2+3+4+5+6	-89.285	144.442	218.500	218.500	2.447	1.513
1+2+3+4+5-6	-127.467	95.431	218.500	218.500	1.714	2.290

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 49.803 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-117.316}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{49.803}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.381 + 0.205 = 0.586 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{144.442}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{49.803}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.437 + 0.205 = 0.642 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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	-142.030	400.000	O.K(2.81)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.044	400.000	O.K(2.75)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-195.704	315.000	O.K(1.60)
	크리프, 건조수축 제외시	-198.882	315.000	O.K(1.58)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	216.917	315.000	O.K(1.45)
	크리프, 건조수축 제외시	212.011	315.000	O.K(1.48)

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	-49.358	47.124	190.000	190.000	3.849	4.032
1+2+3	-111.553	115.031	190.000	190.000	1.703	1.652
1+2+3+4	-117.316	107.024	190.000	190.000	1.620	1.775
1+2+3+4+5	-108.376	119.937	190.000	190.000	1.753	1.584
1+2+3+4+5+6	-89.285	144.442	218.500	218.500	2.447	1.513
1+2+3+4+5-6	-127.467	95.431	218.500	218.500	1.714	2.290

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉡ 전단 및 비틀림

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

$$= 50.502 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-117.316}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{50.502}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.381 + 0.211 = 0.592 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{144.442}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{50.502}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.437 + 0.211 = 0.648 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

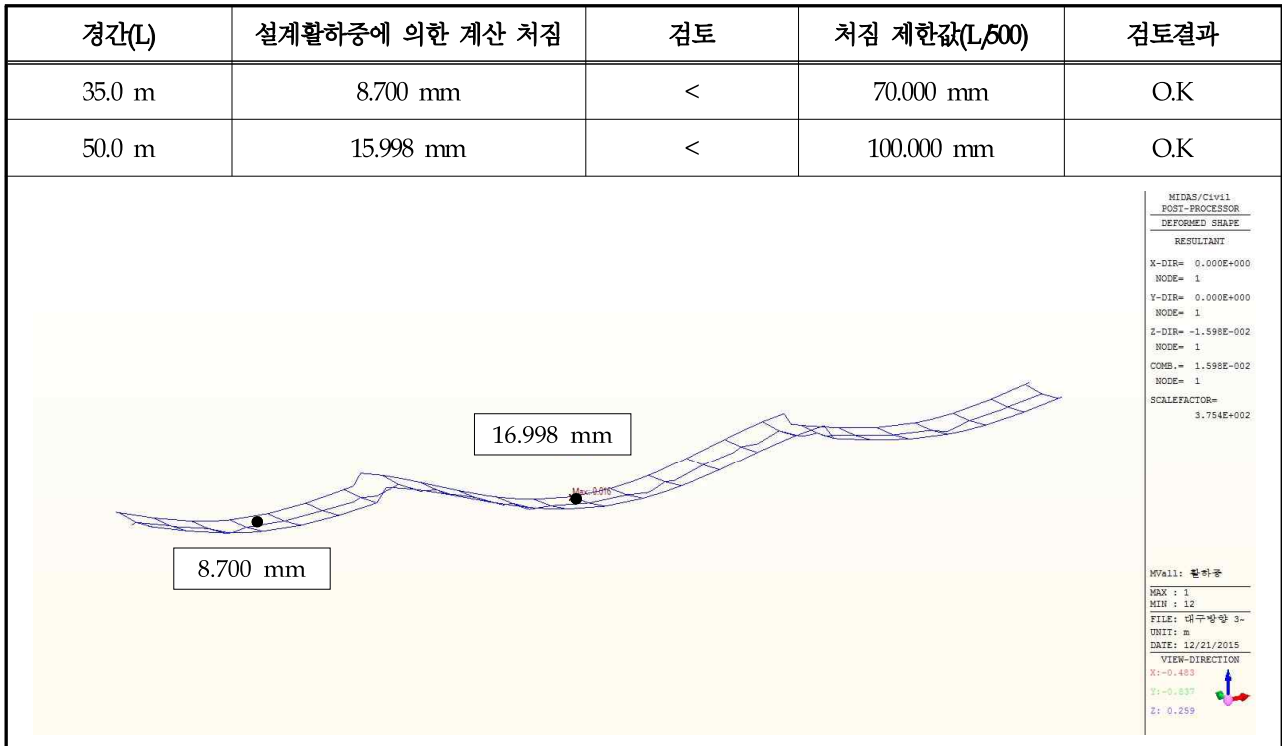
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-142.030	400.000	O.K(2.81)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.044	400.000	O.K(2.75)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-195.704	315.000	O.K(1.60)
	크리프, 건조수축 제외시	-198.882	315.000	O.K(1.58)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	216.917	315.000	O.K(1.45)
	크리프, 건조수축 제외시	212.011	315.000	O.K(1.48)

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	943.617	631.134	-88.887	49.628	-49.628	1639.336	759.786
	SH-2	856.551	748.114	-92.453	49.628	-49.628		
P1	SH-1	3448.501	672.992	-72.204	118.115	-118.115	4450.489	3405.107
	SH-2	3741.175	802.080	-71.028	118.115	-118.115		
P2	SH-1	3741.175	672.992	-72.204	118.115	-118.115	4450.489	3405.107
	SH-2	3448.501	802.080	-71.028	118.115	-118.115		
A2	SH-1	856.551	631.134	-88.887	49.628	-49.628	1639.336	759.786
	SH-2	943.617	748.114	-92.453	49.628	-49.628		

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

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

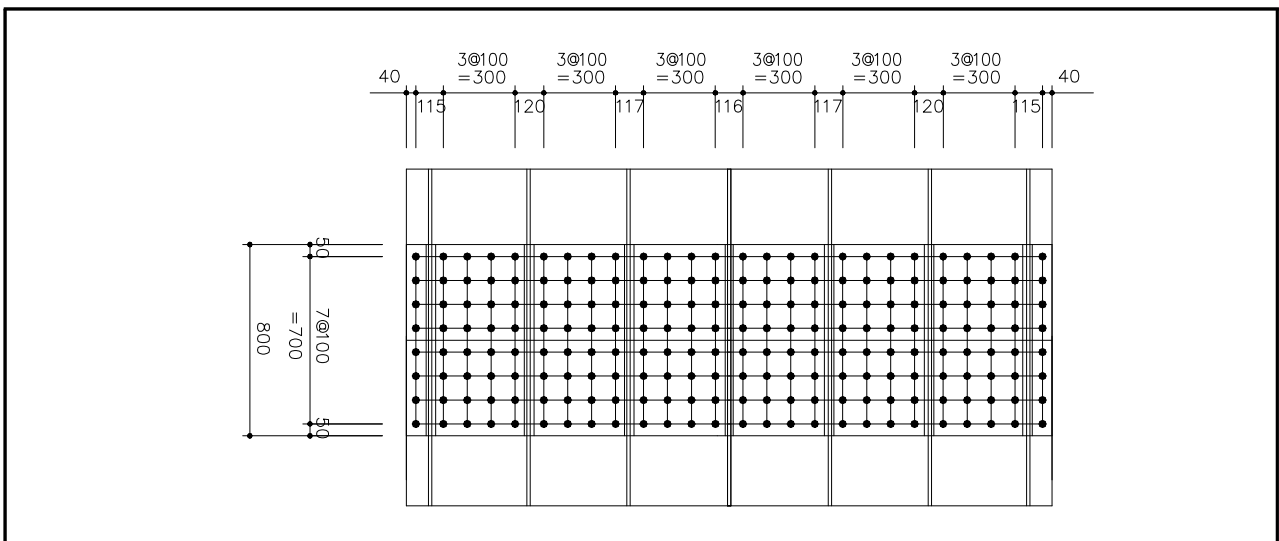
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G2-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
7,010.14	2,230.30	288.189	95.743	318.356	43.72	-45.74	190.00

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

㉡ 압축부 플랜지의 이음



【그림 5.2.10】 압축부 플랜지 이음(대구)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 43.718 \text{ MPa}$$

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

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

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 41ea \Rightarrow n_t = 104ea \quad \therefore \text{O.K}$$

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})

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

$$A2 - 380.0 \times 10.0 \times 6 = 22,800.0$$

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

$$\Sigma = 51,400.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

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

④ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 36,995.2 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,359.0 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.228 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.337 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

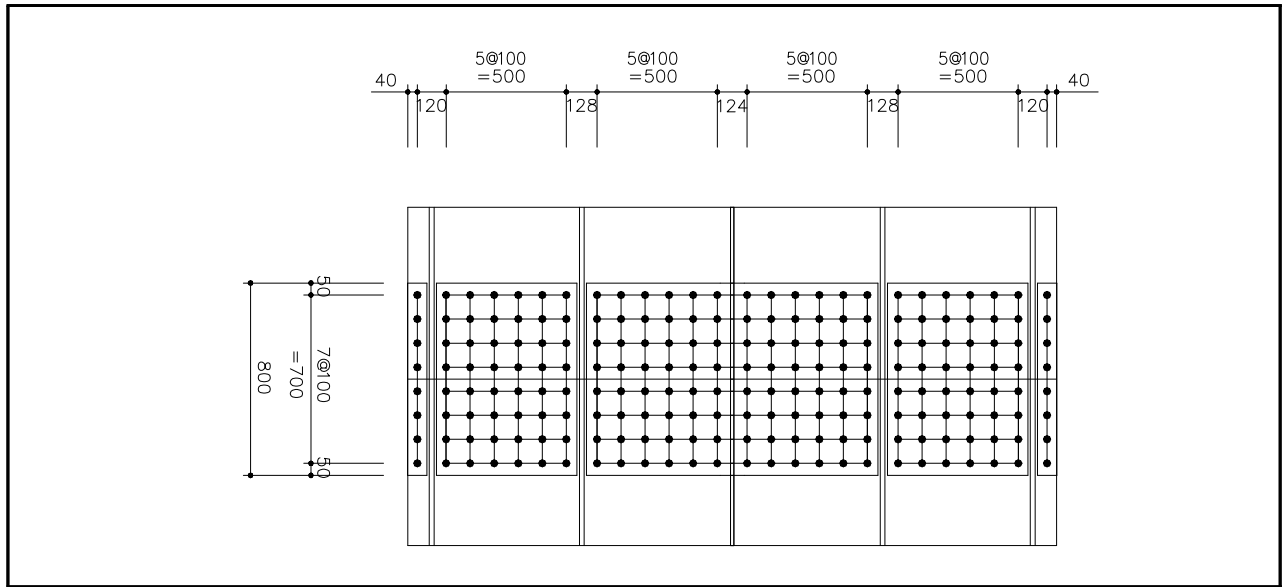
$$I_s = 1.909 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.538 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 4ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.11】 인장부 플랜지 이음(대구)

㉕ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 45.740 \text{MPa}$$

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

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

㉖ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 14mm, 모재길이 = 2,700mm

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

㉗ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

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

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 14.0 \times 1 = 32,800.0$$

$$A2 - 580.0 \times 14.0 \times 4 = 32,480.0$$

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

$$\Sigma = 72,520.0 \text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 149.1 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

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

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 2,835.6 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 5.733 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 8.380 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

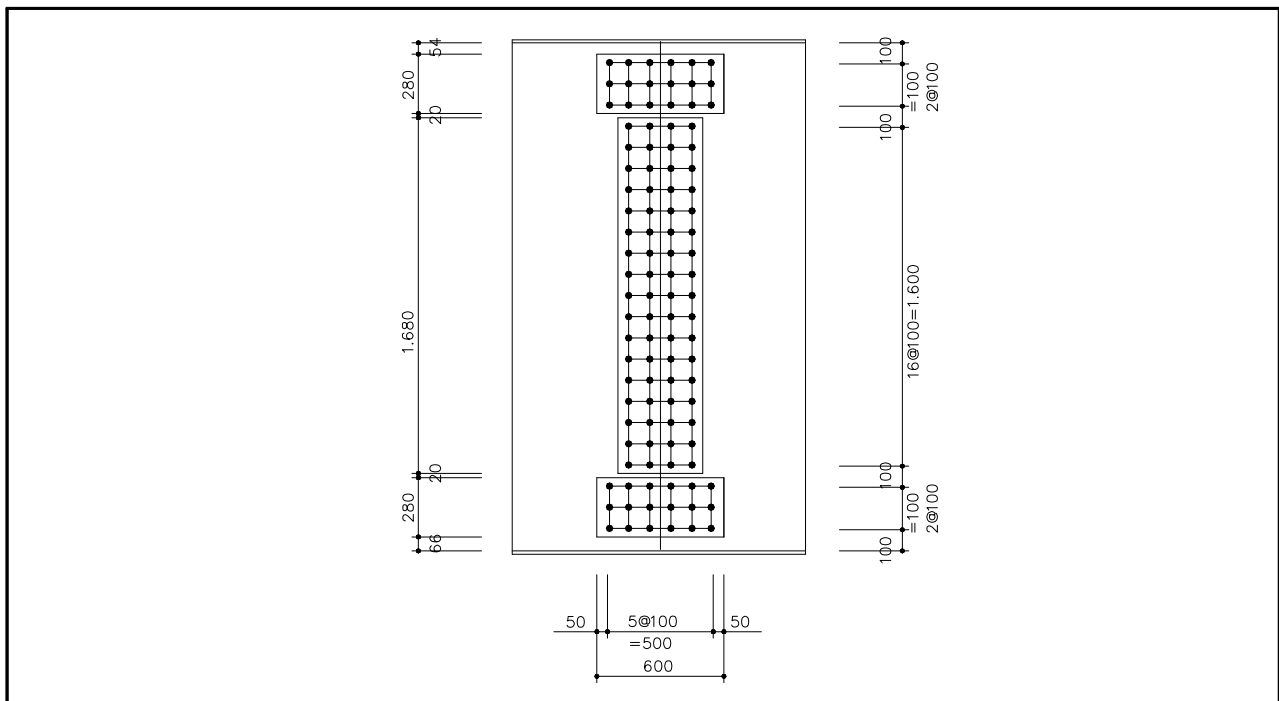
$$I_s = 1.909 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.538 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

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

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.12】 Web 이음(대구)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (3,062,147) \times 2 + 2\text{열} \times (2,090,841) \times 2 = 26,736,246 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,731,375}{26,736,246} \times 1,350 = 87.423 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = (191,966.0 + 397,945.0) / 60 \text{ EA} = 9,831.9 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{64,752.0^2 + 9,831.9^2} = 65,494.2 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉢ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.722 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 3.702 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 632.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 233.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.406 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 5.692 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,200.5\text{mm} \quad y_{sl} = 1,523.5\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 500.2\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,223.8\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 33.395 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 49.151 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

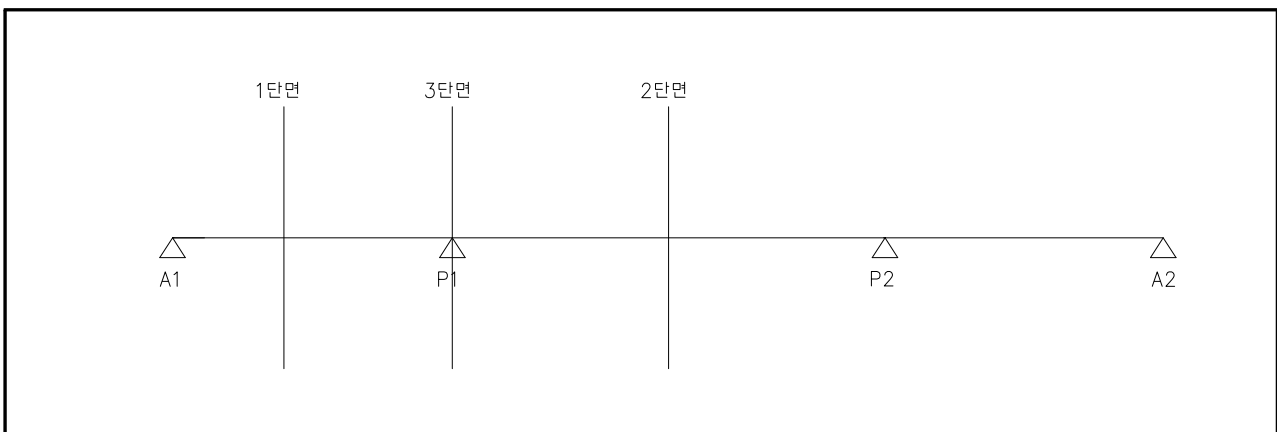
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

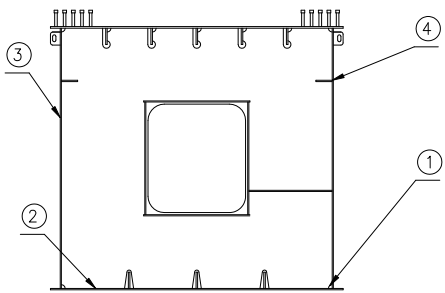
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



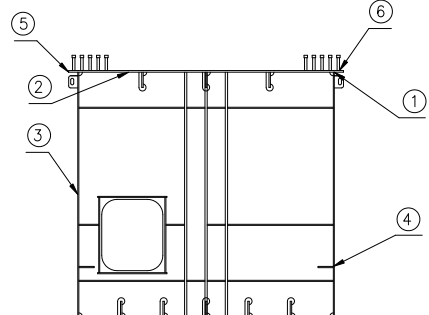
【그림 5.2.13】 피로조사 단면위치(대구)

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 (전단파괴검토)	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	5573.977	5247.2	3.508E+11	1946	30.920	29.108	B	126	203	O.K
②				1946	30.920	29.108	C	91	147	O.K
③				1050	16.693	15.714	E	56	91	O.K
④				25	0.405	0.381	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	5946.102	6079.688	3.538E+11	1929	32.423	33.151	B	126	203	O.K
②				1929	32.423	33.151	C	91	147	O.K
③				1034	17.375	17.765	E	56	91	O.K
④				9	0.147	0.151	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	3962.031	6179.271	2.038E+11	1274	24.763	38.620	B	126	203	O.K
②				1274	24.763	38.620	C	91	147	O.K
③				248	4.819	7.516	E	56	91	O.K
④				782	15.203	23.710	E	56	91	O.K
⑤				1137	22.103	34.472	E	56	91	O.K
⑥				1147	22.298	34.776	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 134를 설정하였음.

