

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 S1~S5(1구간), S6~S10(2구간), S11~S15(3구간) 3개 구간중 1구간과 3구간이 대칭인 점을 고려하여 1구간을 제외한 구간별 전체모델링을 통해 검토하였으며, 하부구조의 안전성 검토단면은 경간 구성(경간장 및 연속 경간수) 및 구조형식, 단면제원, 하중조건, 구조적 손상 및 결함 발생 여부 등을 고려하여 선정하였으며, 검토단면 선정 및 사유는 다음과 같다.

【표 5.1.1】 하부구조 검토단면 선정

하부구조 검토단면		관 련 내 용
교 각	P1 ~P14	- 교각형식 : II형, 기초형식 : 파일기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		청도1교의 교각은 II형이고 기초는 PILE기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 상부구조에 따른 형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 교각을 구간별로 각각 1개소씩 선정하였다. ⇒ P9, P11

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】와 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, 원심하중	- 고정하중, 활하중, 차량 충돌하중, 풍하중, 원심하중 - 고정하중 고려시 공용중 시공된 방음벽(H=4.0m)를 추가고려함.	
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 : P9, P11		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용재료	설계강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : $270\text{kgf}/\text{cm}^2$ - 하부 : $240\text{kgf}/\text{cm}^2$	- 비파괴강도 - 상부:27.0~31.7MPa - 하부:24.1~29.1MPa	- 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 27.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성계수	- 콘크리트 - 상부 : $250,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ - 하부 : $250,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ - 철근 : $2,000,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ - 강재 : $2,100,000\text{kgf}/\text{cm}^2$	- 콘크리트 : 현 설계기준 적용 - $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} (f_{cu} = f_{ck} + \Delta f \text{ MPa})$ $\Delta f = 4\text{MPa} (f_{ck} \leq 40), 6\text{MPa} (f_{ck} \geq 60)$ - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{31} = 26,701\text{MPa}$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811\text{MPa}$ - 철근 : 200,000MPa - 강재 : 205,000MPa		
철근간격 / 피복두께	바닥판	125~250/40.0~60.0	준공도면과 전반적으로 일치	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교각	100~500/100.0~200.0			
하중종류	고정하중	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 2.5\text{tf}/\text{m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 2.3\text{tf}/\text{m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 7.85\text{tf}/\text{m}^3$	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0\text{kN}/\text{m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 23.0\text{kN}/\text{m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 78.5\text{kN}/\text{m}^3$	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	
	활하중	DB-24, DL-24	DB-24, DL-24		
	온도차	- 온도차 : $\pm 10.^\circ\text{C}$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10.^\circ\text{C}$ - 선팅창계수 : 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

청도1교는 1등급교(DB-24, DL-24)로 설계되어 있으며, 도로교 설계기준(2010)에 따라 강박스 거더는 허용응력설계법, 바닥판과 하부구조(교각)는 강도설계법을 적용하여 안전성평가를 실시하였다.

안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 SAP2000을 이용하였다.

5.1.2 내하력평가

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

가. 구조해석 및 검토의 기본가정

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

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 대구방향(5@52, S6~S10)

S6~S10경간은 서술의 편의를 위해 이하 본문에서 지간1~지간5로 표기하였다.

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 5경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $45.0+13@52.0+45.0 = 766.0\text{m}$ (총연장)
- ③ 검토구간 : $5@52.0 = 260.0\text{m}$ (검토구간 S6~S10)
- ④ 교량폭원 : 12.495m
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 거더제원 : $B = 2.6\text{m}$, $H = 2.4\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판), 24.0MPa(교각)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,701MPa(바닥판), 25,811MPa(교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : 10,270MPa(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}) : 210,000MPa
- ㉣ 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) $K : \sqrt{3 + \frac{A_w}{2 A_c}}$			

㉠ 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) 캔틸레버부

① 고정하중

No	작용하중(Kn)	거리(m)	모멘트(Kn · m)	
1	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	0.780	3.140	
2	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.642	0.393	
3	$0.3 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.745	0.978	
4	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.555	0.146	
5	$0.42 \times 0.205 \times 25 = 2.153$	0.685	1.474	
6	$1.275 \times 0.25 \times 25 = 7.969$	0.638	5.080	
7	$\frac{1}{2} \times 1.175 \times 0.05 \times 25 = 0.734$	0.492	0.361	
8	$0.1 \times 0.05 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
9	$0.475 \times 0.08 \times 23 = 0.874$	0.238	0.208	
10	방음벽:교축방향 단위 길이당 자중 2.070	1.085	2.246	
계	= 20.137		14.031	
콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m ³ , 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m ³ 트럭의 후륜하중(P _r) = 96.0kN, 설계속도 = 120km/hr				

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤택하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.175 + 1.14 = 1.280\text{m}$$

여기서, X = 0.175m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.975} = 0.373 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.175 \times (1+0.300)}{1.280} = 17.063\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

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

$$\text{작용높이 } h = 1.080 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.080 = 35.100 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1000} (\%) = 11.376 (\%)$$

$$P_{cf} = P_r/E \times 11.376/100 = 8.532 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 8.532 \times 1.8 = 15.358 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 4.000 \text{ m} = 12.000 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 12.000 \times 2.080 = 24.960 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 74.892 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 106.018 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 76.612 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 88.910 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 50.689 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 53.940 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께($X=0.175 < 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (280L + 180) = (280 \times 0.175 + 180) = 229 \text{ mm} > 220 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 229.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 단면검토

• 검토조건

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

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

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60.0 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 240.0 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = H16@250 + H19@250 = 1940.4 \text{ mm}^2$$

• 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1940.4 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 33.820\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1940.4 \times 400.0 \times \left(260.0 - \frac{33.820}{2} \right) = 147.181\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 147.18\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 106.018\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1940 / (1000.0 \times 260.0) = 0.0081$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.3008$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.253 \times 260.0 = 65.735$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.301/3 = 0.900$
- 철근응력(f_s) = $M / (\rho b j d^2) = 53.940 / (0.0081 \times 0.900 \times 240.0^2) = 128.733 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $60.0 - 19.0/2 = 51.00 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 128.733) - 2.5 \times 51.00 = 484.230\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 128.733) = 489.384\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 484.230\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 484.230\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

$$\Sigma w_d = 8.090\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.600^2}{10} = 5.469\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.600m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.600} = 0.352 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.600+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 41.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 41.600 = 33.280 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

③ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1000} (\%) = 11.376 (\%)$$

$$E = 2.4L / (L+0.6) = 1.950$$

$$P_{cf} = P_r / E \times 11.376 / 100 = 5.600 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 5.600 \times 1.8 = 10.080 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 91.766 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 48.829 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.600 + 130) = 208.0 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑥ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

철근 피복두께(d_c) = 40.0mm , 유효깊이(d) = 210.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\Phi M_n = \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$$

$$= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 105.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 105.960 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 91.766 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.00757$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.293$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 58.123$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 48.829 / (1588.8 \times 0.902 \times 210.0) = 162.167 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 32.0 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 162.167) - 2.5 \times 32.0 = 405.61 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 162.167) = 388.49 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 388.49 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 388.49 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.155로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과

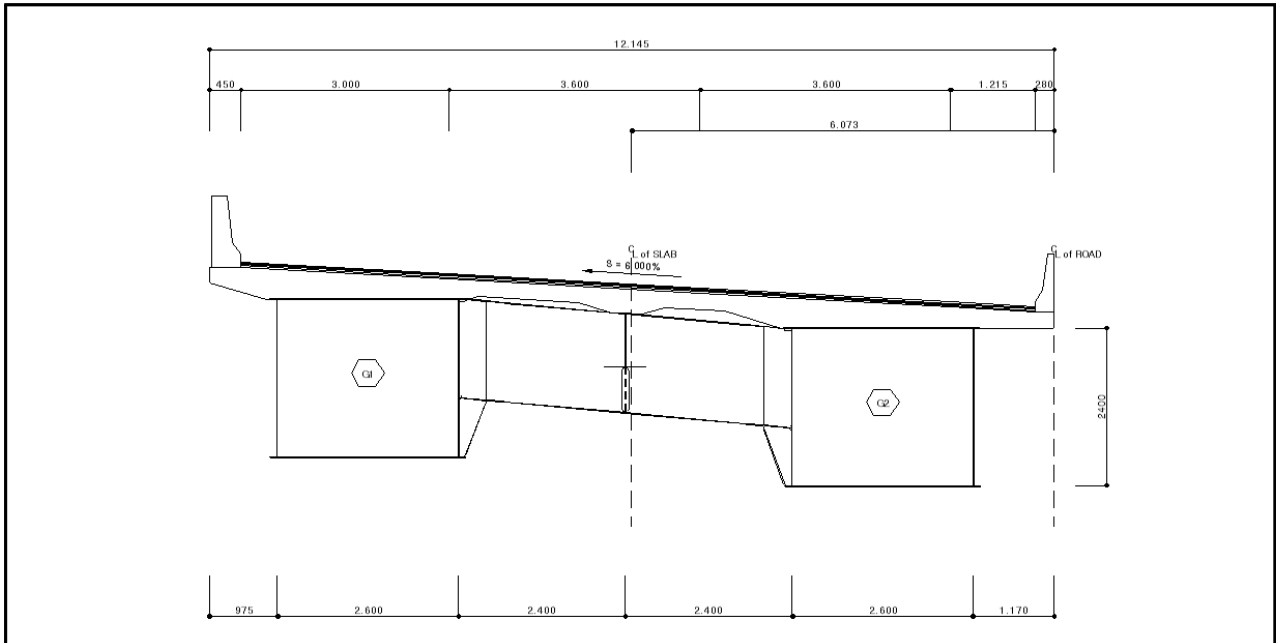
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	106.018	147.181	1.388	O.K
중양부	91.766	105.962	1.155	O.K

【표 5.2.2】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

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
캔틸레버부	53.940	128.733	240.000	125.000	484.230	O.K
중양부	48.829	162.167	240.000	125.000	388.490	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.1】 해석단면(상행-대구, S6~S10)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

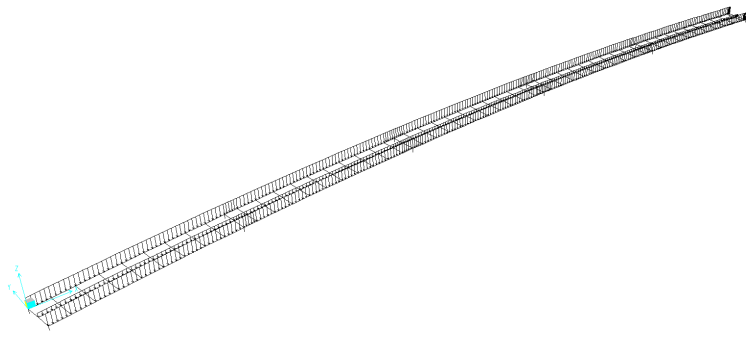
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 36.835% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