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

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

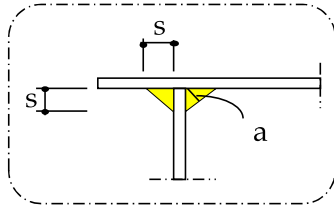
$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min}$$

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)



- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1432.212	26	2500	65000	1166	7.573E+07	2.038E+11	8	22.6	23.5	63	OK
DL하중	1664.113									27.3	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	1432.212	30	2500	75000	1274	9.540E+07	2.038E+11	8	22.6	29.6	63	OK
DL하중	1664.113									34.4	84	OK

5.2.2 부산방향

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $35.0 + 50.0 + 35.0 = 120.0\text{m}$
- 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(ℓ/b -4.6) : 4.6 < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 4.0$ 190-3.91(ℓ/b -4.0) : 4.0 < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 3.8$ 215-4.69(ℓ/b -3.8): 3.8 < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 3.4$ 270-6.64(ℓ/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(ℓ/b -3.9): 3.9 < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 3.4$ 260-6.25(ℓ/b -3.4): 3.4 < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-2.21(ℓ/b -4.9): 4.9 < $\ell/b \leq 30$	175-3.48(ℓ/b -4.1): 4.1 < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 3.9$ 195-4.07(ℓ/b -3.9): 3.9 < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 3.5$ 250-5.94(ℓ/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 ℓ/b -9.3): 9.3/K < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 8.0/K$ 190-1.95(K ℓ/b -8.0): 8.0/K < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 7.5/K$ 215-2.35(K ℓ/b -7.5): 7.5/K < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 6.7/K$ 270-3.32(K ℓ/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 ℓ/b -7.8): 7.8/K < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 260-3.12(K ℓ/b -6.9): 6.9/K < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-1.10(K ℓ/b -9.7): 9.7/K < $\ell/b \leq 30$	175-1.74(K ℓ/b -8.3): 8.3/K < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 7.9/K$ 195-2.04(K ℓ/b -7.9): 7.9/K < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 250-2.97(K ℓ/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	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	1.230	4.951	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	1.092	0.669	
③	$0.30 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	1.195	1.568	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	1.005	0.264	
⑤	$0.42 \times 0.125 \times 25 = 2.153$	1.135	2.443	
⑥	$1.075 \times 0.25 \times 25 = 8.594$	0.688	5.908	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.075 \times 0.05 \times 25 = 0.859$	0.458	0.394	
⑧	$0.08 \times 0.625 \times 23 = 1.702$	0.463	0.787	
계	19.520		16.984	

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)

- 윤택중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.625 + 1.14 = 1.640\text{m}$$

여기서, $X = 0.625\text{m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.625} = 0.369 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.625 \times (1+0.300)}{1.640} = 47.561 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 124.335 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 126.158 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 86.447 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 64.068 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 27.157 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 65.717 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.625 > 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 180) = (80 \times 0.625 + 180) = 280.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 280.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 126.158\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$= 65.717 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 179.751 \text{ MPa}$$

- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$

- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$

$$= 375 \times (210 / 179.751) - 2.5 \times 42.000 = 336.856\text{mm}$$

- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 179.751) = 350.485\text{mm}$$

- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 336.856\text{mm}$

- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 336.856\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.400^2}{10} = 5.380\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.400m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.400} = 0.354 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.400+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.000\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.000 = 31.200\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 74.074 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 36.580 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 74.074\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d) = 36.580 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 100.055 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 100.055) - 2.5 \times 42.0 = 629.654 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 100.055) = 629.654 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 629.654 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 629.654 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 우측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.095 \times 0.56 \times 25 = 1.330$	0.928	1.234	
②	$\frac{1}{2} \times 0.06 \times 0.56 \times 25 = 0.420$	0.860	0.361	
③	$0.155 \times 0.175 \times 25 = 0.678$	0.898	0.609	
④	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.778	0.213	
⑤	$0.28 \times 0.205 \times 25 = 1.435$	0.835	1.198	
⑥	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 6.406$	0.513	3.283	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.025 \times 0.05 \times 25 = 0.641$	0.342	0.219	
⑧	$0.08 \times 0.695 \times 23 = 1.279$	0.348	0.444	
계	12.462		7.561	

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

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤택하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.395 + 1.14 = 1.456\text{m}$$

여기서, X = 0.395m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.395} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.395 \times (1+0.300)}{1.456} = 33.857\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

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)

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

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

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 82.622 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 96.093 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 55.956 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 51.974 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.055 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 42.393 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.395 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.395 + 230) = 262.0 \text{ mm}$$

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

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 96.093\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$= 42.393 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 115.955 \text{ MPa}$$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$

$$= 375 \times (210 / 115.955) - 2.5 \times 42.000 = 577.893\text{mm}$$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 115.955) = 543.314\text{mm}$$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 543.314\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 543.314\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.011으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.35】 바닥판의 단면검토 결과(부산)

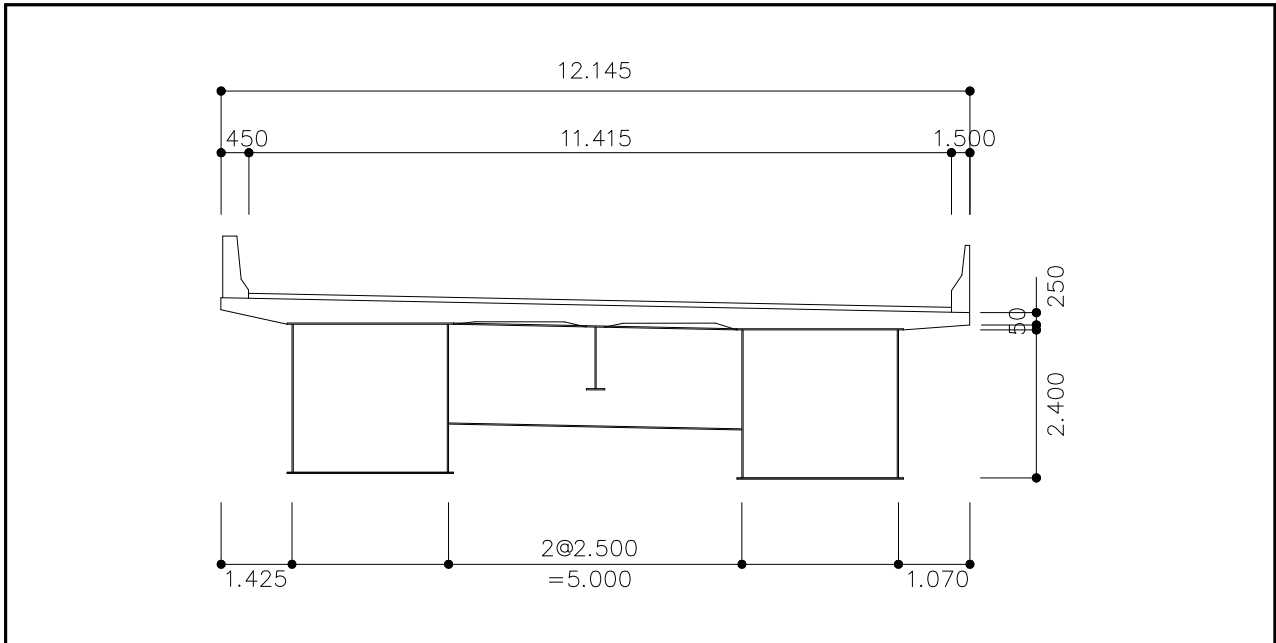
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	126.158	127.569	1.011	O.K
중앙부	74.074	127.569	1.722	O.K
우측 캔틸레버부	96.093	127.569	1.328	O.K

【표 5.2.36】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(부산)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	철근 평균 간격(s) (mm)	철근 소요중심 간격(s_a) (mm)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	65.717	179.751	240.000	125.000	1.032	O.K
중앙부	36.580	100.055	240.000	125.000	1.797	O.K
우측 캔틸레버부	42.393	115.955	240.000	125.000	1.617	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.14】 해석단면(부산)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

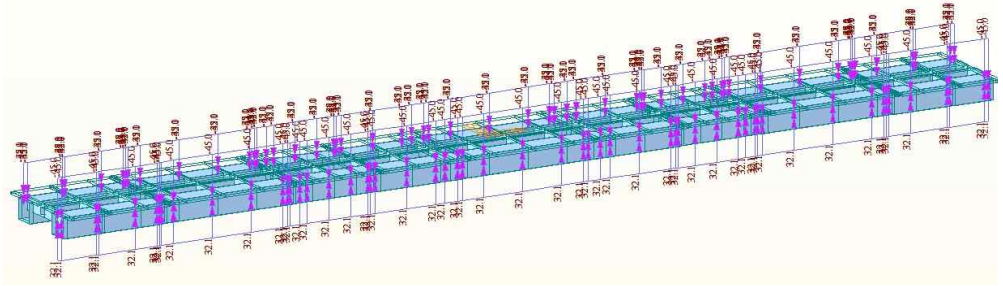
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

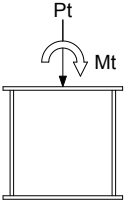
구분	거더폭 (m)	바닥판 자중		기호의 정의
		Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	44.953	32.051	
G2	2.500	44.953	-32.051	

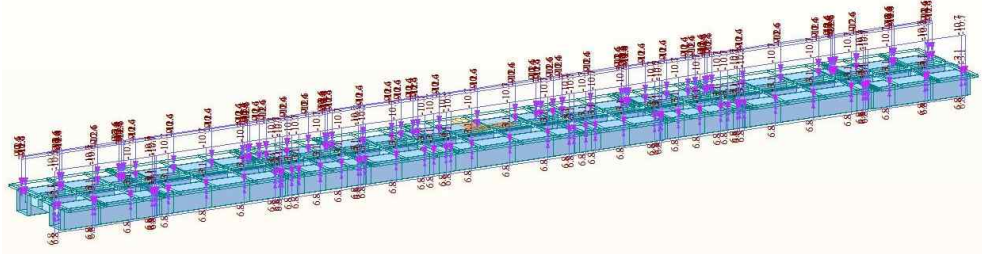
구 분	하 중 재 하 도
바닥판 자중 하중재하도	

【그림 5.2.15】 하중재하도(바닥판 자중)(부산)

② 합성후 고정하중

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

구 분	방호벽 자중		포장 자중		중분대 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	9.740	-12.604	10.350	-	-	-	
G2	-	-	10.654	-	3.107	-6.783	

구 분	하 중 재 하 도
합성후 고정하중 하중재하도	방호벽 및 포장 하중 

【그림 5.2.16】 하중재하도(합성후 고정하중)(부산)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.150m																											
지간장(L)	• 35.000+50.000+35.000 = 120.0m																											
충격계수(i)	• 1, 3경간 : 15 / (40+35.0) = 0.200 < 0.3 ∴ i = 0.200 적용 • 2 경간 : 15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 적용																											
활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)																									
	P _m	108kN	P _f	24 kN																								
	P _s	156kN	P _r	96 kN																								
	W _ℓ	12.7kN/m																										
설계차로	<table><tr><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 도로교설계 기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75%																											

④ 지점침하

합성후 단면에 대해서 각 지점위치별 10mm 부등침하를 조합하여 적용

⑤ 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

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

3) 유효폭 산정

① 등가경간장

【표 5.2.37】 등가경간장 및 적용식(부산)

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

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

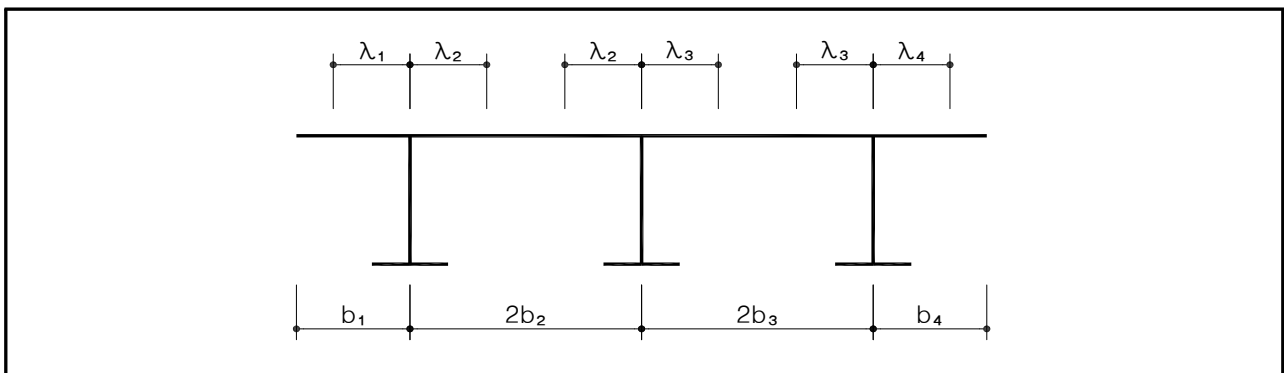
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.17】 플랜지의 유효폭(부산)

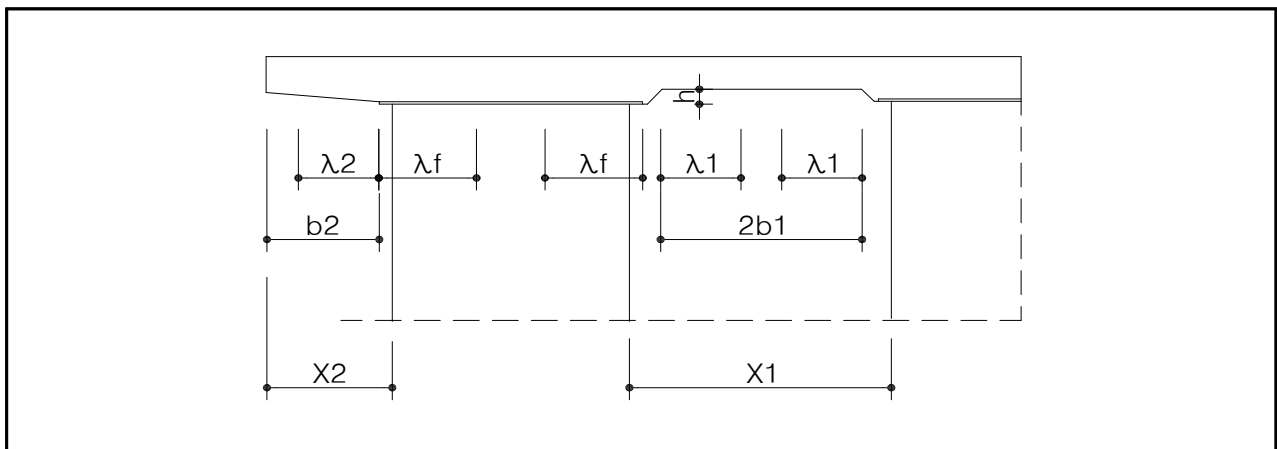
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1, 3 경간중양부	28.000	M	
1, 2 경간지점부	17.000	M	
2 경간중양부	30.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.18】 바닥판의 유효폭(부산)

㉖ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.38】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1, 3 경간중양부	28.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	5.916	0.974
1, 2 경간지점부	17.000	2.500	2.323	0.929	2.500	2.323	0.929	6.075	4.896	0.806
2 경간중양부	30.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	5.942	0.978

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

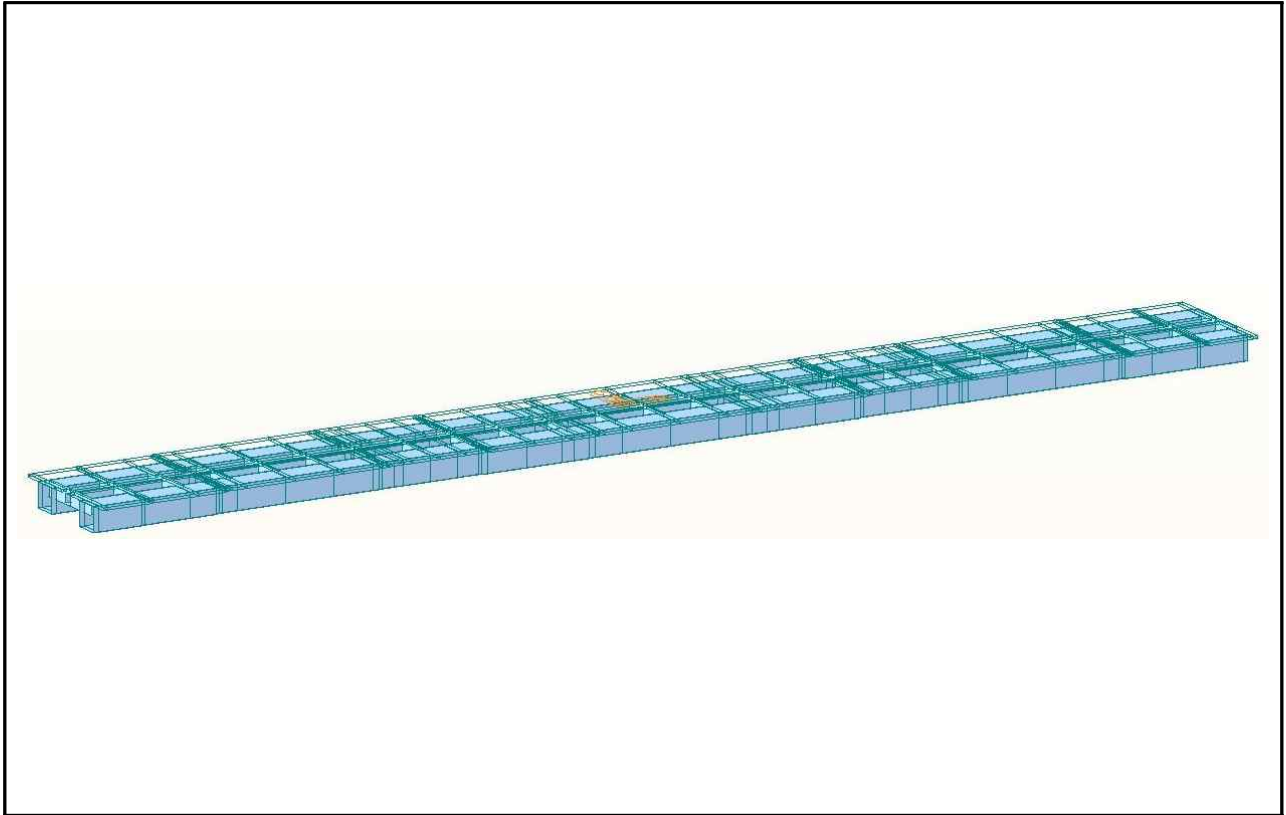
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1, 3 경간중앙부	28.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	5.916	0.974
1, 2 경간지점부	17.000	2.500	2.323	0.929	2.500	2.323	0.929	6.075	4.896	0.806
2 경간중앙부	30.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.075	5.942	0.978

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

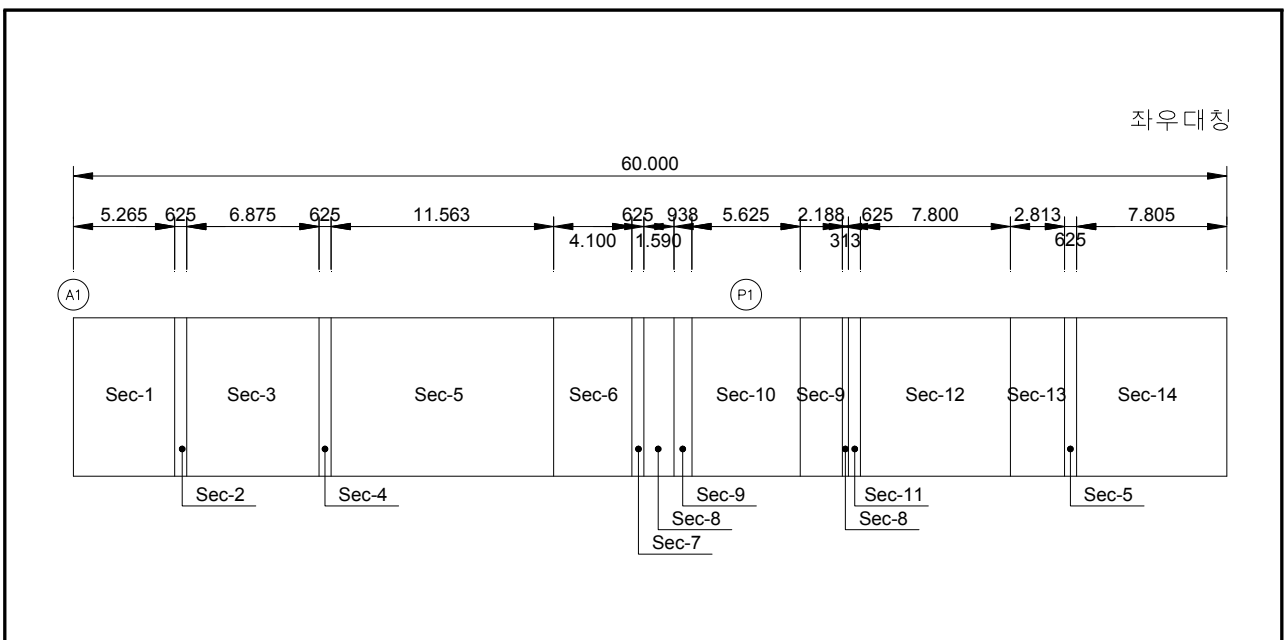
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.19】 해석모델링(부산)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.20】 거더 단면위치(부산)

【표 5.2.40】 G1 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S1~S3)

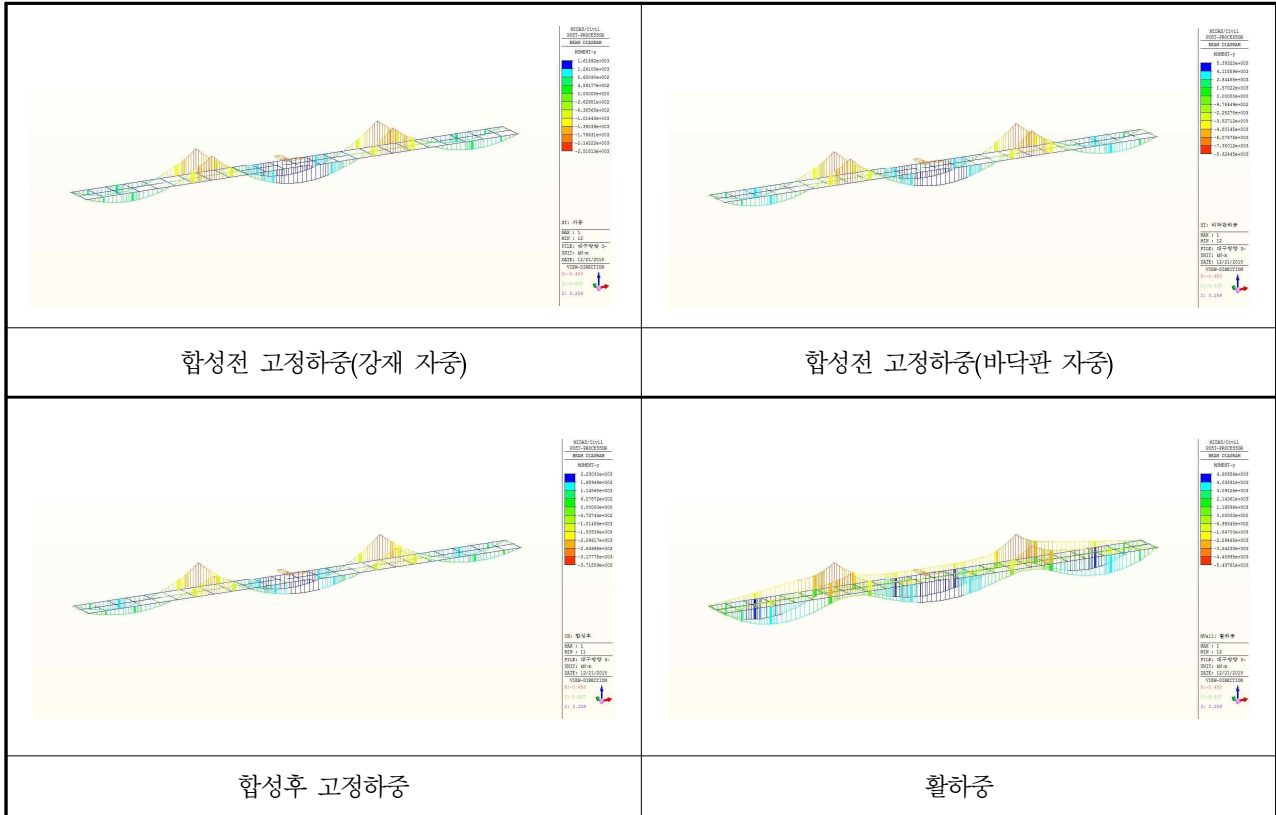
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	139200	143029845163	130232764800	178931611999	
	합성후	1518750	288454711154	714091285308	219360743791	
단면 - 2	합성전	150000	158932181700	136793764800	193232622085	
	합성후	339844	311166853559	720652285308	230805643014	
단면 - 3	합성전	160800	174610897126	143354764800	204157823812	
	합성후	350644	352952878205	727213285308	246481133997	
단면 - 4	합성전	166200	183001613718	146635264800	210830691809	
	합성후	356044	354253488304	730493785308	247589493392	
단면 - 5	합성전	170400	188092181237	146635264800	210830691809	
	합성후	360244	368513891492	730493785308	247589493392	
단면 - 6	합성전	175800	196343517600	149915764800	216349915826	
	합성후	365644	369901141773	733774285308	248626127799	
단면 - 7	합성전	181200	204128577328	153196264800	220996347612	
	합성후	371044	389782596804	737054785308	254749859701	
단면 - 8	합성전	177000	198321825649	153196264800	220996347612	
	합성후	366844	388955187310	737054785308	254749859701	
단면 - 9	합성전	177000	198321825649	153196264800	220996347612	
	합성후	366844	388955187310	737054785308	254749859701	
단면 - 10	합성전	182400	206946000740	156476764800	225838626940	
	합성후	372244	390496965469	740335285308	255765081987	
단면 - 11	합성전	177000	198321825649	153196264800	220996347612	
	합성후	366844	388955187310	737054785308	254749859701	
단면 - 12	합성전	170400	188092181237	146635264800	210830691809	
	합성후	360244	349466001392	730493785308	241393862928	
단면 - 12-1	합성전	165000	180347752800	143354764800	205577658955	
	합성후	354844	348233504663	727213285308	240410048827	
단면 - 13	합성전	160800	174885411849	143354764800	205577658955	
	합성후	350644	333511238670	727213285308	240410048827	
단면 - 14	합성전	171600	190889914890	149915764800	216349915826	
	합성후	361444	355525620015	733774285308	248626127799	
부부재	가로보	21000	6232700000	45125000	7000000	
	세로보	12000	1442095600	54014400	403200	

【표 5.2.41】 G2 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S1~S3)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	139200	143029845163	130232764800	178931611999	
	합성후	1606250	291918752927	820930722157	219360743791	
단면 - 2	합성전	144600	151112586383	133513264800	185813233544	
	합성후	345381	314016742438	824211222157	229749057213	
단면 - 3	합성전	150000	158932181700	136793764800	193232622085	
	합성후	350781	314949969131	827491722157	230805643014	
단면 - 4	합성전	160800	174610897126	143354764800	204157823812	
	합성후	361581	357553871964	834052722157	246481133997	
단면 - 5	합성전	166200	183001613718	146635264800	210830691809	
	합성후	366981	358752975100	837333222157	247589493392	
단면 - 6	합성전	170400	188092181237	146635264800	210830691809	
	합성후	371181	373316636497	837333222157	247589493392	
단면 - 7	합성전	175800	196343517600	149915764800	216349915826	
	합성후	376581	374599458319	840613722157	248626127799	
단면 - 8	합성전	181200	204128577328	153196264800	220996347612	
	합성후	381981	394886444221	843894222157	254749859701	
단면 - 9	합성전	177000	198321825649	153196264800	220996347612	
	합성후	377781	394131270886	843894222157	254749859701	
단면 - 10	합성전	182400	206946000740	156476764800	225838626940	
	합성후	383181	395560650361	847174722157	255765081987	
단면 - 11	합성전	177000	198321825649	153196264800	220996347612	
	합성후	377781	394131270886	843894222157	254749859701	
단면 - 12	합성전	170400	188092181237	146635264800	210830691809	
	합성후	371181	353764953315	837333222157	241393862928	
단면 - 12-1	합성전	165000	180347752800	143354764800	205577658955	
	합성후	365781	352627903524	834052722157	240410048827	
단면 - 13	합성전	160800	174885411849	143354764800	205577658955	
	합성후	361581	337607078062	834052722157	240410048827	
단면 - 14	합성전	171600	190889914890	149915764800	216349915826	
	합성후	372381	359927279393	840613722157	248626127799	
부부재	가로보	21000	6232700000	45125000	7000000	
	세로보	12000	1442095600	54014400	403200	