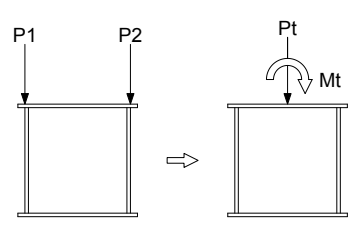
구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.600	27.149	18.768	45.917	-10.895	
G2	2.600	24.831	19.721	44.552	-6.643	
ST1		16.593		16.593		

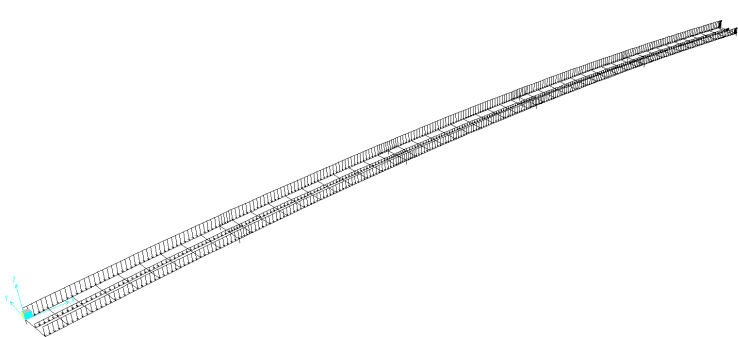
구 분	하 중 재 하 도
바닥판 자중 하중재하도	

【그림 5.2.2】 하중재하도(바닥판 자중)

② 합성후 고정하중

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

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.600	17.838	-0.717	17.121	-24.122	
G2	2.600	1.872	9.744	11.616	10.234	
ST1				6.496		

구 분	하 중 재 하 도
합성후 고정하중 하중재하도	

【그림 5.2.3】 하중재하도(합성후 고정하중)

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 12.495m				
지간장(L)	• 5@52.000 = 260.000m				
충격계수(i)	• 제1지간 $15 / (40+51.275) = 0.164 < 0.3 \quad \therefore i = 0.164$ 적용				
	• 제1, 4내부지점 $15 / \{40+(51.275+52.000)/2\} = 0.164 < 0.3 \quad \therefore i = 0.164$ 적용				
	• 제2, 3, 4지간 $15 / \{40+52.000\} = 0.163 < 0.3 \quad \therefore i = 0.163$ 적용				
	• 제2, 3내부지점 $15 / \{40+(52.000+52.000)/2\} = 0.164 < 0.3 \quad \therefore i = 0.163$ 적용				
	• 제5지간 $15 / (40+51.275) = 0.164 < 0.3 \quad \therefore i = 0.164$ 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	W_c 의 범위(m)		N	W_c 의 범위(m)	N
	$6.0 \leq W_c < 9.1$		2	$23.8 \leq W_c < 27.4$	7
	$9.1 \leq W_c < 12.8$		3	$27.4 \leq W_c < 31.1$	8
	$12.8 \leq W_c < 16.4$		4	$31.1 \leq W_c < 34.7$	9
	$16.4 \leq W_c < 20.1$		5	$34.7 \leq W_c < 38.4$	10
	$20.1 \leq W_c < 23.8$		6		
	여기서, W_c : 연석간 교폭(11.415m를 적용)				
재하방법	• DB-24, DL-24 재하 • 설계차로에 의거하여 3차로 재하 • 편심에 의한 영향계수를 산정하여 각 거더에 적용함 • 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

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

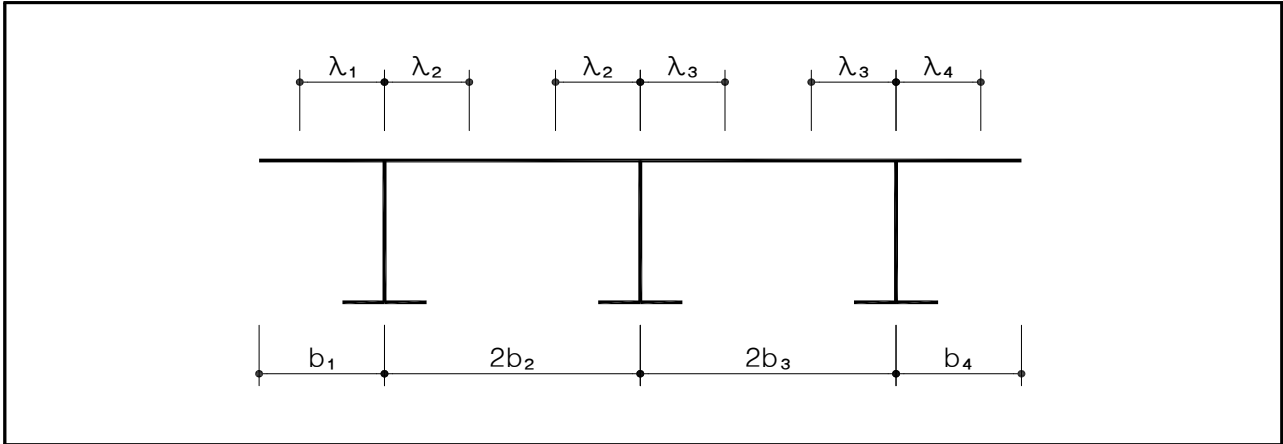
㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$ $\lambda_L = b$
 $0.05 < b/l < 0.30$ $\lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b$
 $b/l \geq 0.30$ $\lambda_L = 0.15 l$
 ㉡ $b/l \leq 0.02$ $\lambda_S = b$
 $0.02 < b/l < 0.30$ $\lambda_S = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot B$
 $b/l \geq 0.30$ $\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.4】 플랜지의 유효폭

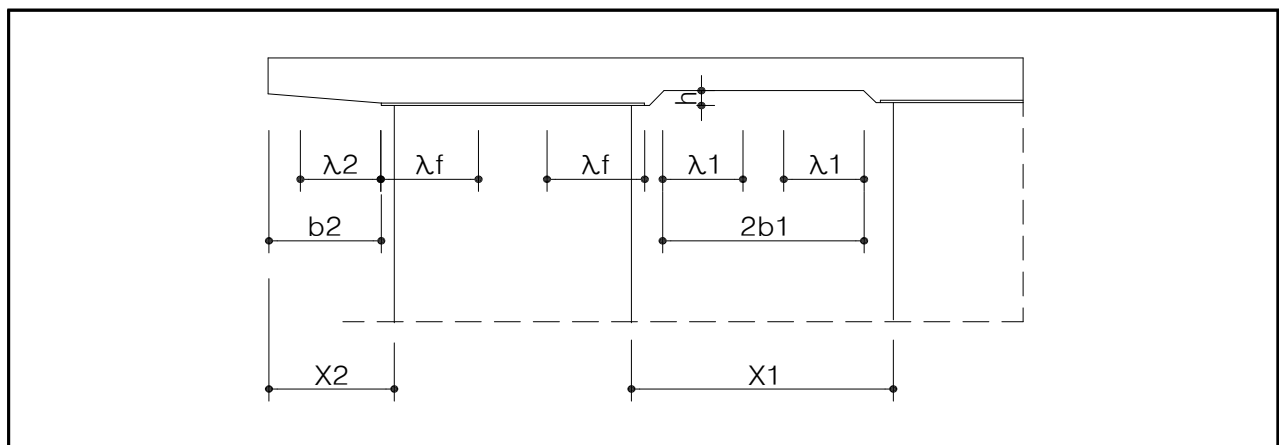
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	41.020	M	
1, 4 경간지점부	20.655	M	
2, 3, 4 경간중앙부	31.200	M	
2, 3 경간지점부	20.800	M	
5 경간중앙부	41.020	M	

② 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.5】 바닥판의 유효폭

㉔ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

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

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	41.020	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	6.303	6.303	1.000
1, 4 경간지점부	20.655	2.800	2.479	0.885	2.800	2.479	0.885	6.303	5.344	0.846
2, 3, 4 경간중앙부	31.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	6.303	6.225	0.988
2, 3 경간지점부	20.800	2.800	2.482	0.886	2.800	2.482	0.886	6.303	5.344	0.846
5 경간중앙부	41.020	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	6.303	6.303	1.000

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

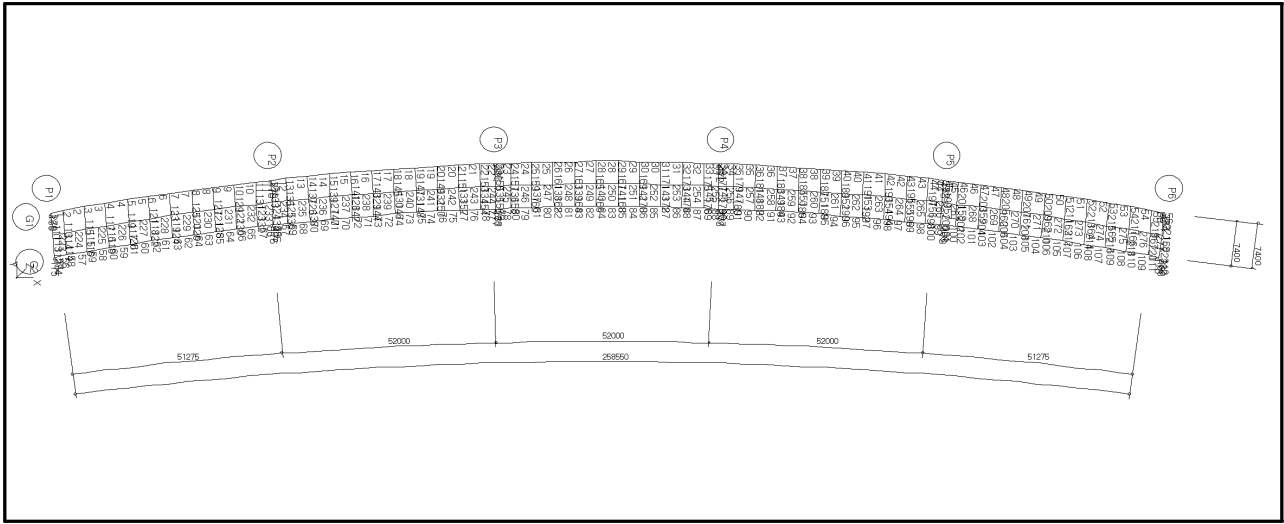
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	41.020	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	6.148	6.148	1.000
1~2 경간지점부	20.655	2.800	2.479	0.885	2.800	2.479	0.885	6.148	5.220	0.849
2 경간중앙부	31.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	6.148	6.070	0.987
2~3 경간지점부	20.800	2.800	2.482	0.886	2.800	2.482	0.886	6.148	5.220	0.849
3 경간중앙부	41.020	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	6.148	6.148	1.000