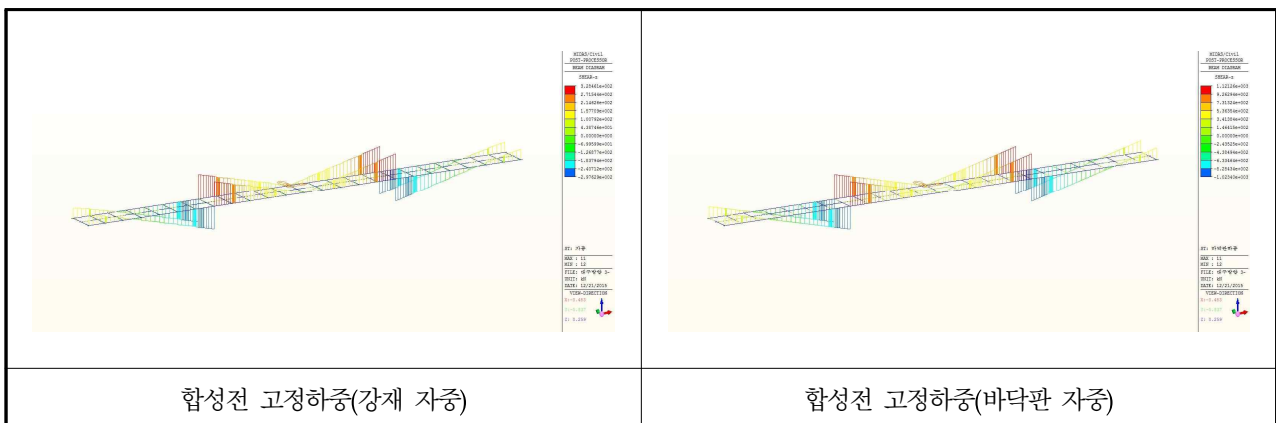
5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

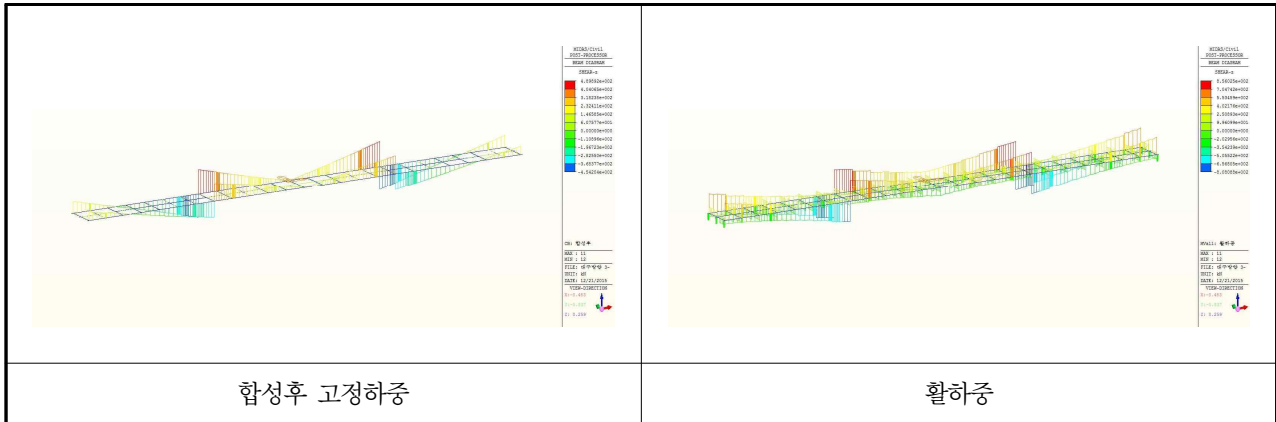


【그림 5.2.21】 휨모멘트도(부산)

㉡ 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
G1	S1		0.585
	P1		-0.160
	S2		-0.160
	P2		-0.160
	S3		0.586
G2	S1		0.586
	P1		-0.16.
	S2		-0.160
	P2		-0.16.
	S3		0.585

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
G1	휨모멘트 (kN · m)	3,872.287	951.038	3,870.685	640.701	9,334.711
	전단력 (kN)	-32.561	-10.919	339.092	49.557	345.169
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.596	12.310	275.392	0.031	287.137
G2	휨모멘트 (kN · m)	3,872.287	951.038	3,870.695	640.701	9,334.721
	전단력 (kN)	-32.561	-10.307	310.806	49.557	317.495
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.596	12.403	221.710	0.031	234.74

【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)	7,010.138	2,230.296	4,986.563	545.596	14,772.593
	전단력 (kN)	288.189	95.743	383.266	68.352	835.55
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.217	17.388	300.712	0.039	318.356
G2	휨모멘트 (kN · m)	7,010.138	1,830.965	4,495.896	545.596	13,882.595
	전단력 (kN)	288.189	73.338	355.488	68.352	785.367
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.217	17.260	323.675	0.039	341.191

【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)	3,872.287	951.038	3,870.685	640.701	9,334.711
	전단력 (kN)	-32.561	-10.919	339.092	49.557	345.169
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.596	-12.310	208.761	0.031	197.078
G2	휨모멘트 (kN · m)	3,872.287	951.038	3,870.695	640.701	9,334.721
	전단력 (kN)	-32.561	-10.307	310.806	49.557	317.495
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.596	-12.403	310.639	0.031	297.671

- 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)	-7,309.546	-3,718.593	-5,437.606	-1,708.838	-18,174.583
	전단력 (kN)	-1,321.032	-454.204	-808.088	-68.356	-2,651.68
	비틀림모멘트 (kN · m)	-3.805	5.115	-555.031	-0.140	-553.861
G2	휨모멘트 (kN · m)	-7,309.546	-2,775.886	-4,584.955	-1,708.838	-16,379.225
	전단력 (kN)	-1,321.032	-316.451	-699.650	-68.356	-1,084.457
	비틀림모멘트 (kN · m)	-3.685	7.273	-525.163	-0.140	-521.715

【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)	-7,309.546	-3,718.593	-5,437.606	-1,708.838	-18,174.583
	전단력 (kN)	-1,321.032	-454.204	-808.088	-68.356	-2,651.68
	비틀림모멘트 (kN · m)	-3.685	-43.818	-608.132	-0.140	-655.775
G2	휨모멘트 (kN · m)	-7,309.546	-2,775.886	-4,584.955	-1,708.838	-16,379.225
	전단력 (kN)	-1,321.032	-316.451	-699.650	-68.356	-2,405.489
	비틀림모멘트 (kN · m)	-3.805	-41.633	-584.400	-0.140	-629.978

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 5.2.48】 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	28.082	-25.852	167.529	190.000	5.966	7.350
1+2+3	37.239	-60.972	167.529	190.000	4.499	3.116
1+2+3+4	39.723	-60.543	192.658	190.000	4.850	3.138
1+2+3+4+5	54.805	-58.332	192.658	190.000	3.515	3.257
1+2+3+4+5+6	70.877	-54.806	217.788	218.500	3.073	3.987
1+2+3+4+5-6	38.732	-61.858	217.788	218.500	5.623	3.532

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 7.951 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{70.877}{217.788} \right)^2 + \left(\frac{7.951}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.103 + 0.005 = 0.108 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-60.972}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{7.951}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.104 + 0.05 = 0.109 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.460	16.200	O.K(4.68)
	크리프, 건조수축 제외시	4.550	16.200	O.K(3.56)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	88.195	315.000	O.K(3.57)
	크리프, 건조수축 제외시	70.629	315.000	O.K(4.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-103.727	315.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-106.367	315.000	O.K(2.96)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.50】 G 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	43.718	-45.740	190.000	190.000	4.346	4.154
1+2+3	54.473	-88.434	190.000	190.000	3.488	2.148
1+2+3+4	57.085	-84.964	218.500	190.000	3.828	2.236
1+2+3+4+5	65.977	-72.774	218.500	190.000	3.312	2.611
1+2+3+4+5+6	78.402	-57.012	247.000	218.500	3.150	3.833
1+2+3+4+5-6	53.551	-88.536	247.000	218.500	4.612	2.468

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 16.676 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{78.402}{247.000} \right)^2 + \left(\frac{16.676}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.101 + 0.023 = 0.124 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-88.434}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{16.676}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.217 + 0.023 = 0.240 < 1.2 \therefore O.K$$

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.063	16.200	O.K(3.98)
	크리프, 건조수축 제외시	5.735	16.200	O.K(2.82)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	101.259	315.000	O.K(3.11)
	크리프, 건조수축 제외시	89.755	315.000	O.K(3.50)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-140.929	315.000	O.K(2.23)
	크리프, 건조수축 제외시	-156.590	315.000	O.K(2.01)

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	28.082	-25.852	167.529	190.000	5.966	7.350
1+2+3	37.239	-60.972	167.529	190.000	4.499	3.116
1+2+3+4	39.723	-60.543	192.658	190.000	4.850	3.138
1+2+3+4+5	54.805	-58.332	192.658	190.000	3.515	3.257
1+2+3+4+5+6	70.877	-54.806	217.788	218.500	3.073	3.987
1+2+3+4+5-6	38.732	-61.858	217.788	218.500	5.623	3.532

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 7.337 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{70.877}{217.788} \right)^2 + \left(\frac{7.337}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.106 + 0.004 = 0.110 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-60.972}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{7.337}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.103 + 0.004 = 0.107 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

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	3.460	16.200	O.K(4.68)
	크리프, 건조수축 제외시	4.550	16.200	O.K(3.56)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	88.195	315.000	O.K(3.57)
	크리프, 건조수축 제외시	70.629	315.000	O.K(4.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-103.727	315.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-106.367	315.000	O.K(2.96)

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	28.082	-25.852	167.529	190.000	5.966	7.350
1+2+3	35.914	-55.892	167.529	190.000	4.665	3.399
1+2+3+4	37.675	-55.588	192.658	190.000	5.114	3.418
1+2+3+4+5	52.756	-53.377	192.658	190.000	3.652	3.560
1+2+3+4+5+6	68.828	-49.851	217.788	218.500	3.164	4.383
1+2+3+4+5-6	36.684	-56.903	217.788	218.500	5.937	3.840

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 7.113 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{68.828}{217.788} \right)^2 + \left(\frac{7.113}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.100 + 0.004 = 0.104 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-55.892}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{7.113}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.087 + 0.004 = 0.091 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	3.055	16.200	O.K(5.30)
	크리프, 건조수축 제외시	4.085	16.200	O.K(3.96)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	85.101	315.000	O.K(3.70)
	크리프, 건조수축 제외시	68.259	315.000	O.K(4.61)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-94.760	315.000	O.K(3.32)
	크리프, 건조수축 제외시	-97.275	315.000	O.K(3.23)

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	43.718	-45.740	190.000	190.000	4.346	4.154
1+2+3	53.240	-83.539	190.000	190.000	3.569	2.274
1+2+3+4	55.384	-80.690	218.500	190.000	3.945	2.355
1+2+3+4+5	64.276	-68.500	218.500	190.000	3.399	2.774
1+2+3+4+5+6	76.702	-52.738	247.000	218.500	3.220	4.143
1+2+3+4+5-6	51.851	-84.262	247.000	218.500	4.764	2.593

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 15.960 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{76.702}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{15.960}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.0967 + 0.021 = 0.117 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-83.539}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.960}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.193 + 0.021 = 0.214 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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	3.715	16.200	O.K(4.36)
	크리프, 건조수축 제외시	5.306	16.200	O.K(3.05)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	98.611	315.000	O.K(3.19)
	크리프, 건조수축 제외시	87.574	315.000	O.K(3.59)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-132.893	315.000	O.K(2.37)
	크리프, 건조수축 제외시	-147.932	315.000	O.K(2.12)

㉠ 거더 G2(3경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.58】 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	28.082	-25.852	167.529	190.000	5.966	7.350
1+2+3	35.914	-55.892	167.529	190.000	4.665	3.399
1+2+3+4	37.675	-55.588	192.658	190.000	5.114	3.418
1+2+3+4+5	52.756	-53.377	192.658	190.000	3.652	3.560
1+2+3+4+5+6	68.828	-49.851	217.788	218.500	3.164	4.383
1+2+3+4+5-6	36.684	-56.903	217.788	218.500	5.937	3.840

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉢ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 7.543 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{68.828}{217.788}\right)^2 + \left(\frac{7.543}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.100 + 0.005 = 0.105 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-55.892}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{7.543}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.087 + 0.005 = 0.091 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉤ 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	3.055	16.200	O.K(5.30)
	크리프, 건조수축 제외시	4.085	16.200	O.K(3.96)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	85.101	315.000	O.K(3.70)
	크리프, 건조수축 제외시	68.259	315.000	O.K(4.61)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-94.760	315.000	O.K(3.32)
	크리프, 건조수축 제외시	-97.275	315.000	O.K(3.23)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1(1경간)

㉡ 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	-49.358	47.124	190.000	190.000	3.849	4.032
1+2+3	-111.553	115.031	190.000	190.000	1.703	1.652
1+2+3+4	-117.316	107.024	190.000	190.000	1.620	1.775
1+2+3+4+5	-108.376	119.937	190.000	190.000	1.753	1.584
1+2+3+4+5+6	-89.285	144.442	218.500	218.500	2.447	1.513
1+2+3+4+5-6	-127.467	95.431	218.500	218.500	1.714	2.290

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 49.803 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-117.316}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{49.803}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.381 + 0.205 = 0.586 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{144.442}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{49.803}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.437 + 0.205 = 0.642 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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】 G1 1경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-142.030	400.000	O.K(2.81)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.044	400.000	O.K(2.75)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-195.704	315.000	O.K(1.60)
	크리프, 건조수축 제외시	-198.882	315.000	O.K(1.58)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	216.917	315.000	O.K(1.45)
	크리프, 건조수축 제외시	212.011	315.000	O.K(1.48)

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	-49.358	47.124	190.000	190.000	3.849	4.032
1+2+3	-111.553	115.031	190.000	190.000	1.703	1.652
1+2+3+4	-117.316	107.024	190.000	190.000	1.620	1.775
1+2+3+4+5	-108.376	119.937	190.000	190.000	1.753	1.584
1+2+3+4+5+6	-89.285	144.442	218.500	218.500	2.447	1.513
1+2+3+4+5-6	-127.467	95.431	218.500	218.500	1.714	2.290

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

② 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 50.502 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-117.316}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{50.502}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.381 + 0.211 = 0.592 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{144.442}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{50.502}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.437 + 0.211 = 0.648 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-142.030	400.000	O.K(2.81)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.044	400.000	O.K(2.75)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-195.704	315.000	O.K(1.60)
	크리프, 건조수축 제외시	-198.882	315.000	O.K(1.58)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	216.917	315.000	O.K(1.45)
	크리프, 건조수축 제외시	212.011	315.000	O.K(1.48)

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	-49.358	47.124	190.000	190.000	3.849	4.032
1+2+3	-106.082	109.100	190.000	190.000	1.791	1.742
1+2+3+4	-110.386	103.124	190.000	190.000	1.721	1.842
1+2+3+4+5	-101.442	116.035	190.000	190.000	1.873	1.637
1+2+3+4+5+6	-82.348	140.539	218.500	218.500	2.653	1.555
1+2+3+4+5-6	-120.537	91.532	218.500	218.500	1.813	2.387

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 45.315 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉒ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-110.386}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{45.315}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.338 + 0.170 = 0.507 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{140.539}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{45.315}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.414 + 0.170 = 0.583 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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	-132.056	400.000	O.K(3.02)
	크리프, 건조수축 제외시	-136.479	400.000	O.K(2.93)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-187.088	315.000	O.K(1.68)
	크리프, 건조수축 제외시	-191.727	315.000	O.K(1.64)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	211.211	315.000	O.K(1.49)
	크리프, 건조수축 제외시	204.276	315.000	O.K(1.54)

㉠ 거더 G2(2경간)

㉠ 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	-49.358	47.124	190.000	190.000	3.849	4.032
1+2+3	-101.207	103.774	190.000	190.000	1.877	1.831
1+2+3+4	-105.511	97.798	190.000	190.000	1.801	1.943
1+2+3+4+5	-96.568	110.710	190.000	190.000	1.968	1.716
1+2+3+4+5+6	-77.473	135.213	218.500	218.500	2.820	1.616
1+2+3+4+5-6	-115.662	86.206	218.500	218.500	1.889	2.535

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 46.052 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-105.511}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{46.052}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.308 + 0.175 = 0.484 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{135.213}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{46.052}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.383 + 0.175 = 0.558 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

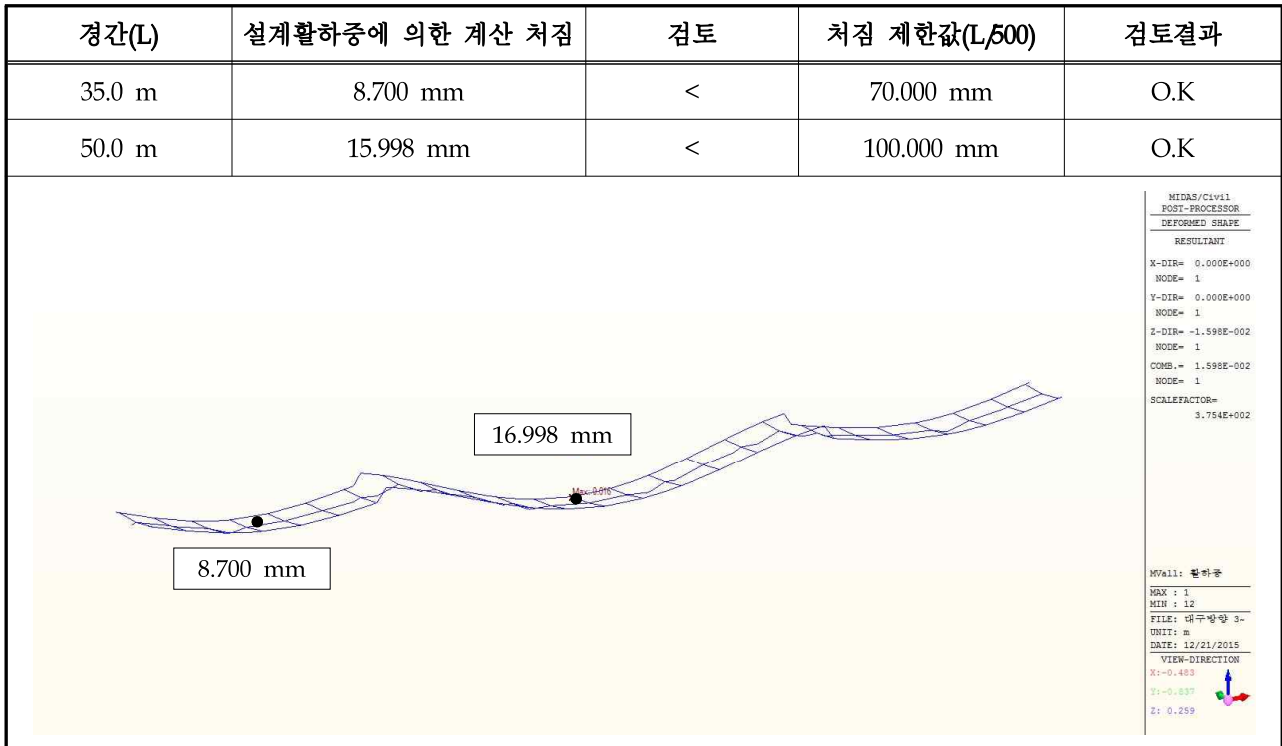
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-119.508	400.000	O.K(3.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-123.932	400.000	O.K(3.22)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-176.608	315.000	O.K(1.78)
	크리프, 건조수축 제외시	-181.247	315.000	O.K(1.73)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	199.761	315.000	O.K(1.57)
	크리프, 건조수축 제외시	192.826	315.000	O.K(1.63)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.68】 반력 집계결과(부산)

(단위 : kN)

구 분	고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH-1	856.551	748.114	-92.453	49.628	-49.628	1639.336	759.786
	SH-2	943.617	631.134	-88.887	49.628	-49.628		
P1	SH-1	3741.175	802.080	-71.028	118.115	-118.115	4450.489	3405.107
	SH-2	3448.501	672.992	-72.204	118.115	-118.115		
P2	SH-1	3448.501	802.080	-71.028	118.115	-118.115	4450.489	3405.107
	SH-2	3741.175	672.992	-72.204	118.115	-118.115		
A2	SH-1	943.617	748.114	-92.453	49.628	-49.628	1639.336	759.786
	SH-2	856.551	631.134	-88.887	49.628	-49.628		

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

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

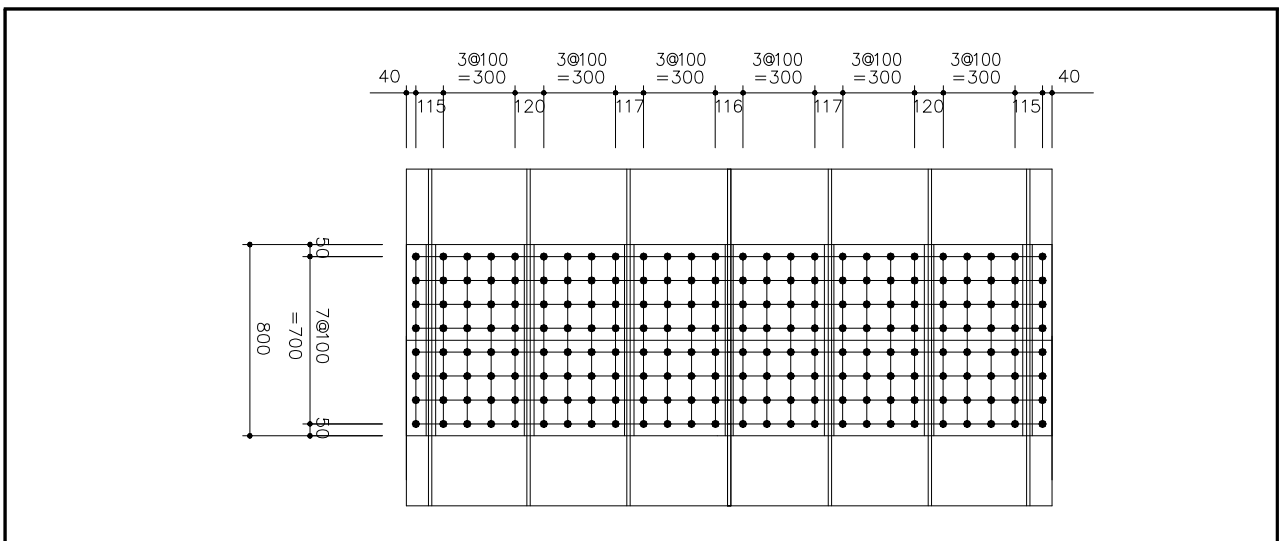
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G1-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
7,010.14	2,230.30	288.189	95.743	318.356	43.72	-45.74	190.00

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

㉡ 압축부 플랜지의 이음



【그림 5.2.23】 압축부 플랜지 이음(부산)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 43.718 \text{ MPa}$$

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

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

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 41ea \Rightarrow n_t = 104ea \quad \therefore \text{O.K}$$

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})

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

$$A2 - 380.0 \times 10.0 \times 6 = 22,800.0$$

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

$$\Sigma = 51,400.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

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

④ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 36,995.2 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,359.0 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.228 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.337 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

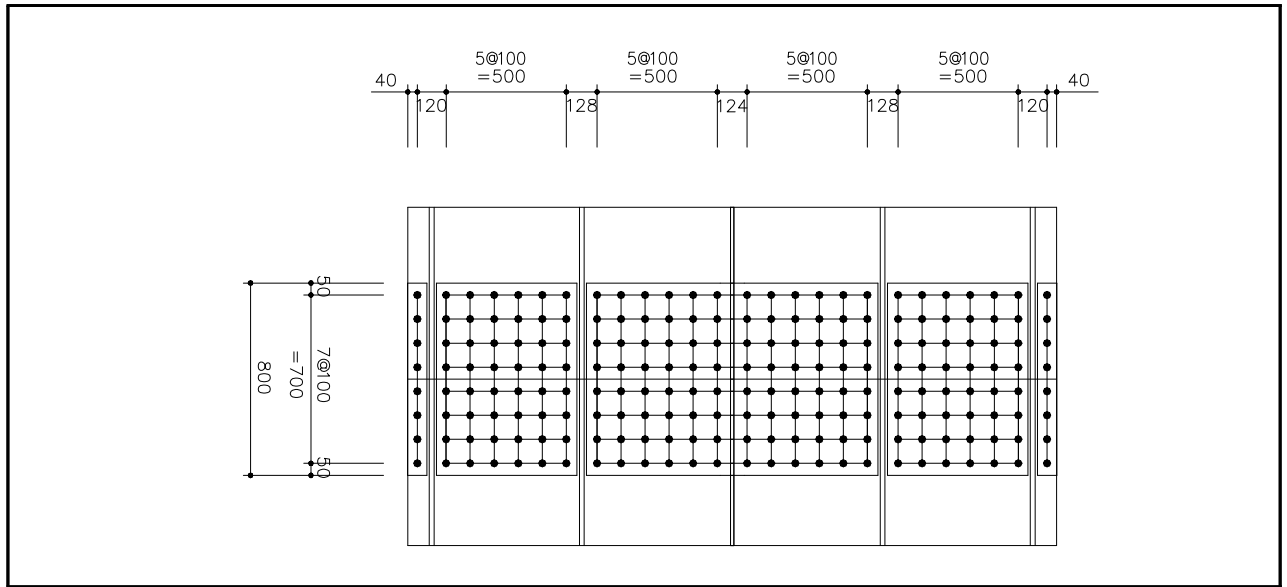
$$I_s = 1.909 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.538 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 4ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.24】 인장부 플랜지 이음(부산)

㉕ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 45.740\text{MPa}$$

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

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

㉖ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 14mm, 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})

$$A1 - 2,700.0 \times 14.0 \times 1 = 32,800.0$$

$$A2 - 580.0 \times 14.0 \times 4 = 32,480.0$$

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

$$\Sigma = 72,520.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (3,062,147) \times 2 + 2\text{열} \times (2,090,841) \times 2 = 26,736,246 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,731,375}{26,736,246} \times 1,350 = 87.423 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = (191,966.0 + 397,945.0) / 60 \text{ EA} = 9,831.9 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{64,752.0^2 + 9,831.9^2} = 65,494.2 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.722 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 3.702 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 632.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 233.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.406 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 5.692 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,200.5\text{mm} \quad y_{sl} = 1,523.5\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 500.2\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,223.8\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 33.395 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 49.151 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 피로 검토

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

① 응력반복 횟수

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

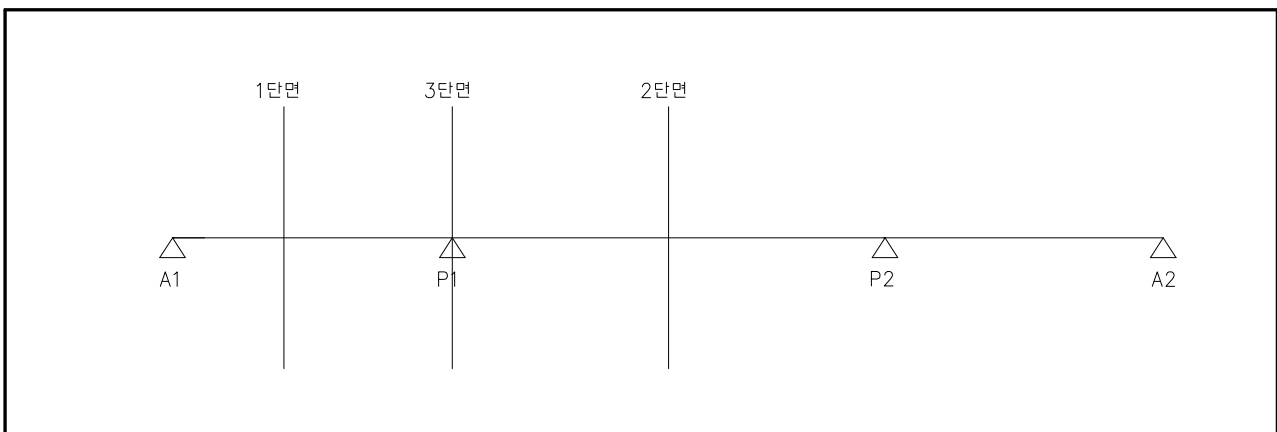
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

주) *는 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우

③ 피로조사 위치 및 응력범주의 설정

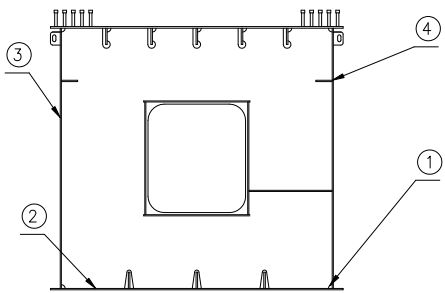
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



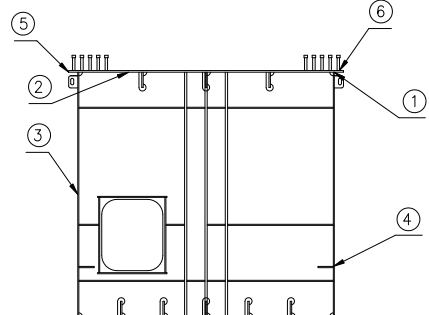
【그림 5.2.26】 피로조사 단면위치(부산)

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

<단면 1, 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 (전단파괴검토)	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	5573.977	5247.2	3.508E+11	1946	30.920	29.108	B	126	203	O.K
②				1946	30.920	29.108	C	91	147	O.K
③				1050	16.693	15.714	E	56	91	O.K
④				25	0.405	0.381	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	5946.102	6079.688	3.538E+11	1929	32.423	33.151	B	126	203	O.K
②				1929	32.423	33.151	C	91	147	O.K
③				1034	17.375	17.765	E	56	91	O.K
④				9	0.147	0.151	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	3962.031	6179.271	2.038E+11	1274	24.763	38.620	B	126	203	O.K
②				1274	24.763	38.620	C	91	147	O.K
③				248	4.819	7.516	E	56	91	O.K
④				782	15.203	23.710	E	56	91	O.K
⑤				1137	22.103	34.472	E	56	91	O.K
⑥				1147	22.298	34.776	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 134를 설정하였음.