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

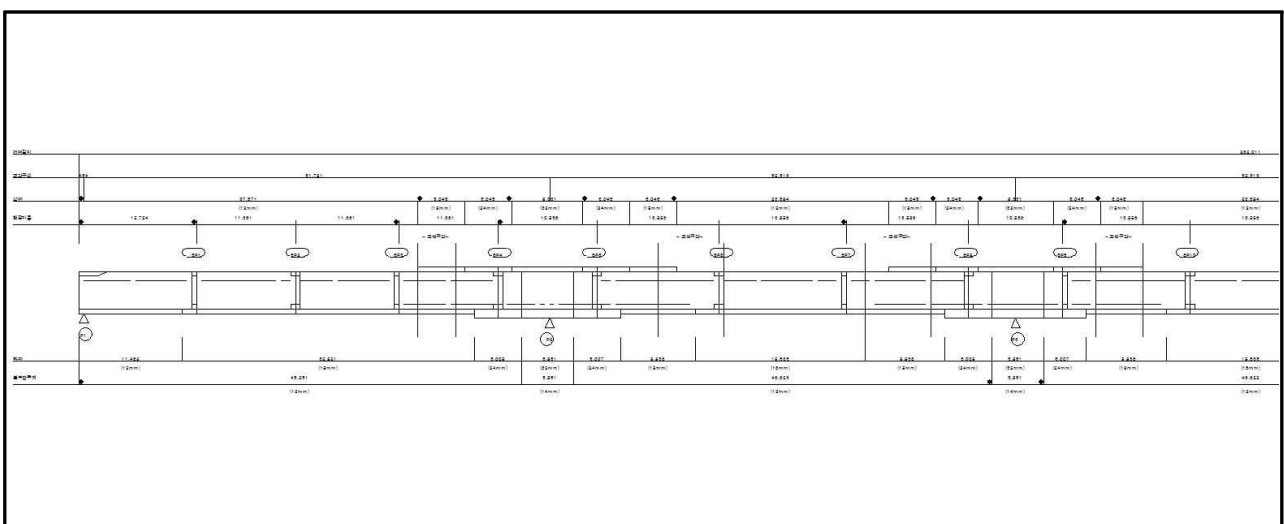
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.6】 해석모델링

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.7】 거더 단면위치

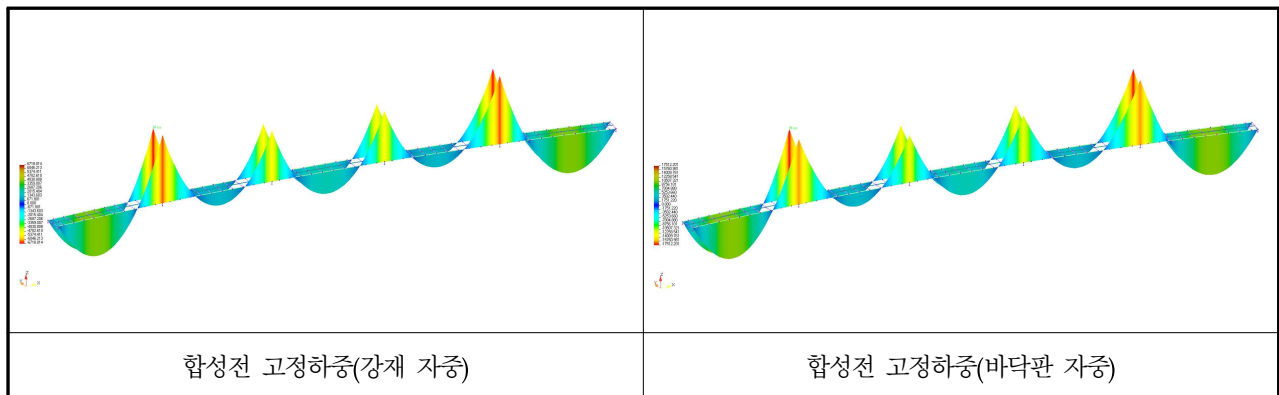
【표 5.2.6】 단면 제정수(실제폭 적용)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	141000.0	125075006026	133962214400	166081222535	
	합성후	338656.3	247376949506	792909032434	206469541919	
단면 - 2	합성전	145800.0	151391905600	142149324800	189610578443	
	합성후	343456.3	296454369860	801096142834	233460754432	
단면 - 3	합성전	162600.0	176066011129	153125324800	207979966678	
	합성후	360256.3	362705405354	812072142834	261778542559	
단면 - 4	합성전	187800.0	212252666400	164101324800	230168799944	
	합성후	385456.3	395351309217	823048142834	265422968834	
단면 - 5	합성전	204600.0	235242271974	175077324800	243297056991	
	합성후	402256.3	399636321389	834024142834	268430530930	
단면 - 6	합성전	235400.0	284091843675	200687991467	270330785822	
	합성후	433056.3	466220728724	859634809501	289981327445	
단면 - 7	합성전	267400.0	323529980965	231872763733	316478618350	
	합성후	465056.3	550614540647	890819581767	343629342191	
단면 - 8	합성전	157000.0	168401407388	149466658133	203039466916	
	합성후	354656.3	341274999538	808413476167	254052170729	
부부재	가로보	21000.0	6232700000	45125000	700000	
	세로보	14000.0	1410866667	45066667	466667	

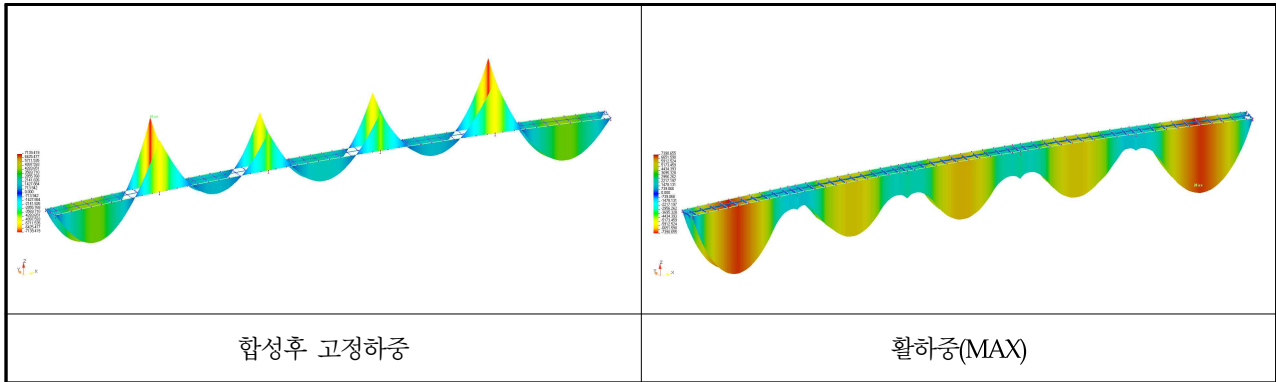
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

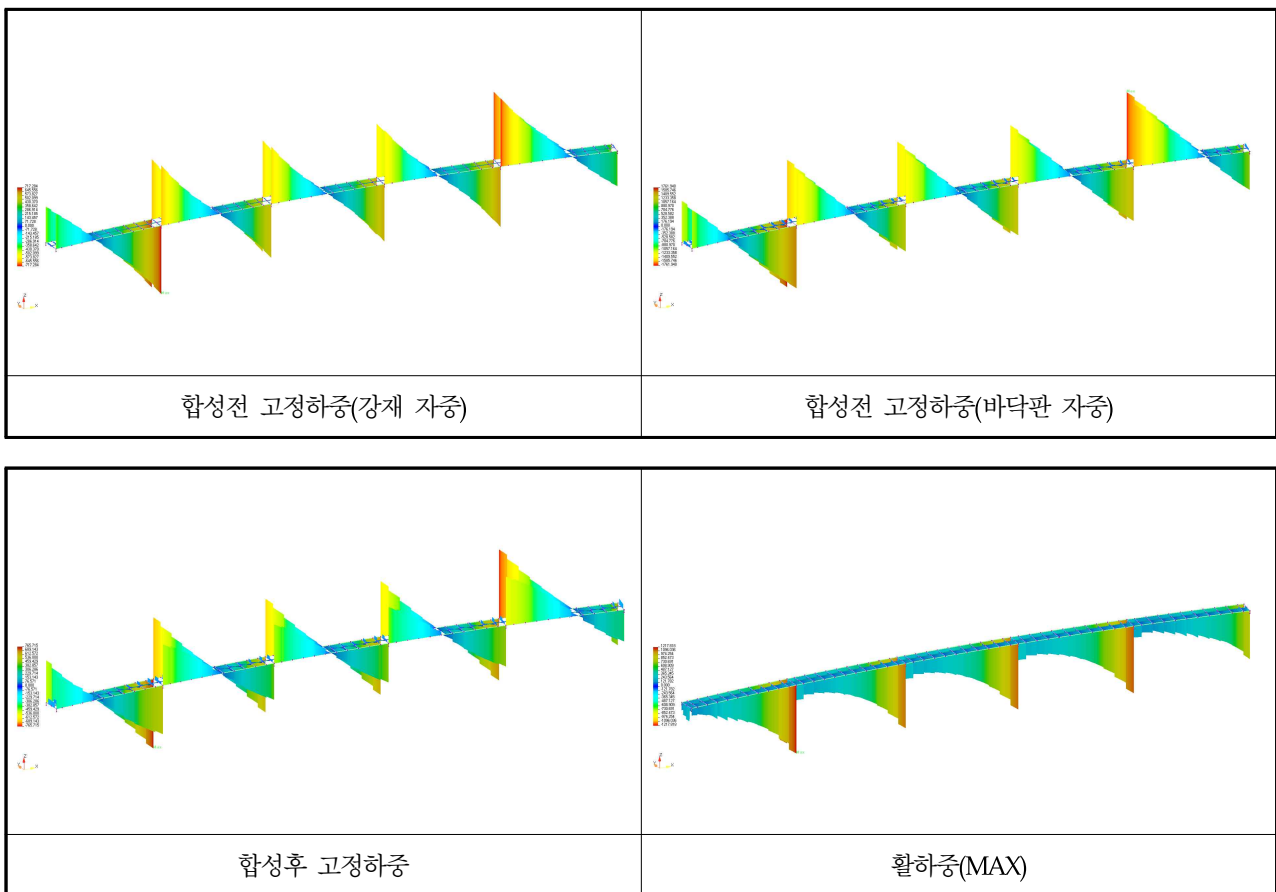


【그림 5.2.8】 휨모멘트도



【그림 5.2.8】 휨모멘트도(계속)

㉠ 전단력



【그림 5.2.9】 전단력도

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 5.2.7】 영향계수 k 값 산출 결과

구 분		k값
G1	P10	1.000
	P9	-0.294
	P8	0.063
	P7	0.063
	P6	-0.294
	P5	1.000
G2	P10	1.000
	P9	-0.294
	P8	0.063
	P7	0.063
	P6	-0.294
	P5	1.000

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.