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

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

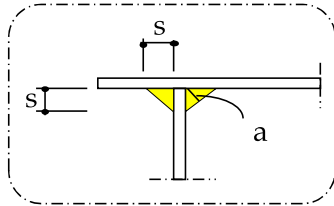
$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min}$$

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)



- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1432.212	26	2500	65000	1166	7.573E+07	2.038E+11	8	22.6	23.5	63	OK
DL하중	1664.113									27.3	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	1432.212	30	2500	75000	1274	9.540E+07	2.038E+11	8	22.6	29.6	63	OK
DL하중	1664.113									34.4	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	7.561	33.857	96.093	$\frac{127.569-1.3 \times 7.561}{2.15 \times 33.857}$	1.617	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 31.200}$	1.797	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	16.984	47.561	126.158	$\frac{127.569-1.3 \times 16.984}{2.15 \times 126.158}$	1.032	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주 형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	28.082	1.924	7.232	190	$\frac{190-(23.082+1.924)}{7.232}$	22.123	DB24 이상
		하부 플랜지	-25.852	-7.381	-27.739	-190	$\frac{-190-(-25.852-7.381)}{-27.739}$	5.651	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	43.718	3.090	7.665	190	$\frac{190-(43.718+3.090)}{7.665}$	18.682	DB24 이상
		하부 플랜지	-45.740	-12.267	-30.427	-190	$\frac{-190-(-45.740-12.267)}{-30.427}$	4.338	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-49.358	-15.869	-35.981	-190	$\frac{-190-(-49.358-15.869)}{-35.981}$	3.468	DB24 이상
		하부 플랜지	47.124	17.338	39.311	190	$\frac{190-(47.124+17.338)}{39.311}$	3.193	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	16.984	47.561	126.158	$\frac{127.569-1.3 \times 16.984}{2.15 \times 126.158}$	1.032	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 31.200}$	1.797	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.561	33.857	96.093	$\frac{127.569-1.3 \times 7.561}{2.15 \times 33.857}$	1.617	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주 형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	28.082	1.924	7.232	190	$\frac{190-(23.082+1.924)}{7.232}$	22.123	DB24 이상
		하부 플랜지	-25.852	-7.381	-27.739	-190	$\frac{-190-(-25.852-7.381)}{-27.739}$	5.651	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	43.718	3.090	7.665	190	$\frac{190-(43.718+3.090)}{7.665}$	18.682	DB24 이상
		하부 플랜지	-45.740	-12.267	-30.427	-190	$\frac{-190-(-45.740-12.267)}{-30.427}$	4.338	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-49.358	-15.869	-35.981	-190	$\frac{-190-(-49.358-15.869)}{-35.981}$	3.468	DB24 이상
		하부 플랜지	47.124	17.338	39.311	190	$\frac{190-(47.124+17.338)}{39.311}$	3.193	DB24 이상

5.3.5 안전성 평가등급

5.3.5.1 대구방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
좌측 캔틸레버부	127.569	7.561	33.857	96.093	1.328	A
중앙부	127.569	9.340	31.200	74.074	1.722	A
우측 캔틸레버부	127.569	16.984	47.561	126.158	1.011	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	28.082	1.924	7.232	37.238	190	5.102	A
		하부 플랜지	-25.852	-7.381	-27.739	-60.972	-190	3.116	A
	2경간 중앙부	상부 플랜지	43.718	3.090	7.665	54.473	190	3.488	A
		하부 플랜지	-45.740	-12.267	-30.427	-88.434	-190	2.148	A
	지점부	상부 플랜지	-49.358	-15.869	-35.981	-100.85	-190	1.884	A
		하부 플랜지	47.124	17.338	39.311	103.773	190	1.831	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	16.984	47.561	126.158	1.011	A
중앙부	127.569	9.340	31.200	74.074	1.722	A
우측 캔틸레버부	127.569	7.561	33.857	96.093	1.328	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	28.082	1.924	7.232	37.238	190	5.102	A
		하부 플랜지	-25.852	-7.381	-27.739	-60.972	-190	3.116	A
	2경간 중앙부	상부 플랜지	43.718	3.090	7.665	54.473	190	3.488	A
		하부 플랜지	-45.740	-12.267	-30.427	-88.434	-190	2.148	A
	지점부	상부 플랜지	-49.358	-15.869	-35.981	-100.85	-190	1.884	A
		하부 플랜지	47.124	17.338	39.311	103.773	190	1.831	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향

5.4.1.1 교각(P2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

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

2) 하중

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

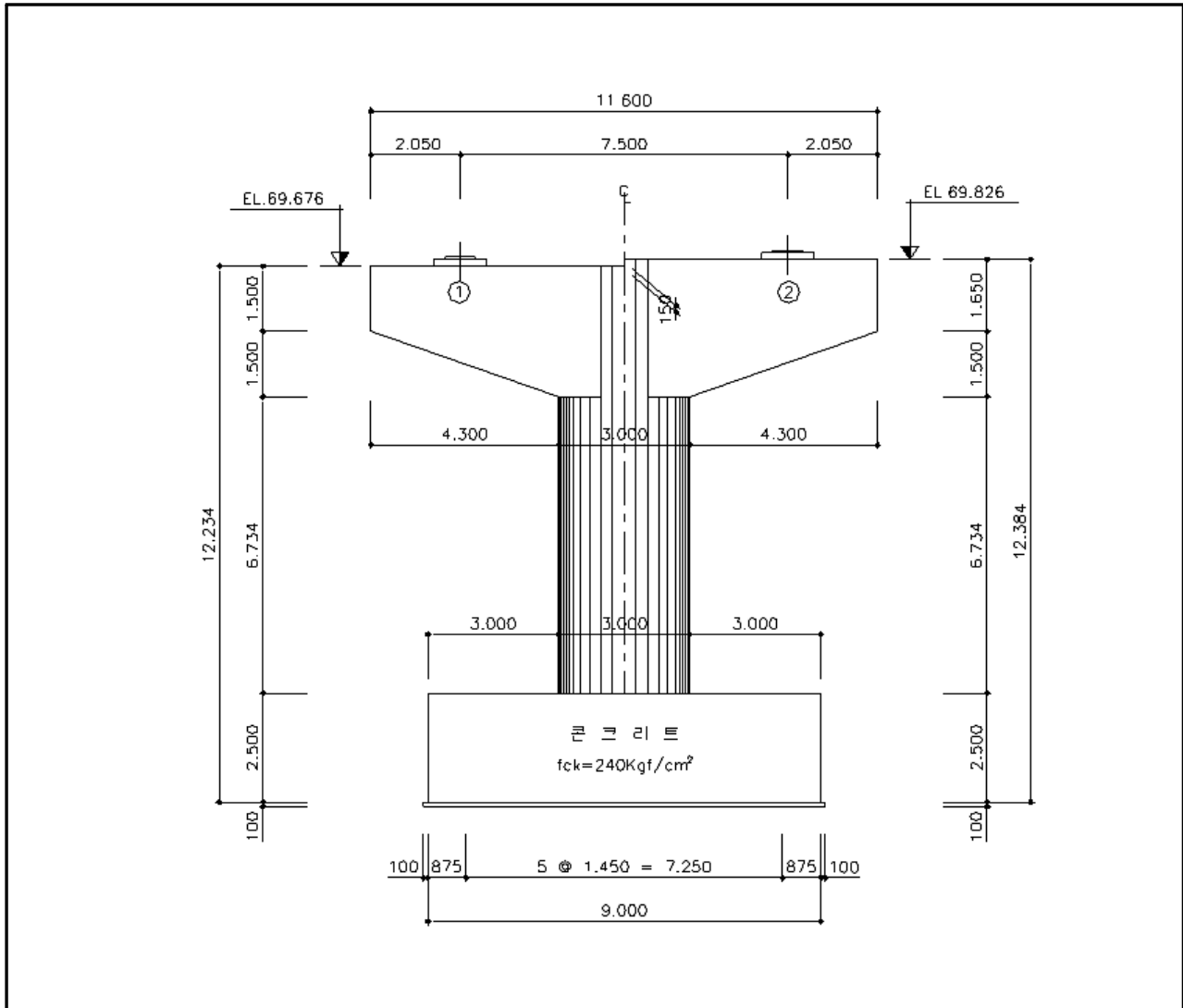
3) 사용재료

- 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】 해석단면대구 (P2)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교각번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	3741.175	672.992	
2	3448.501	802.080	
계	7189.676	1475.072	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.5 / 3.73 = 3.351 (1 \leq B/D < 8) \quad [W_1 = (4.0 - 0.2 \times (B/D)) \times D, D \geq 6]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.351] \times 3.790 = 12.420 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.420 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.73/2 + 0.4 + 1.650/2 = 3.090 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 527.850 \times 3.090 = 1,631.06 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.150 \times 2.800 = 26.460 \text{ kN}$$

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 57.420 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (35.000 + 50.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 63.750 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 1.650/2 = 5.505 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 63.750 \times 5.505 = 350.944 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

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

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

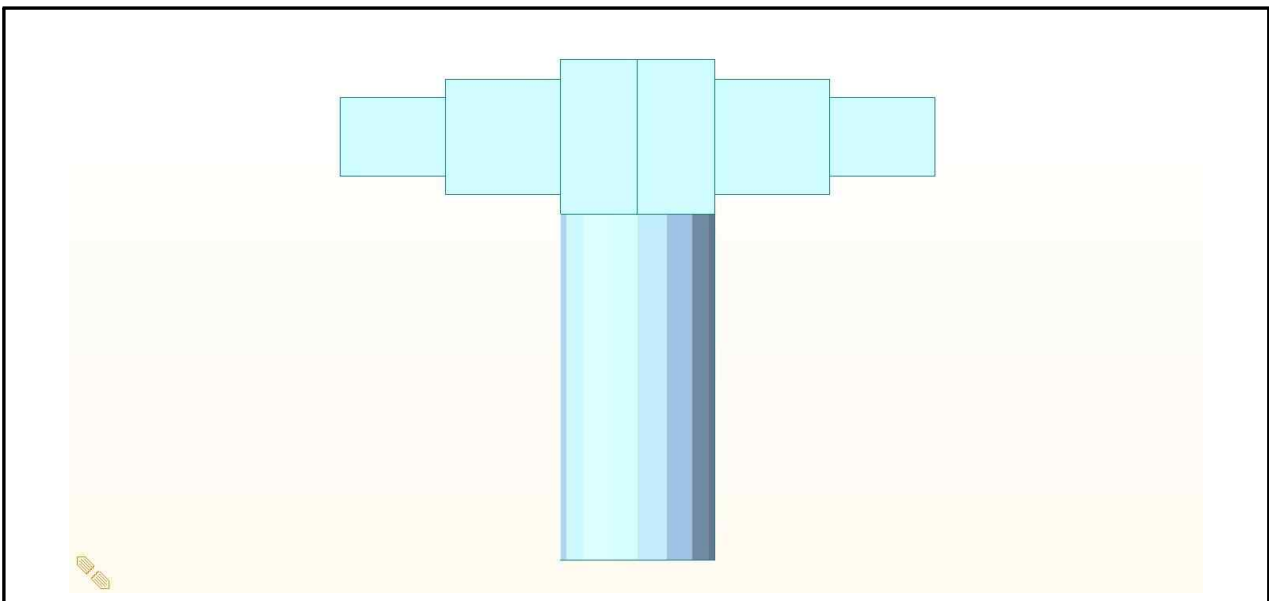
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(대구 P2)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-1100.238	7037.779	-1256.354	-6486.878	
ULB02	-286.338	5590.846	-286.338	-4762.406	
ULB03	773.850	5590.846	-1346.526	-4762.406	
ULB04	887.907	5590.846	-1460.388	-4762.406	
ULB05	471.869	5590.846	-1044.155	-4762.406	
ULB06	-778.463	6465.736	-872.859	-5805.110	

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

$$V_u = 7,037.779 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,100.238 \text{ kN.m}$$

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

- 브래킷 판정

$$a = 1,100.238 / 7,037.779 = 0.156\text{m}$$

$$d = 3.000 - 0.116 = 2.884\text{m}$$

$$a / d = 0.156 / 2.884 = 0.054 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)
2,800.00	3,000.00	2,884.0	100.00	1,100.238	7,037.779
f _{ck} = 24MPa, f _y = 400MPa, k ₁ = 0.85, ϕ _f = 0.85, ϕ _v = 0.80					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D32 - 58EA (= 46,063.600 mm²)

㉡ 폐합스트립 : 2단 D22 - 6EA (= 2,322.6 mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 2,884 / 1,000 = 38,760.960 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,800 \times 2,884 / 1,000 = 45,221.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 38,437.952 \text{ kN}$$

㉣ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 16,0576.617 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 4,398.613 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 1,371.382 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 5,769.995 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 12,542.46 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 19,380.480 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 19,380.480 \text{ mm}^2 < A_s (= 46,063.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 5,585.539 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(30,193.800) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

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	42,642.107	1,100.238	38.757	2,802.184	505.107	5.548	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	-10093.400	-16292.821	-386.017	-386.017	0.000	0.00009	축력최대
	ULB03	-10093.400	-13121.420	1774.487	6759.675	-720.603	0.00119	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-10093.400	-16292.821	-386.017	-386.017	0.000	0.00117	축력최대
	ULB03	-10096.400	-13121.420	-1161.056	164.554	0.000	0.00032	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	-16292.821	-386.017	-386.017	545.91	축력최대
UL003	-13121.42	164.554	6759.675	6761.678	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(P2)

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	57227.610	16292.821	386.017	3.512	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	38630.170	13121.420	6759.675	2.944	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.4】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P2)

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	57227.610	16292.821	386.017	3.512	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	57227.610	13121.420	164.554	4.361	O.K

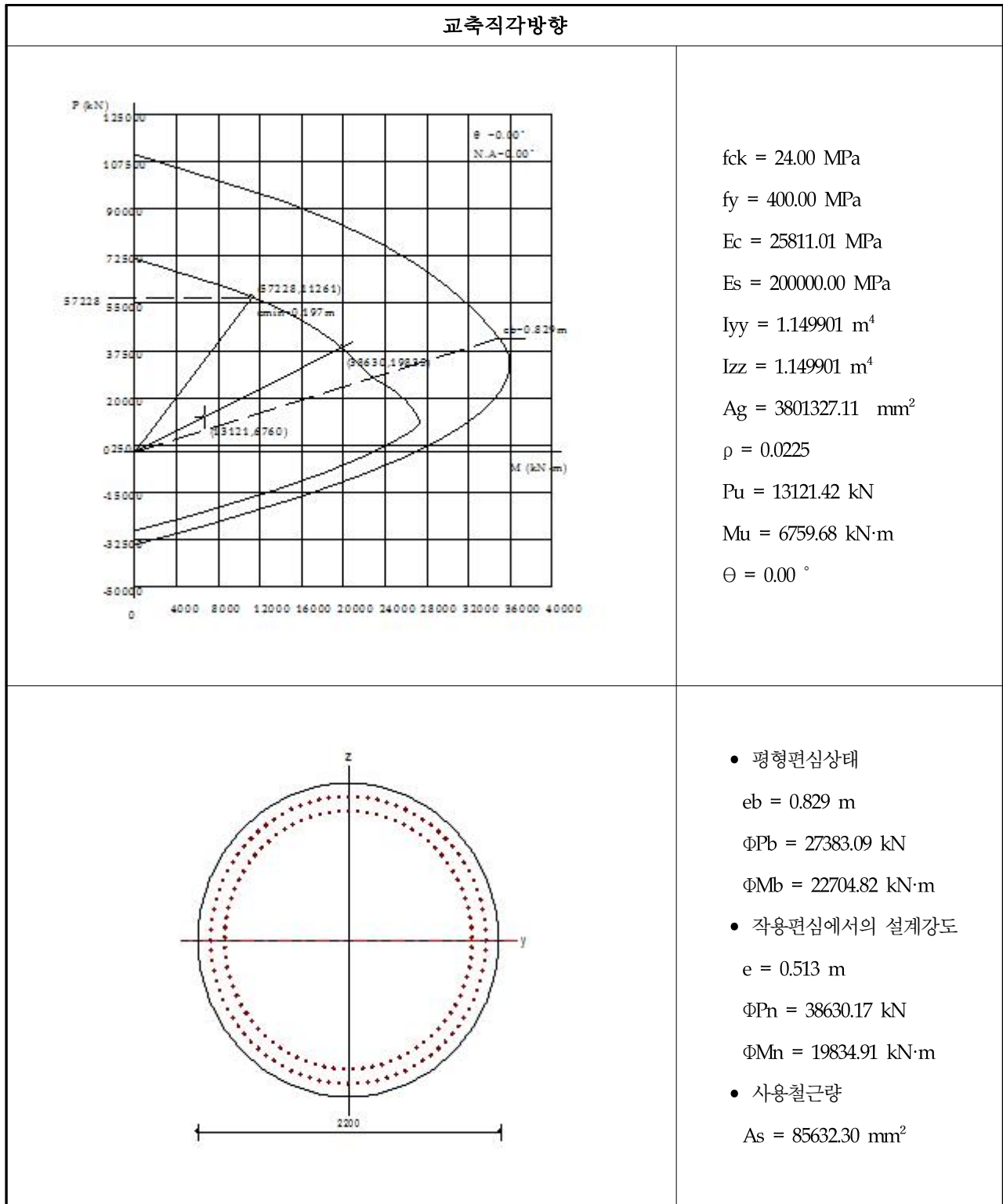
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.5】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P2)

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	57227.610	16292.821	545.910	3.512	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	38630.170	13121.420	6761.678	2.944	O.K

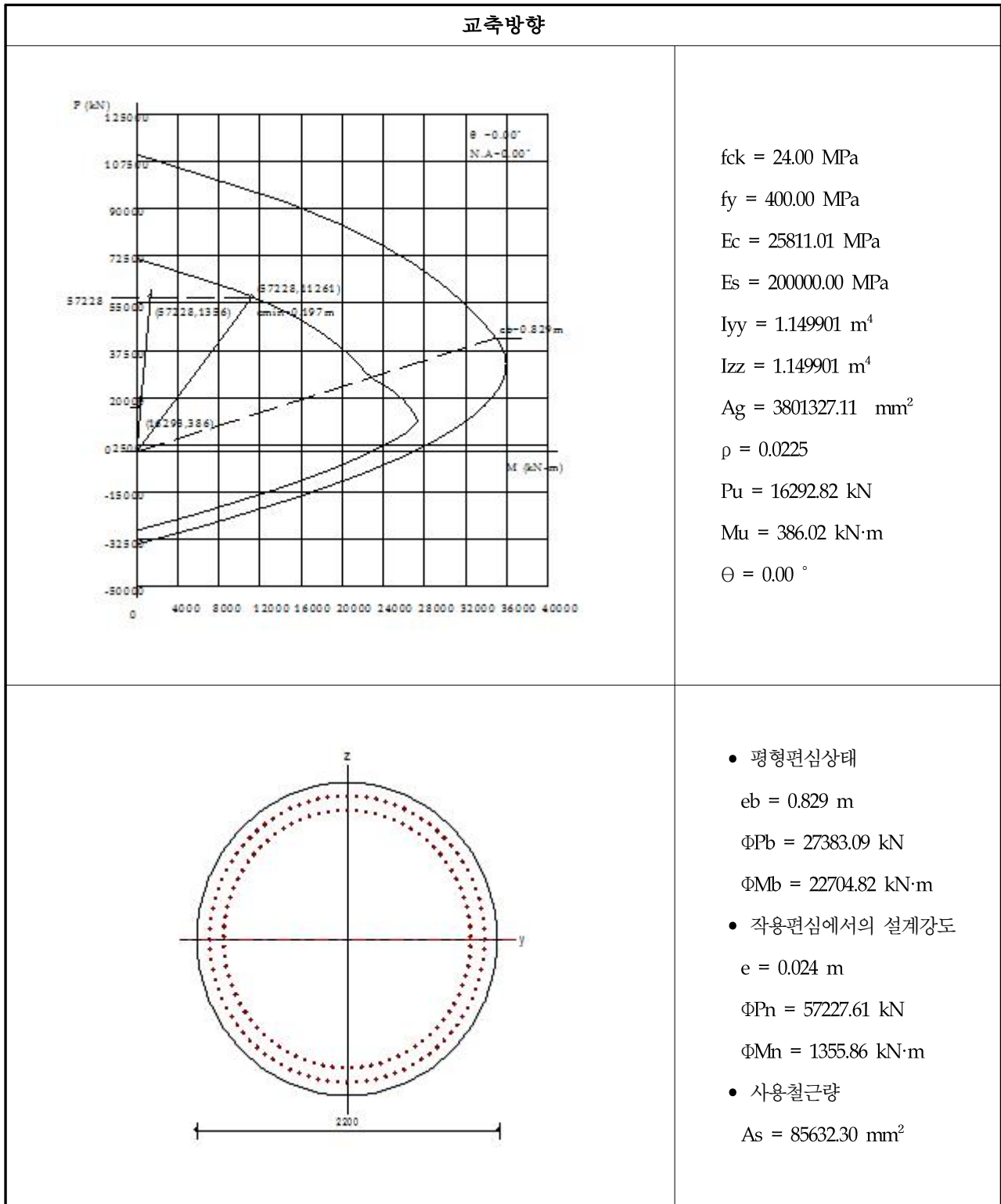
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



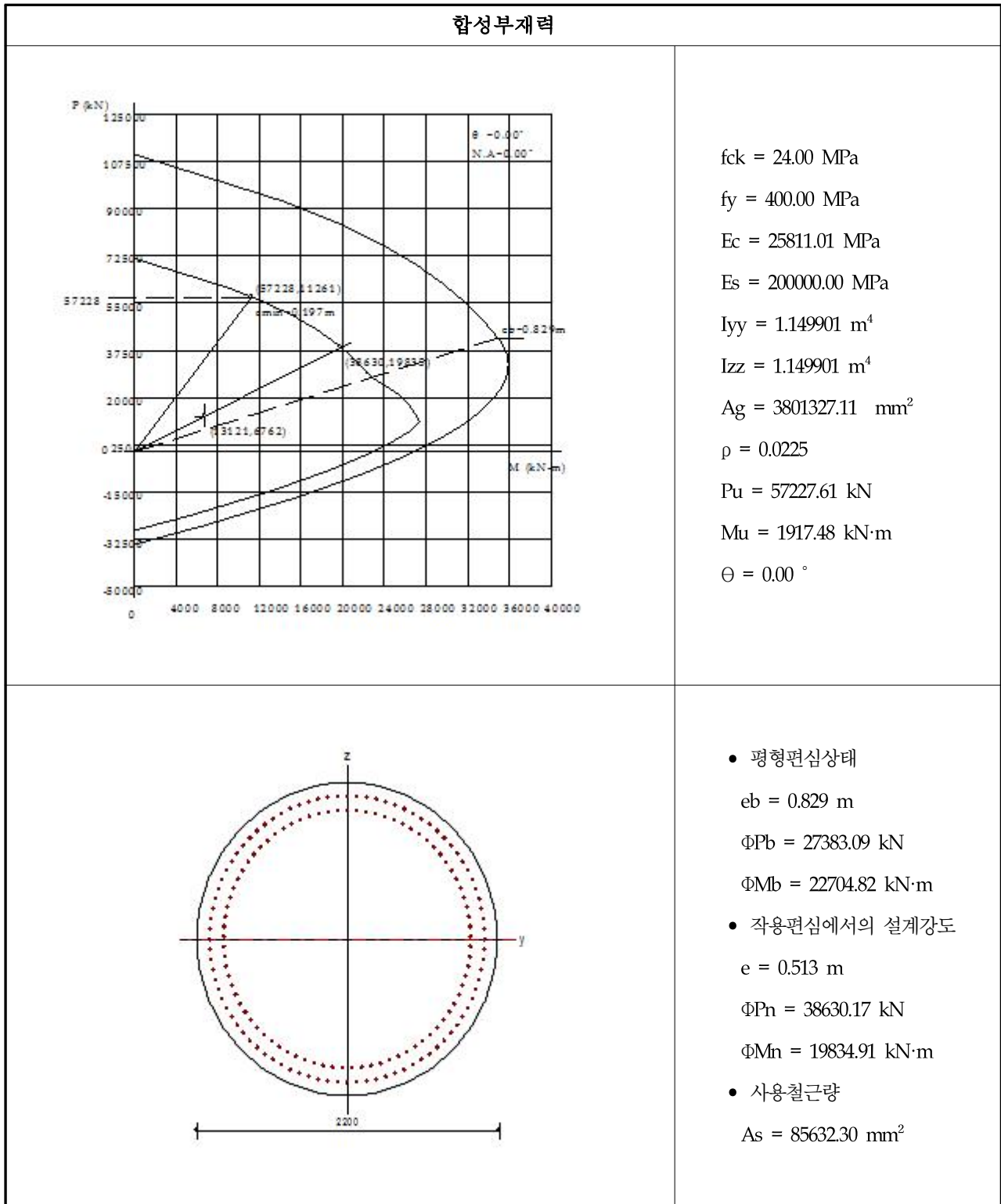
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(교축직각방향)

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(P2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

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

2) 하중

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

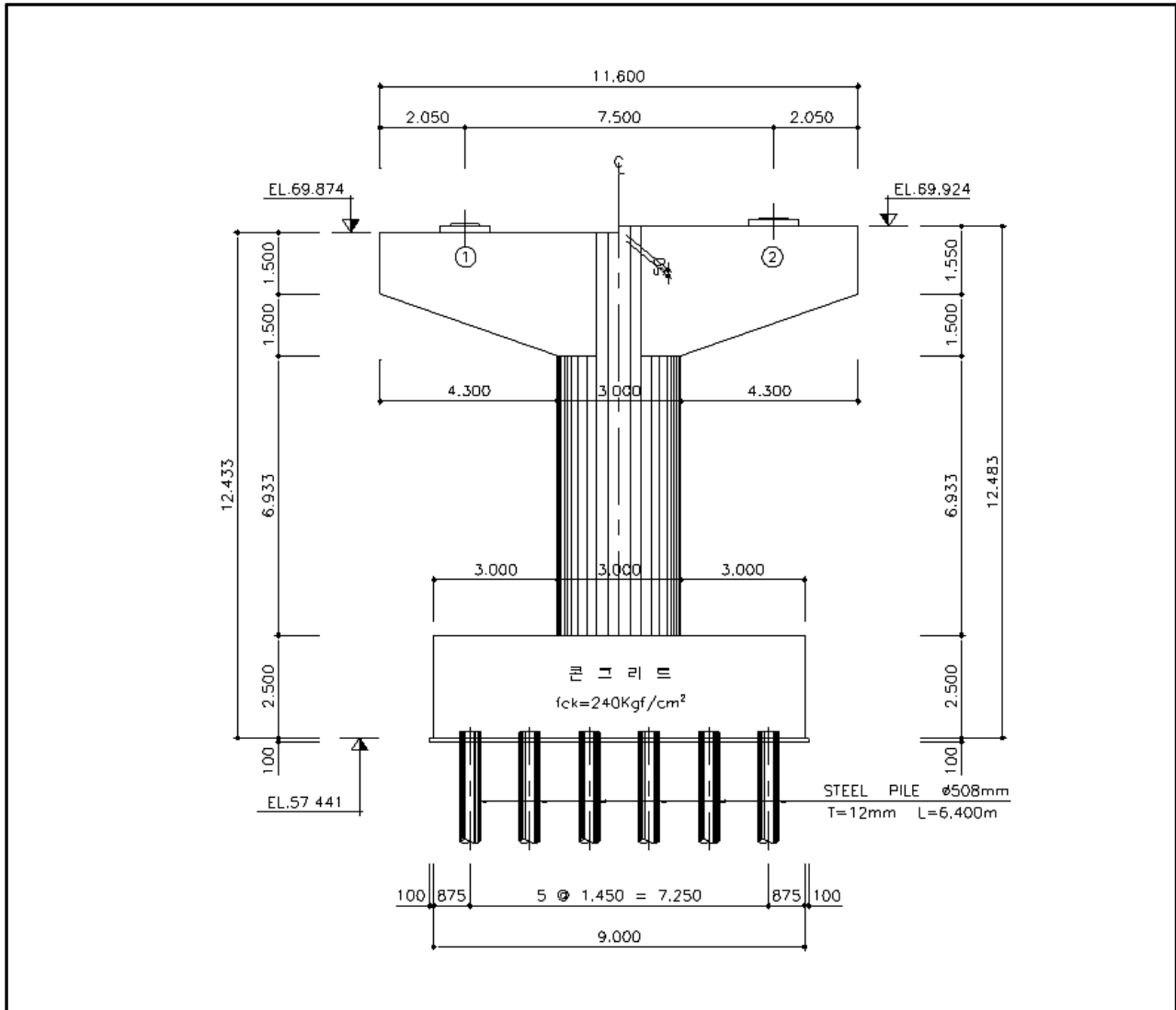
3) 사용재료

- 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(부산 P2)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	3448.501	802.080	
2	3741.175	672.992	
계	7189.676	1475.072	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.5 / 3.73 = 3.351 (1 \leq B/D < 8) \quad [W_1 = (4.0 - 0.2 \times (B/D)) \times D, D \geq 6]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.351] \times 3.790 = 12.420 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.420 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.73/2 + 0.4 + 1.650/2 = 3.090 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 527.850 \times 3.090 = 1,631.06 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.150 \times 2.800 = 26.460 \text{ kN}$$

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 57.420 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (35.000 + 50.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 63.750 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 1.550/2 = 5.455 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 63.750 \times 5.455 = 347.756 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

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

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

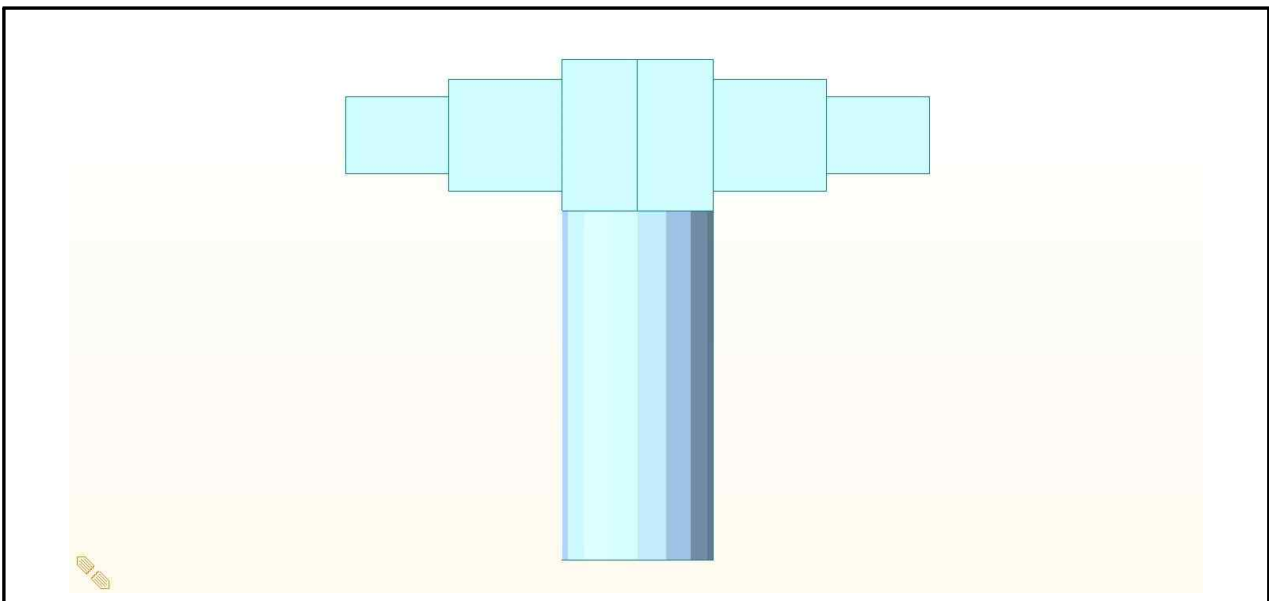
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.7】 해석모델링(부산 P2)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-383.454	6934.842	-1100.238	-6589.815	
ULB02	-286.338	5210.370	-286.338	-5142.882	
ULB03	756.694	5210.370	-1329.370	-5142.882	
ULB04	869.714	5210.370	-1442.390	-5142.882	
ULB05	461.219	5210.370	-1033.895	-5142.882	
ULB06	-345.059	6253.074	-778.463	-6017.772	

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 0.171m(= 1.50 - 2.659/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 5,142.882 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,442.390 \text{ kN.m}$$

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

- 브래킷 판정

$$a = 1,442.390 / 5,142.882 = 0.280\text{m}$$

$$d = 3.000 - 0.116 = 2.884\text{m}$$

$$a / d = 0.280 / 2.884 = 0.097 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)
2,800.00	3,000.00	2,884.0	100.00	1,442.390	5,142.882
f _{ck} = 24MPa, f _y = 400MPa, k ₁ = 0.85, ϕ _f = 0.85, ϕ _v = 0.80					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D32 - 58EA (= 46,063.600 mm²)

㉠ 폐합스트립 : 2단 D22 - 6EA (= 2,322.6 mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 2,884 / 1,000 = 38,760.960 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,800 \times 2,884 / 1,000 = 45,221.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 38,437.952 \text{ kN}$$

㉣ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 12,244.957 \text{ mm}^2$$

㉠ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 3,214.3 \text{ mm}^2$$

㉠ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 1695.699 \text{ mm}^2$$

㉠ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 4,909.999 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 11,377.605 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 19,380.480 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 19,380.480 \text{ mm}^2 < A_s (= 46,063.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 4,081.653 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(30,193.800) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

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	42,642.107	1,142.390	29.564	2,802.184	1,452.466	1.929	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	-10127.900	-16337.671	386.017	386.017	0.000	0.00009	축력최대
	ULB03	-10127.900	-13166.270	4592.120	9721.088	-719.511	0.00195	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-10127.900	-16337.671	386.017	386.017	0.000	0.00009	축력최대
	ULB03	-10127.900	-13166.270	1692.522	3061.331	-177.155	0.00033	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	-16337.671	386.017	386.017	545.91	축력최대
UL003	-13166.27	3061.331	9721.088	10191.727	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(P2)