- 정모멘트부

【표 5.2.8】 측경간 정모멘트부(단면-3) 단면력 산정결과

단면 - 3	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	3819.986	10359.049	4345.797	7313.476	575.058	26413.366
	G2	3789.483	10109.994	3851.784	7285.011	562.926	25599.198
전단력 (kN)	G1	-11.005	-44.189	-13.747	-339.954	-28.037	-436.933
	G2	10.060	39.475	6.987	352.349	27.773	436.644
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	0.981	12.891	40.797	484.907	4.056	543.631
	G2	-3.532	-38.776	-28.118	-468.087	-4.035	-542.549

【표 5.2.9】 중앙경간 정모멘트부(단면-8) 단면력 산정결과

단면 - 8	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	-6718.012	-17512.201	-7139.419	-9988.287	-1402.647	-42760.566
	G2	-6680.577	-16544.793	-5471.758	-10390.242	-1477.119	-40564.489
전단력 (kN)	G1	715.324	1761.907	765.715	1149.652	22.397	4414.995
	G2	717.284	1631.816	538.791	1217.818	33.629	4139.338
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	32.767	161.943	162.794	1034.177	9.723	1401.404
	G2	33.158	176.245	95.346	1227.130	8.481	1540.360

• 부모멘트부

【표 5.2.10】 지점부 부모멘트부(단면-7) 단면력 산정결과

단면 - 7	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	2199.094	5927.287	2563.249	6285.058	247.753	17222.441
	G2	2182.703	5725.430	2166.197	6290.483	243.019	16607.832
전단력 (kN)	G1	0.004	0.007	0.002	377.827	69.185	447.025
	G2	0.002	0.004	0.003	387.424	68.564	455.998
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	0.006	0.014	0.023	-438.934	-3.366	-442.256
	G2	-0.020	-0.058	-0.033	-435.551	-3.405	-439.068

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
- ㉠ 외측경간 정모멘트(단면-3)
- ㉡ 휨응력

【표 5.2.11】 외측경간 정모멘트부(단면-3) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	103.035	-92.659	177.975	190.000	1.727	2.051
1+2+3	119.551	-158.175	177.975	190.000	1.489	1.201
1+2+3+4	127.085	-156.037	204.671	190.000	1.611	1.218
1+2+3+4+5	149.290	-150.403	204.671	190.000	1.371	1.263
1+2+3+4+5+6	165.228	-145.060	231.368	218.500	1.400	1.506
1+2+3+4+5-6	133.352	-155.747	231.368	218.500	1.735	1.403

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

- ㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.350 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

- ㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{149.290}{204.671} \right)^2 + \left(\frac{11.154}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.532 + 0.010 = 0.542 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-158.175}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{11.154}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.693 + 0.010 = 0.703 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

- ㉤ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.12】 외측경간 정모멘트부(단면-3) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.903	16.200	O.K(3.3)
	크리프, 건조수축 제외시	6.912	16.200	O.K(2.34)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	210.154	320.000	O.K(1.52)
	크리프, 건조수축 제외시	180.408	320.000	O.K(1.77)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-239.112	320.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-246.870	320.000	O.K(1.3)

㉔ 중앙경간 정모멘트부(단면-8)

㉔ 휨응력

【표 5.2.13】 중앙경간 정모멘트부(단면-8) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	59.761	-57.405	177.975	190.000	2.978	3.310
1+2+3	72.142	-109.970	177.975	190.000	2.467	1.728
1+2+3+4	75.874	-106.662	204.671	190.000	2.698	1.781
1+2+3+4+5	93.184	-91.507	204.671	190.000	2.196	2.076
1+2+3+4+5+6	107.393	-78.678	231.368	218.500	2.154	2.777
1+2+3+4+5-6	78.975	-104.336	231.368	218.500	2.930	2.094

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 10.665 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{107.393}{231.368} \right)^2 + \left(\frac{10.665}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.215 + 0.009 = 0.225 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-109.970}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{10.665}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.335 + 0.009 = 0.344 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.14】 중앙경간 정모멘트부(단면-8) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.898	16.200	O.K(4.16)
	크리프, 건조수축 제외시	6.000	16.200	O.K(2.7)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	136.590	320.000	O.K(2.34)
	크리프, 건조수축 제외시	115.551	320.000	O.K(2.77)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-169.414	320.000	O.K(1.89)
	크리프, 건조수축 제외시	-187.883	320.000	O.K(1.7)

② 부모멘트부

㉑ 내부 지점부 부모멘트부(단면-7)

㉒ 휨응력

【표 5.2.15】 지점부 부모멘트부(단면-7) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-105.015	98.685	190.000	190.000	1.809	1.925
1+2+3	-159.626	169.935	190.000	190.000	1.190	1.118
1+2+3+4	-164.833	160.429	190.000	190.000	1.153	1.184
1+2+3+4+5	-157.047	175.474	190.000	190.000	1.210	1.083
1+2+3+4+5+6	-145.537	194.061	218.500	218.500	1.501	1.126
1+2+3+4+5-6	-168.557	156.887	218.500	218.500	1.296	1.393

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 73.529 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-164.833}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{73.529}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.608 + 0.308 = 0.186 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{152.620}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{61.068}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.853 + 0.447 = 1.300 < 1.2 \therefore O.K$$

㊦ 항복에 대한 안전도 검사

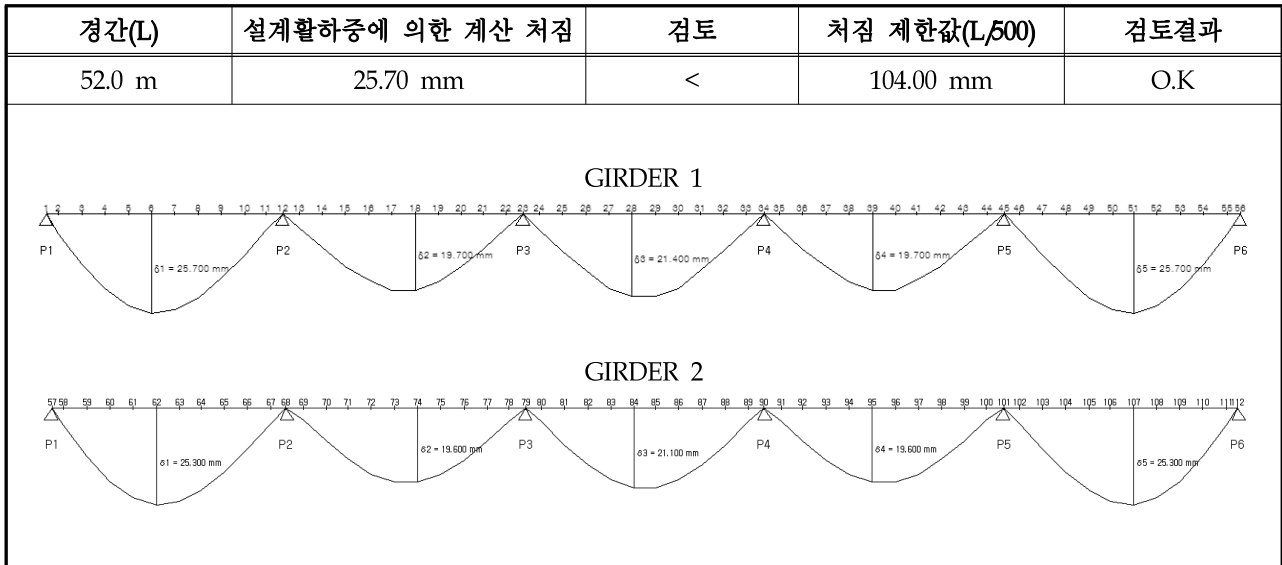
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.16】 지점부 부모멘트부(단면-7) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-130.847	400.000	O.K(3.06)
	크리프, 건조수축 제외시	-133.178	400.000	O.K(3)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-244.982	320.000	O.K(1.31)
	크리프, 건조수축 제외시	-247.562	320.000	O.K(1.29)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	282.265	320.000	O.K(1.13)
	크리프, 건조수축 제외시	276.728	320.000	O.K(1.16)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.17】 반력 집계결과 (단위 : kN)

구 분		합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중		지점 침 하		합 계		사용 Shoe
		Steel	Concrete		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
P10	G1	398.617	1158.029	529.845	942.674	-205.382	29.116	-29.116	3058.281	1851.993	3500
	G2	368.249	942.212	296.049	978.315	-174.672	26.810	-26.810	2611.634	1405.027	3500
P9	G1	1359.129	3364.022	1493.138	2019.930	-453.907	76.212	-76.212	8312.431	5686.170	8500
	G2	1363.358	3036.638	968.322	2170.479	-405.593	103.864	-103.864	7642.660	4858.861	8000
P8	G1	1177.382	2865.498	1296.632	1934.609	-560.899	116.910	-116.910	7391.031	4661.704	7500
	G2	1181.506	2560.180	814.305	2077.717	-520.015	145.279	-145.279	6778.987	3890.696	7000
P7	G1	1177.441	2865.660	1296.750	1934.786	-560.788	116.949	-116.949	7391.586	4662.113	7500
	G2	1181.470	2560.084	814.215	2078.661	-520.642	145.238	-145.238	6779.668	3889.889	7000
P6	G1	1359.088	3363.912	1493.050	2019.936	-454.187	76.266	-76.266	8312.252	5685.597	8500
	G2	1363.398	3036.741	968.405	2170.932	-405.777	103.808	-103.808	7643.284	4858.959	8000
P5	G1	398.620	1158.034	529.862	942.890	-205.605	29.127	-29.127	3058.534	1851.784	3500
	G2	368.235	942.173	296.017	977.993	-174.456	26.799	-26.799	2611.218	1405.170	3500

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

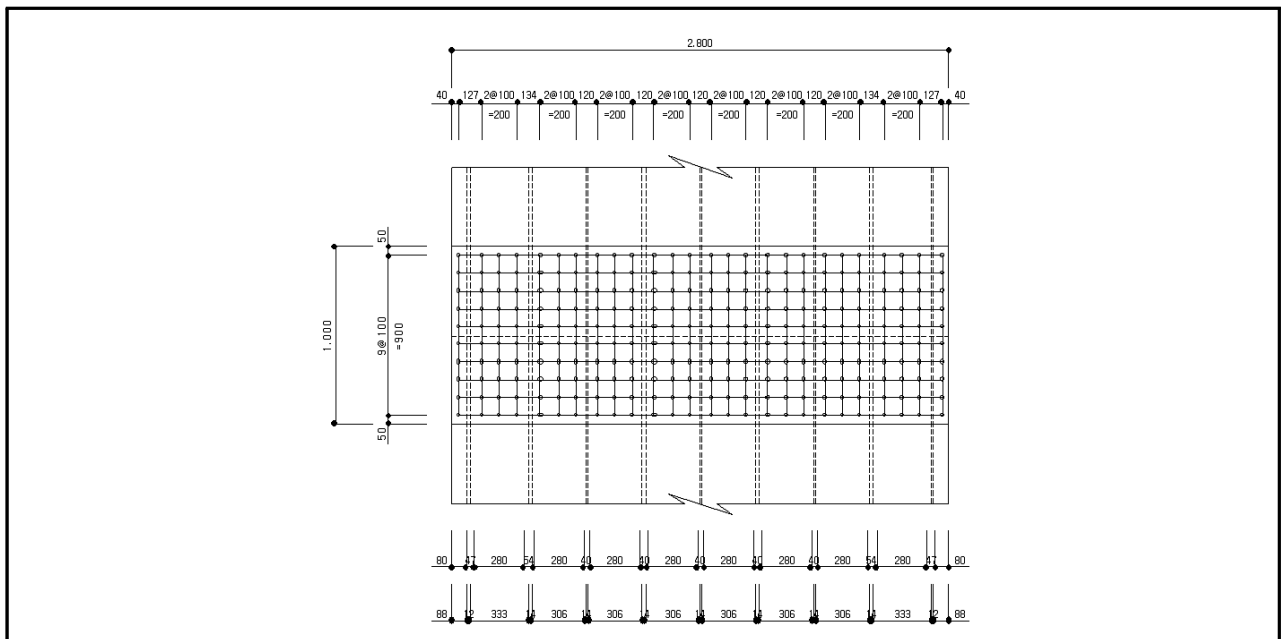
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 2지간 Gider1의 SP4(부모멘트 발생구간)를 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 일반조건

휨모멘트(kN · m)		전단력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t (kN · m)	상부플랜지 응력 f_u (MPa)	하부플랜지 응력 f_t (MPa)	허용 휨인장응력 f_{sa} (MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
-12011.100	-10272.600	2011.390	1564.270	1644.280	-106.2	141.8	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 플랜지(하부플랜지)의 이음



【그림 5.2.10】 압축부 플랜지 이음

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 141.7 \text{ MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f'_s = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 24mm, 모재길이 = 2,800mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 100 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 130 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 50,400 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 18 \times 1000 = 2,880.0 \text{ mm}^2$$

$$8\text{-PL} \quad 280 \times 18 \times 1000 = 40,320.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2800 \times 18 \times 1000 = 50,400.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 93,600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 102.308 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 73,661.5 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 25.571 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 7.823 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 9.465 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.286 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.909 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

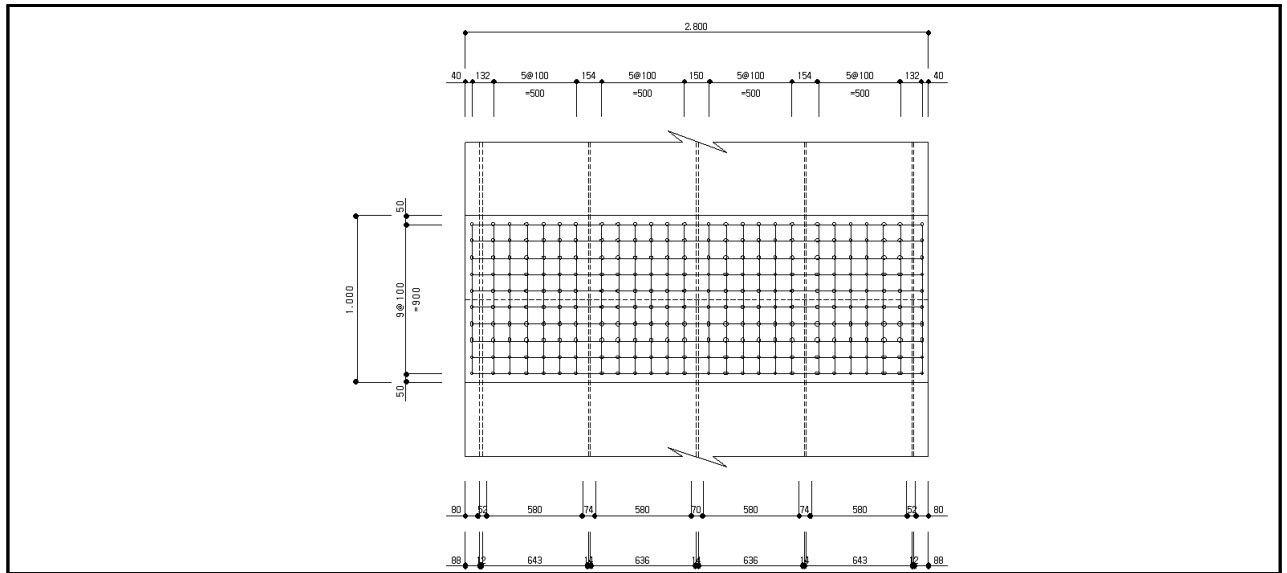
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 107.7 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 5 \text{ EA} (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 77,973.8 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(상부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.11】 인장부 플랜지 이음

㉔ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 106.2\text{MPa}$$

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

㉔ 필요 볼트수의 결정

$$\text{모재두께} = 24\text{mm}, \text{ 모재길이} = 2,800\text{mm}$$

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 100EA \Rightarrow n_t = 130EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 50,400.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 18 \times 1000 = 2,880.0\text{mm}^2$$

$$4\text{-PL} \quad 580 \times 18 \times 1000 = 41,760.0\text{mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2800 \times 18 \times 1000 = 50,400.0\text{mm}^2$$

$$\Sigma = 95,040.0\text{mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 95040 - 25.0 \times 18.0 \times 26\text{열} \times 2EA = 71,640.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 133.7 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 73.661 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 23,792 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 8.466 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 6.825 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.286 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.968 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

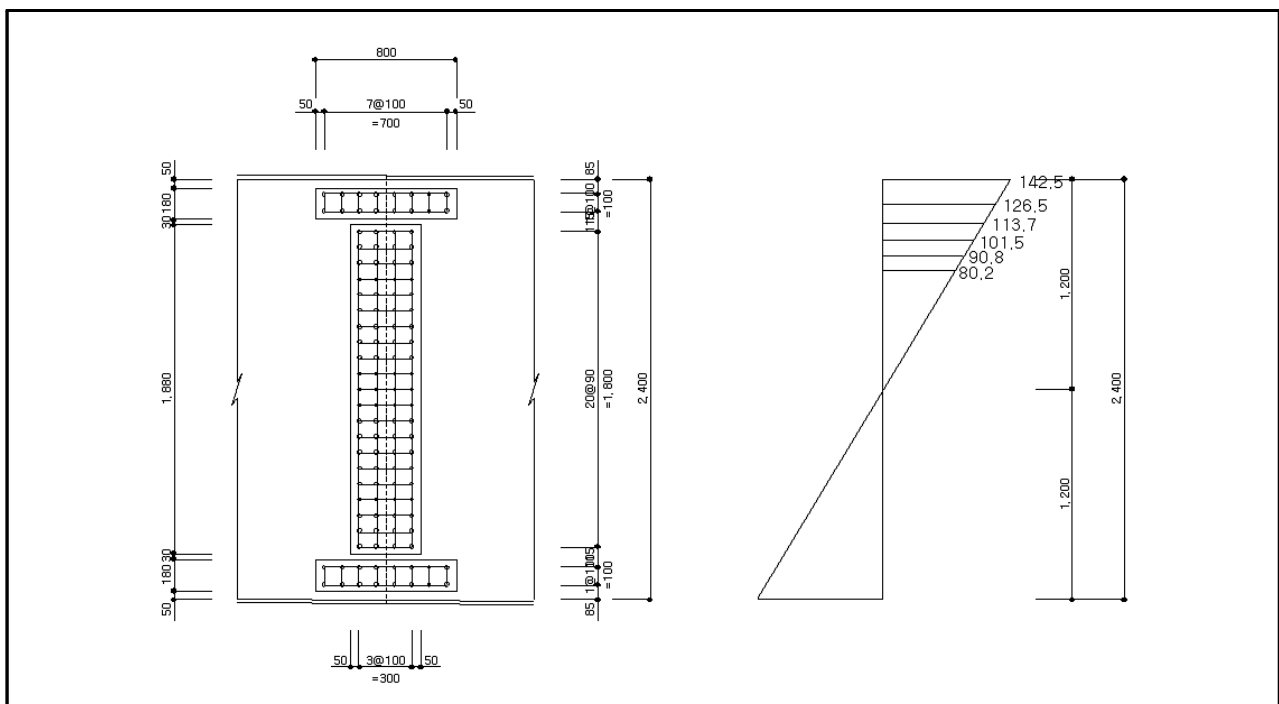
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 107.7 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 5EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 77,408.7 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.12】 Web 이음

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

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

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 126.469}{2} \times 135.0 \times 12.0 / 4EA = 54.466 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{113.703 + 101.531}{2} \times 102.5 \times 12.0 / 4EA = 66.184 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = \left[\frac{3575.7 \times 10^3}{2} + \frac{1644.3 \times 10^3}{2 \times 2.612} \right] / 58 EA = 36,251.5 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{66,185^2 + 36,251.5^2} = 75,462.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.384 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 1.522 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 727.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 526.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 1.921 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 2.136 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,271.8\text{mm} \quad y_{sl} = 1,176.2\text{mm}$$

② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 1,027.6\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,420.5\text{mm}$$

③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 73.497 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 79.568 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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_{sr} (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

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

<단면 1, 3>

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

<단면 2>

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

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로검토

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

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1, 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	7879.588	8969.691	3.603E+11	1889.8	41.329	47.047	B	126	203	O.K
②				1889.8	41.329	47.047	C	91	147	O.K
③				994.8	21.756	24.766	E	56	91	O.K
④				30.2	0.660	0.752	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	5143.855	10834.342	3.615E+11	1072.9	15.268	32.158	B	126	203	O.K
②				1072.9	15.268	32.158	C	91	147	O.K
③				400.1	5.694	11.992	E	56	91	O.K
④				815.1	11.599	24.431	E	56	91	O.K
⑤				1088.9	15.495	32.637	E	56	91	O.K
⑥				1104.9	15.723	33.117	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 352를 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1628.829	32	2800	89600	1073	9.599E+07	3.615E+11	8	22.6	19.1	63	OK
DL하중	2166.949									25.4	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1628.829	32	2800	89600	1391	1.245E+08	3.615E+11	8	22.6	24.8	63	O.K
DL하중	2166.949									33.0	84	O.K

5.2.2 대구방향(45+4@52, S11~S15)

S11~S15경간은 서술의 편의를 위해 이하 본문에서 지간1~지간5로 표기하였다.