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	57227.610	16337.671	386.017	3.503	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	30080.420	13166.270	9721.088	2.285	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.9】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P2)

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	57227.610	16337.671	386.017	3.503	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54812.110	13166.270	3061.331	4.163	O.K

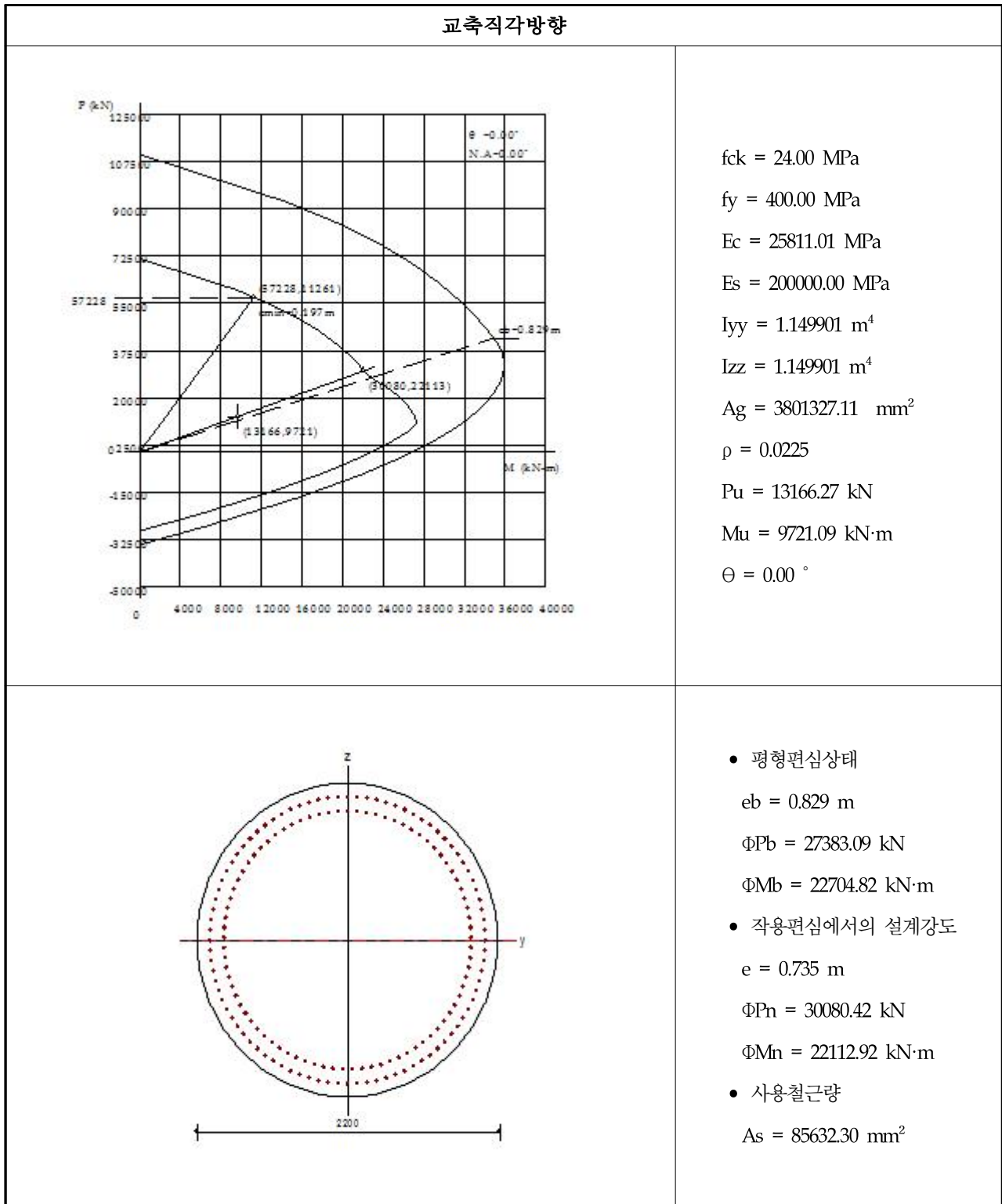
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.10】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P2)

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	57227.610	16337.671	545.910	3.503	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	28801.520	13166.270	10191.727	2.188	O.K

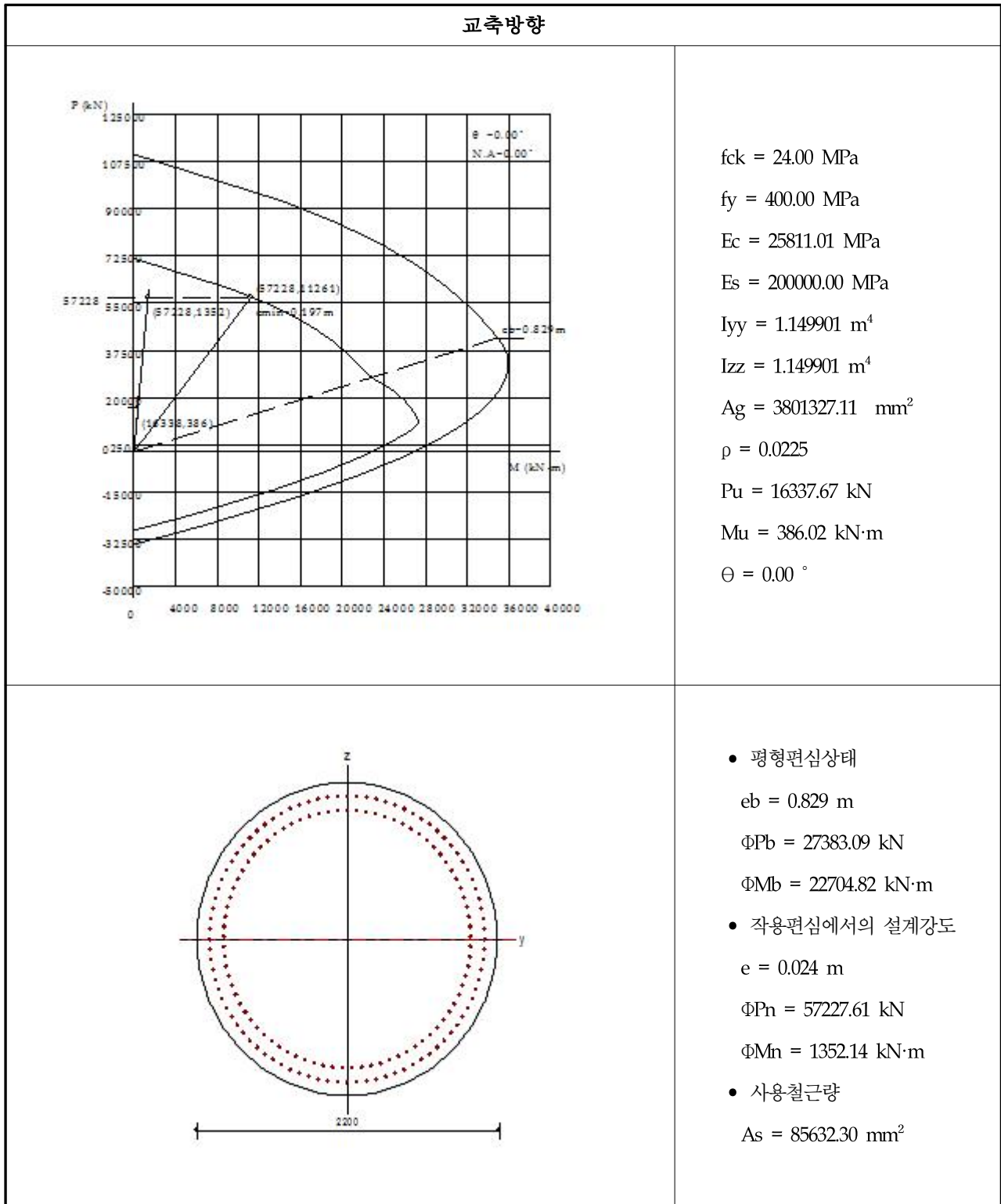
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



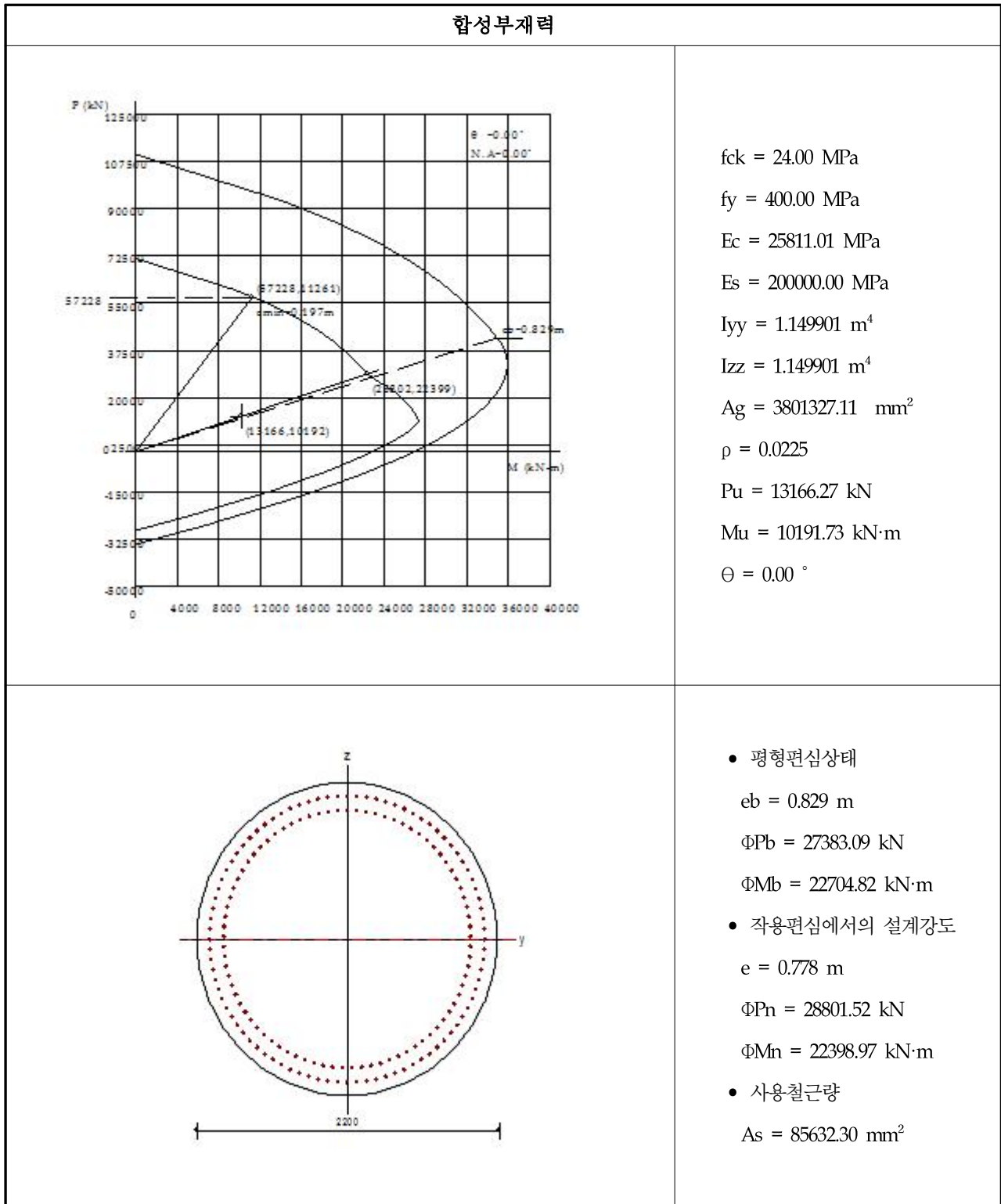
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(교축직각방향)

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	$\frac{f_a}{f} = \frac{217.788}{70.877} = 3.073$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{7.951} = 13.835$	A	MPa
	2경간 중앙부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{247.000}{78.402} = 3.150$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{16.676} = 6.596$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{218.500}{144.442} = 1.513$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{50.502} = 2.178$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{96.093} = 1.328$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{74.074} = 1.722$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{126.158} = 1.011$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P1	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{57227.610}{16292.821} = 3.512$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{1355.860}{386.017} = 3.512$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{38630.170}{13121.420} = 2.944$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{19834.910}{6759.675} = 2.934$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{57227.610}{16292.821} = 3.512$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{1355.860}{386.017} = 3.512$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{57227.610}{13121.420} = 4.361$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{717.680}{164.554} = 4.361$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{57227.610}{16292.821} = 3.512$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{1917.480}{545.910} = 3.512$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{38630.170}{13121.420} = 2.944$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{19834.910}{6761.678} = 2.933$		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	$\frac{f_a}{f} = \frac{217.788}{70.877} = 3.073$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{7.951} = 13.835$	A	MPa
	2경간 중앙부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{247.000}{78.402} = 3.150$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{16.676} = 6.596$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{218.500}{144.442} = 1.513$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{50.502} = 2.178$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{126.158} = 1.011$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{1.722} = 1.722$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{1.328} = 1.328$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.4】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P1	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{57227.610}{16337.671} = 3.503$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{1352.140}{386.017} = 3.503$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{30080.420}{13166.270} = 2.285$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{22112.920}{9721.088} = 2.275$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{57227.610}{16337.671} = 3.503$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{1352.140}{386.017} = 3.503$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{54812.110}{13166.270} = 4.163$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{12810.980}{3061.331} = 4.185$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{57227.610}{16337.671} = 5.503$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{1912.210}{545.910} = 5.503$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{28801.520}{13166.270} = 2.188$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{22398.970}{10191.727} = 2.198$		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	7.561	33.857	96.093	$\frac{127.569-1.3 \times 7.561}{2.15 \times 33.857}$	1.617	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 31.200}$	1.797	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	16.984	47.561	126.158	$\frac{127.569-1.3 \times 16.984}{2.15 \times 126.158}$	1.032	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	28.082	1.924	7.232	190	$\frac{190-(23.082+1.924)}{7.232}$	22.123	DB24 이상
		하부 플랜지	-25.852	-7.381	-27.739	-190	$\frac{-190-(-25.852-7.381)}{-27.739}$	5.651	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	43.718	3.090	7.665	190	$\frac{190-(43.718+3.090)}{7.665}$	18.682	DB24 이상
		하부 플랜지	-45.740	-12.267	-30.427	-190	$\frac{-190-(-45.740-12.267)}{-30.427}$	4.338	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-49.358	-15.869	-35.981	-190	$\frac{-190-(-49.358-15.869)}{-35.981}$	3.468	DB24 이상
		하부 플랜지	47.124	17.338	39.311	190	$\frac{190-(47.124+17.338)}{39.311}$	3.193	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	16.984	47.561	126.158	$\frac{127.569-1.3 \times 16.984}{2.15 \times 126.158}$	1.032	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 31.200}$	1.797	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.561	33.857	96.093	$\frac{127.569-1.3 \times 7.561}{2.15 \times 33.857}$	1.617	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	28.082	1.924	7.232	190	$\frac{190-(23.082+1.924)}{7.232}$	22.123	DB24 이상
		하부 플랜지	-25.852	-7.381	-27.739	-190	$\frac{-190-(-25.852-7.381)}{-27.739}$	5.651	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	43.718	3.090	7.665	190	$\frac{190-(43.718+3.090)}{7.665}$	18.682	DB24 이상
		하부 플랜지	-45.740	-12.267	-30.427	-190	$\frac{-190-(-45.740-12.267)}{-30.427}$	4.338	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-49.358	-15.869	-35.981	-190	$\frac{-190-(-49.358-15.869)}{-35.981}$	3.468	DB24 이상
		하부 플랜지	47.124	17.338	39.311	190	$\frac{190-(47.124+17.338)}{39.311}$	3.193	DB24 이상

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.011 및 1.831으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.933로서 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 1.011 및 1.831으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.198로서 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.