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 5경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $45.0+13@52.0+45.0 = 766.0\text{m}$ (총연장)
- ③ 검토구간 : $45.0 + 4@52.0 = 253.0\text{m}$ (검토구간 S11~S15)
- ④ 교량폭원 : 12.145m
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 거더제원 : $B = 2.6\text{m}$, $H = 2.4\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판), 24.0MPa(교각)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,701MPa(바닥판), 25,811MPa(교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : 10,270MPa(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) 캔틸레버부

① 고정하중

No	작용하중(Kn)	거리(m)	모멘트(Kn · m)	
1	$0.095 \times 0.56 \times 25 = 1.330$	1.073	1.426	
2	$\frac{1}{2} \times 0.06 \times 0.56 \times 25 = 0.420$	1.005	0.422	
3	$0.155 \times 0.175 \times 25 = 0.678$	1.043	0.707	
4	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.923	0.252	
5	$0.28 \times 0.155 \times 25 = 1.085$	0.980	1.063	
6	$1.12 \times 0.25 \times 25 = 7.000$	0.560	3.920	
7	$\frac{1}{2} \times 1.02 \times 0.05 \times 25 = 0.638$	0.440	0.281	
8	$0.1 \times 0.05 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
9	$0.84 \times 0.08 \times 23 = 1.546$	0.420	0.649	
계	$= 13.095$		8.727	
콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m ³ , 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m ³ 트럭의 후륜하중(P _r) = 96.0kN, 설계속도 = 120km/hr				

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.540 + 1.14 = 1.572\text{m}$$

여기서, X = 0.540m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.572} = 0.370 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.540 \times (1+0.300)}{1.572} = 42.870\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

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

$$\text{작용높이 } h = 1.080 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.080 = 35.100 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1000} (\%) = 11.376 (\%)$$

$$P_{cf} = P_r/E \times 11.376/100 = 6.947 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 6.947 \times 1.8 = 12.505 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.810 \text{ m} = 2.430 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 2.430 \times 0.485 = 1.179 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 119.772 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 128.963 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 84.099 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 54.007 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 12.877 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 64.456 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께($X=0.540 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80L + 230) = (80 \times 0.54 + 230) = 273.2 \text{ mm} > 220 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 229.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 단면검토

• 검토조건

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

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

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60.0 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 240.0 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = H16@250 + H19@250 = 1940.4 \text{ mm}^2$$

• 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1940.4 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 33.820\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1940.4 \times 400.0 \times \left(260.0 - \frac{33.820}{2} \right) = 147.181\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 147.18\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 128.963\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1940 / (1000.0 \times 260.0) = 0.0081$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.3008$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.253 \times 260.0 = 65.735$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.301/3 = 0.900$
- 철근응력(f_s) = $M / (\rho b j d^2) = 64.456 / (0.0081 \times 0.900 \times 240.0^2) = 153.829 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $60.0 - 19.0/2 = 51.00 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 153.829) - 2.5 \times 51.00 = 384.432\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 153.829) = 409.546\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 384.432\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 384.432\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

$$\Sigma w_d = 8.090\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.600^2}{10} = 5.469\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.600m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.600} = 0.352 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.600+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 41.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 41.600 = 33.280 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

③ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1000} (\%) = 11.376 (\%)$$

$$E = 2.4L / (L+0.6) = 1.950$$

$$P_{cf} = P_r / E \times 11.376 / 100 = 5.600 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 5.600 \times 1.8 = 10.080 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 91.766 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 48.829 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.600 + 130) = 208.0 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑥ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

철근 피복두께(d_c) = 40.0mm , 유효깊이(d) = 210.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\Phi M_n = \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$$

$$= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 105.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 105.960 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 91.766 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.00757$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.293$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 58.123$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 48.829 / (1588.8 \times 0.902 \times 210.0) = 162.167 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 32.0 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 162.167) - 2.5 \times 32.0 = 405.61 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 162.167) = 388.49 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 388.49 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 388.49 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.141로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.18】 바닥판의 단면검토 결과

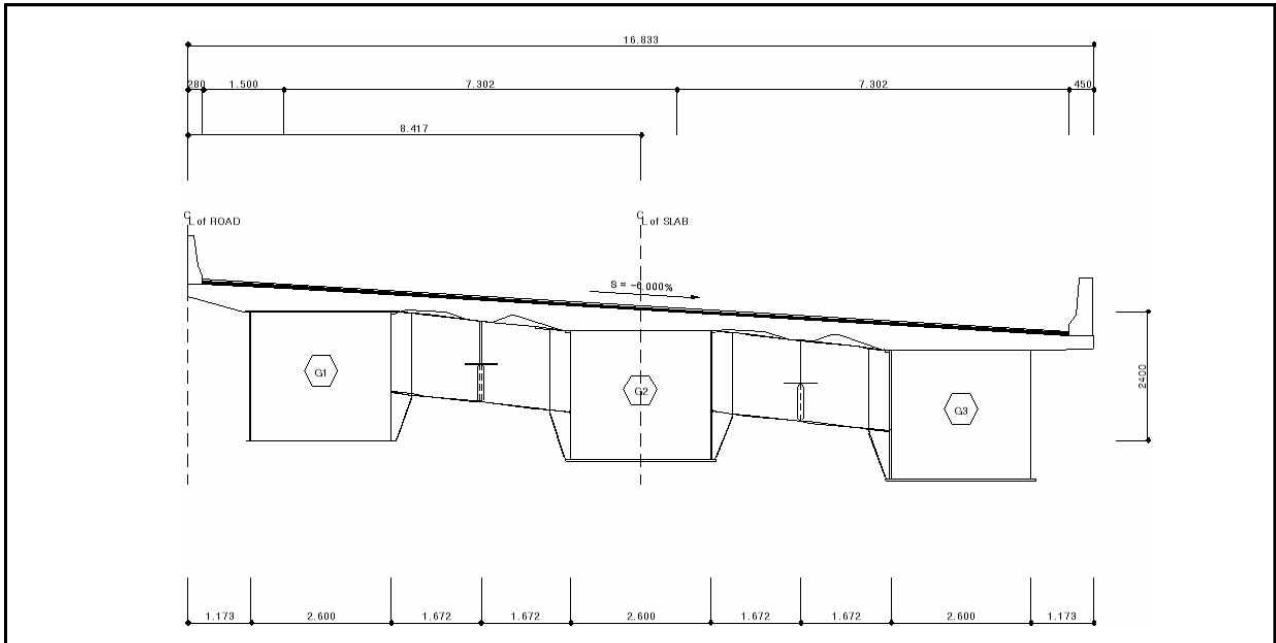
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	128.963	147.181	1.141	O.K
중양부	91.766	105.962	1.155	O.K

【표 5.2.19】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

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
캔틸레버부	64.456	153.829	240.000	125.000	384.432	O.K
중양부	48.829	162.167	240.000	125.000	388.490	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.14】 해석단면(상행-대구, S11~S15)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

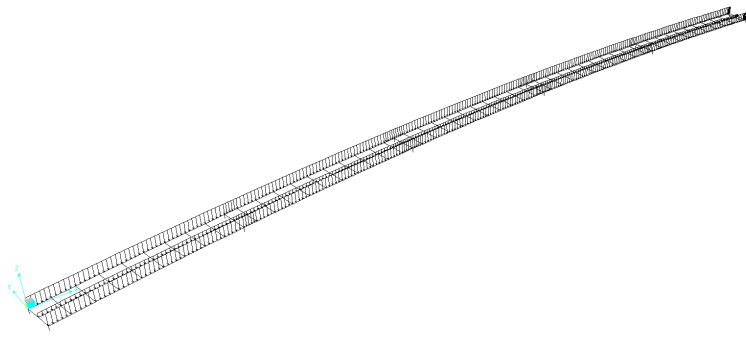
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

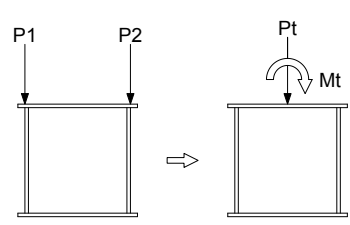
구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.600	22.351	20.884	43.236	-1.908	
G2	2.600	24.980	19.699	44.679	-6.865	
ST1				15.981		

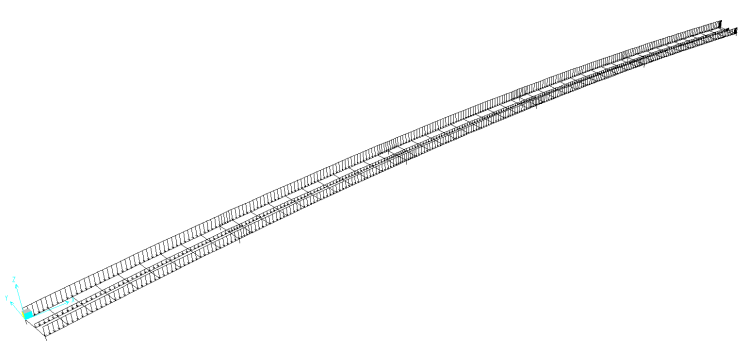
구 분	하 중 재 하 도
바닥판 자중 하중재하도	

【그림 5.2.15】 하중재하도(바닥판 자중)

② 합성후 고정하중

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

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.600	14.614	0.782	15.396	-17.982	
G2	2.600	1.977	9.728	11.705	10.076	
ST1				6.062		

구 분	하 중 재 하 도
합성후 고정하중 하중재하도	

【그림 5.2.16】 하중재하도(합성후 고정하중)

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 12.495m				
지간장(L)	• 45 + 4@52.000 = 253.000m				
충격계수(i)	• 제1지간 $15 / (40+44.500) = 0.178 < 0.3 \quad \therefore i = 0.178$ 적용				
	• 제1내부지점 $15 / \{40+(44.500+52.000)/2\} = 0.170 < 0.3 \quad \therefore i = 0.170$ 적용				
	• 제2, 3, 4지간 $15 / \{40+52.000\} = 0.163 < 0.3 \quad \therefore i = 0.163$ 적용				
	• 제2, 3, 4내부지점 $15 / \{40+(52.000+52.000)/2\} = 0.163 < 0.3 \quad \therefore i = 0.163$ 적용				
	• 제5지간 $15 / (40+51.500) = 0.164 < 0.3 \quad \therefore i = 0.164$ 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	W_c 의 범위(m)		N	W_c 의 범위(m)	N
	$6.0 \leq W_c < 9.1$		2	$23.8 \leq W_c < 27.4$	7
	$9.1 \leq W_c < 12.8$		3	$27.4 \leq W_c < 31.1$	8
	$12.8 \leq W_c < 16.4$		4	$31.1 \leq W_c < 34.7$	9
	$16.4 \leq W_c < 20.1$		5	$34.7 \leq W_c < 38.4$	10
	$20.1 \leq W_c < 23.8$		6		
	여기서, W_c : 연석간 교폭(11.415m를 적용)				
재하방법	• DB-24, DL-24 재하 • 설계차로에 의거하여 3차로 재하 • 편심에 의한 영향계수를 산정하여 각 거더에 적용함 • 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 5.2.20】 등가경간장 및 적용식

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.	

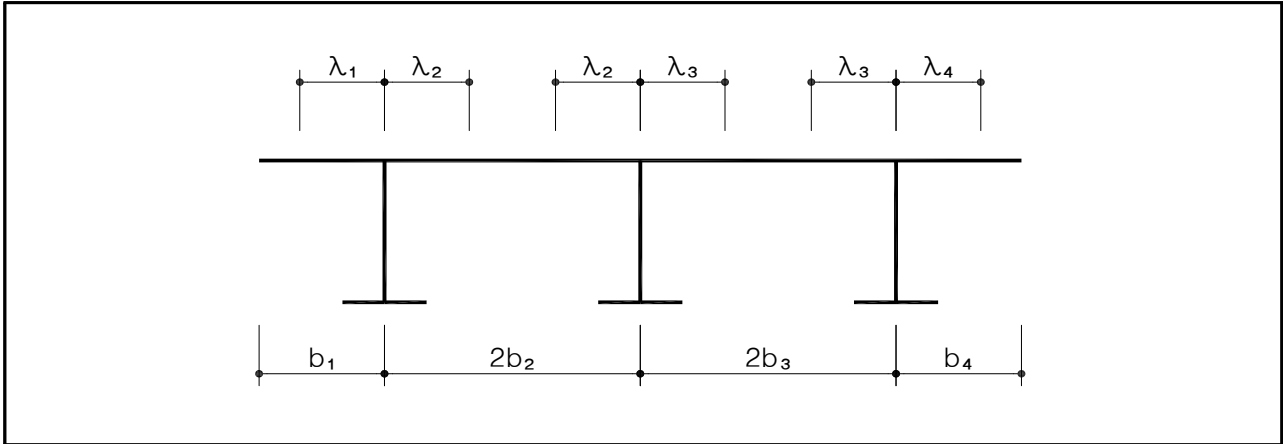
㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$ $\lambda_L = b$
 $0.05 < b/l < 0.30$ $\lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b$
 $b/l \geq 0.30$ $\lambda_L = 0.15 l$
 ㉡ $b/l \leq 0.02$ $\lambda_S = b$
 $0.02 < b/l < 0.30$ $\lambda_S = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot B$
 $b/l \geq 0.30$ $\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.17】 플랜지의 유효폭

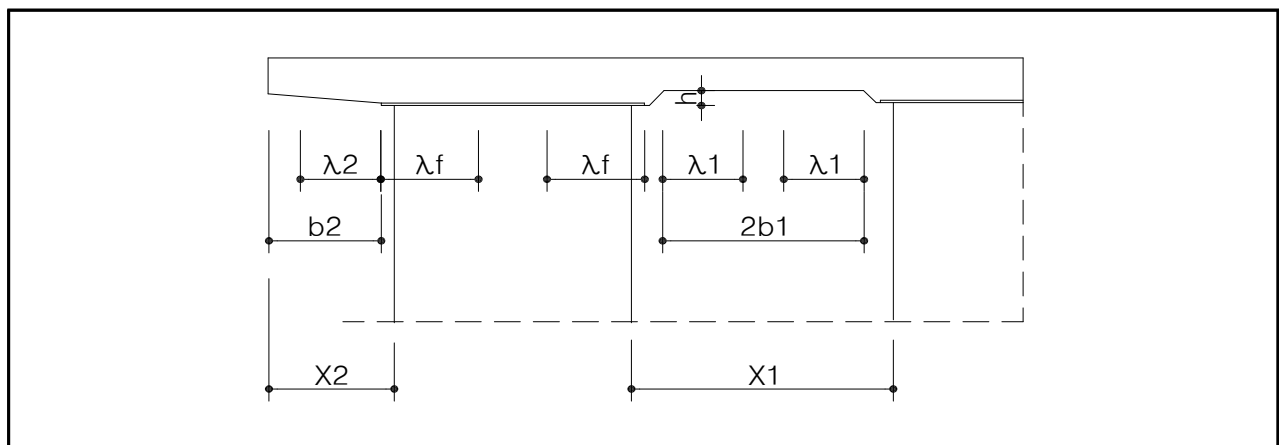
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	35.600	M	
1 경간지점부	19.300	M	
2, 3, 4 경간중앙부	31.200	M	
2, 3, 4 경간지점부	20.800	M	
5 경간중앙부	41.200	M	

② 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.18】 바닥판의 유효폭

㉔ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.21】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	35.600	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.954	5.916	0.994
1 경간지점부	19.300	2.800	2.449	0.875	2.800	2.449	0.875	5.954	4.991	0.838
2, 3, 4 경간중앙부	31.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.954	5.875	0.987
2, 3, 4 경간지점부	20.800	2.800	2.482	0.886	2.800	2.482	0.886	5.954	5.074	0.852
5 경간중앙부	41.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.954	5.954	1.000

【표 5.2.22】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭

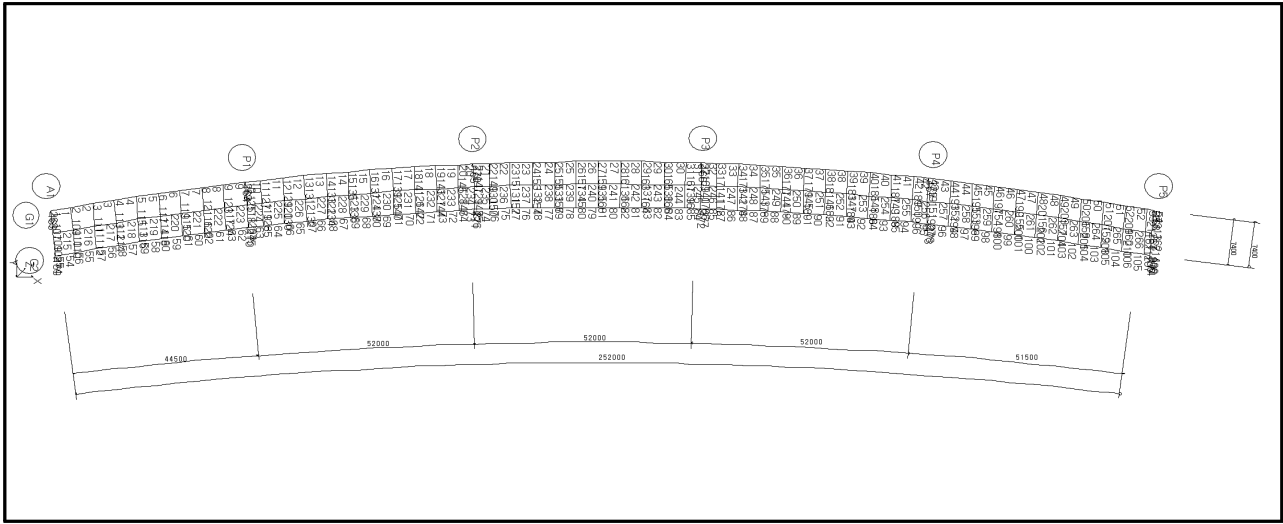
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	35.600	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	6.149	6.111	0.994
1 경간지점부	19.300	2.800	2.449	0.875	2.800	2.449	0.875	6.149	5.141	0.836
2, 3, 4 경간중앙부	31.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	6.149	6.070	0.987
2, 3, 4 경간지점부	20.800	2.800	2.482	0.886	2.800	2.482	0.886	6.149	5.228	0.850
5 경간중앙부	41.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	6.149	6.149	1.000

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

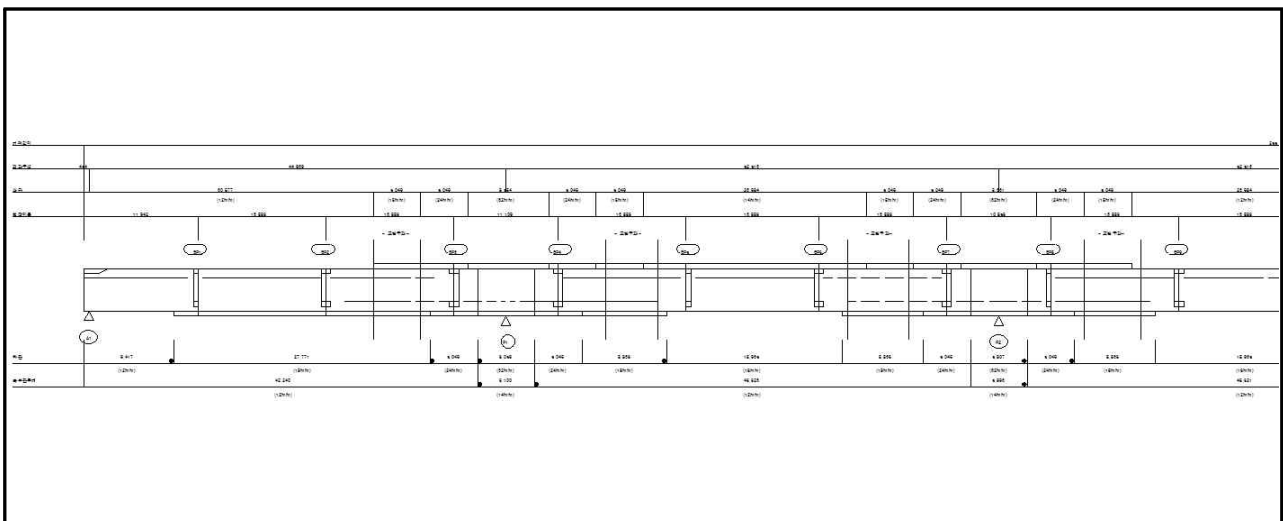
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.19】 해석모델링

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.20】 거더 단면위치

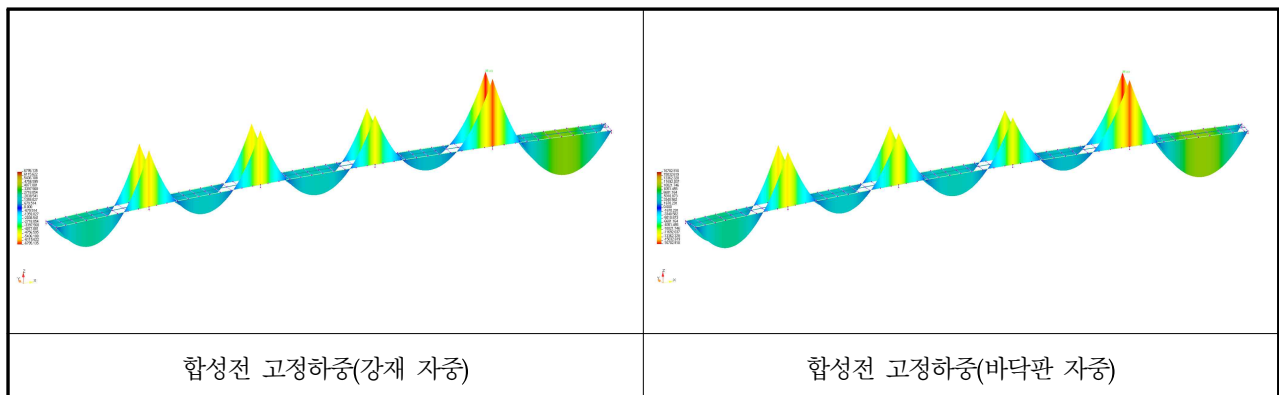
【표 5.2.23】 단면 제정수(실제폭 적용)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	141000.0	125075006026	133962214400	166081222535	
	합성후	327718.8	244432711953	689460220585	206469541919	
단면 - 2	합성전	145800.0	151391905600	142149324800	189610578443	
	합성후	332518.8	292902695508	697647330985	233460754432	
단면 - 3	합성전	162600.0	176066011129	153125324800	207979966678	
	합성후	349318.8	357867564349	708623330985	261778542559	
단면 - 4	합성전	171000.0	185015487789	153125324800	207979966678	
	합성후	357718.8	385311112115	708623330985	261778542559	
단면 - 5	합성전	187800.0	212252666400	164101324800	230168799944	
	합성후	374518.8	390242312371	719599330985	265422968834	
단면 - 6	합성전	213000.0	251278764237	186053324800	257937202965	
	합성후	399718.8	452699351405	741551330985	286285099091	
단면 - 7	합성전	267400.0	323529980965	231872763733	316478618350	
	합성후	454118.8	543191878454	787370769918	343629342191	
단면 - 8	합성전	235400.0	284091843675	200687991467	270330785822	
	합성후	422118.8	460575247822	756185997652	289981327445	
단면 - 9	합성전	204600.0	235242271974	175077324800	243297056991	
	합성후	391318.8	394852847074	730575330985	268430530930	
단면 - 10	합성전	162600.0	176707545476	153125324800	211561761605	
	합성후	349318.8	338134186016	708623330985	255283313786	
부부재	가로보	21000.0	6232700000	45125000	700000	
	세로보	14000.0	1410866667	45066667	466667	

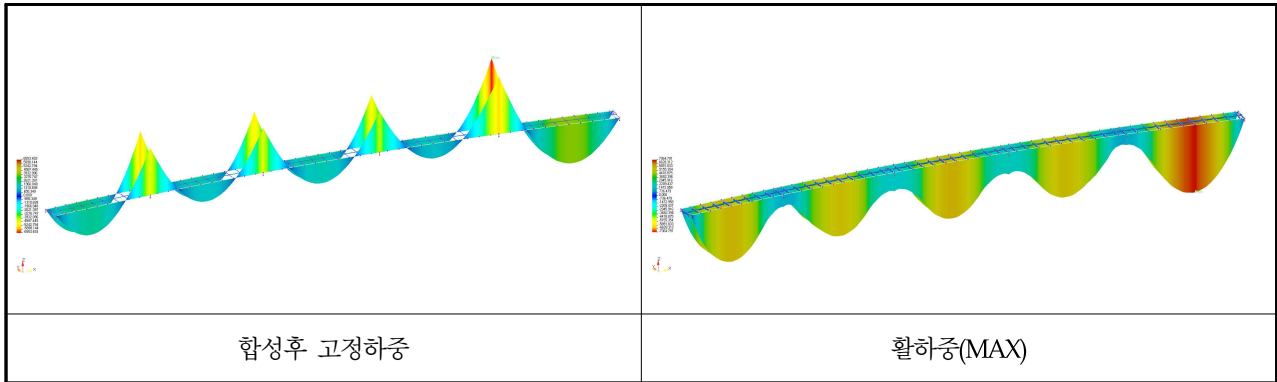
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

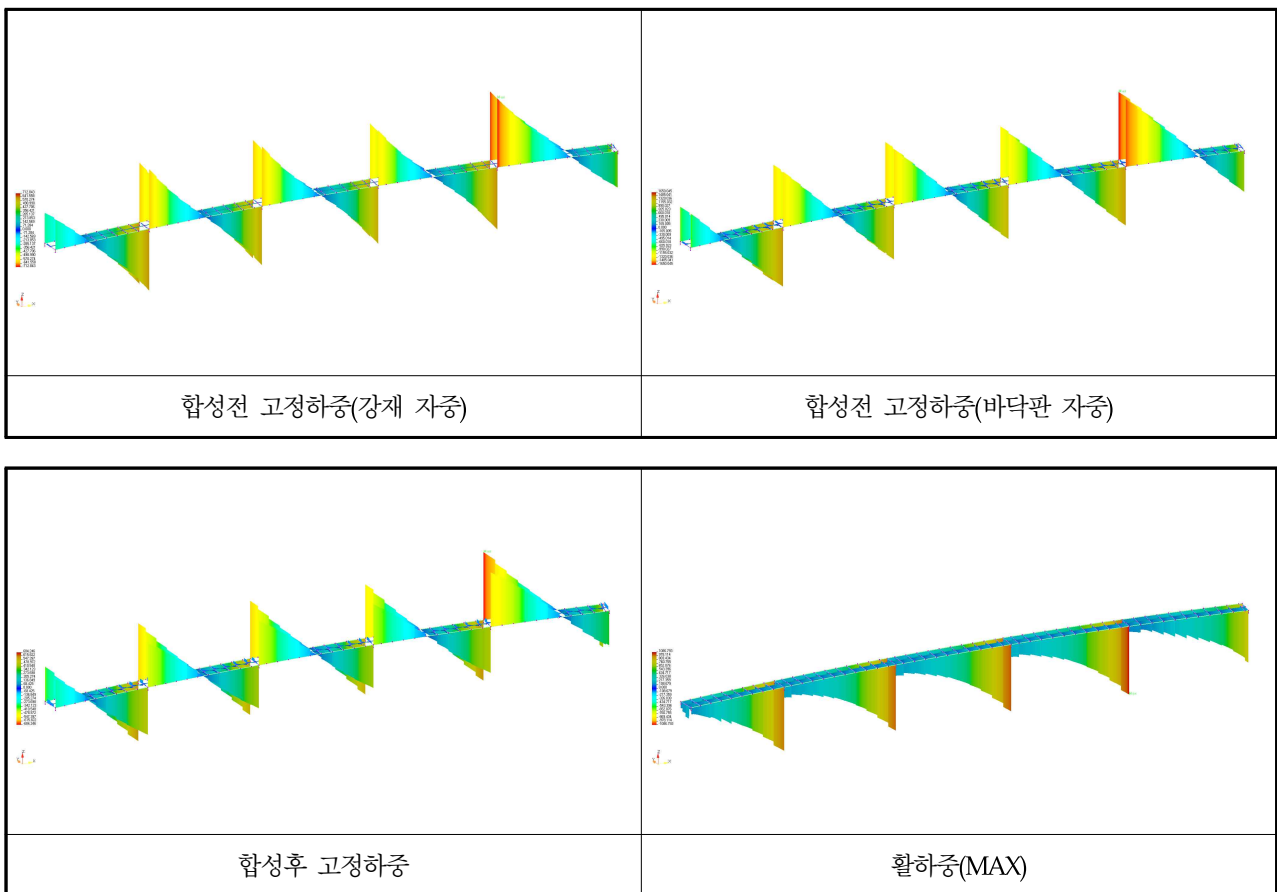


【그림 5.2.21】 휨모멘트도



【그림 5.2.21】 휨모멘트도(계속)

㉠ 전단력



【그림 5.2.22】 전단력도

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 5.2.24】 영향계수 k 값 산출 결과

구 분		k값
G1	A2	1.000
	P14	-0.272
	P13	0.056
	P12	0.065
	P11	-0.295
	P10	1.000
G2	A2	1.000
	P14	-0.272
	P13	0.056
	P12	0.065
	P11	-0.295
	P10	1.000

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.

- 정모멘트부

【표 5.2.25】 측경간 정모멘트부(단면-3) 단면력 산정결과

단면 - 3	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	3891.573	10103.272	4052.052	7240.372	567.960	25855.229
	G2	3838.182	9930.076	3751.219	7364.791	598.330	25482.598
전단력 (kN)	G1	-8.038	-24.552	-8.811	-353.549	-27.733	-422.683
	G2	-41.574	-116.461	-42.979	-354.119	-27.842	-582.974
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	7.321	5.417	31.983	481.912	3.757	530.390
	G2	10.920	35.307	65.361	478.185	3.703	593.476

【표 5.2.26】 중앙경간 정모멘트부(단면-10) 단면력 산정결과

단면 - 10	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	-6795.135	-16702.910	-6553.493	-9442.713	-1392.762	-40887.013
	G2	-6758.113	-16502.432	-5498.020	-9865.621	-1486.585	-40110.771
전단력 (kN)	G1	-711.177	-1650.045	-684.246	-1043.443	-22.573	-4111.483
	G2	-712.843	-1641.882	-550.085	-1098.882	-33.165	-4036.857
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	-36.950	-102.512	-149.520	-952.056	-10.147	-1251.186
	G2	-34.999	-130.447	-70.657	-990.977	-9.543	-1236.623

• 부모멘트부

【표 5.2.27】 지점부 부모멘트부(단면-7) 단면력 산정결과

단면 - 7	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	1846.772	4454.669	1936.283	5695.760	301.301	14234.785
	G2	1831.202	4386.372	1698.725	5765.598	299.590	13981.487
전단력 (kN)	G1	17.709	39.280	18.304	380.706	66.821	522.821
	G2	17.531	40.606	13.418	393.640	67.034	532.230
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	-1.180	-2.214	22.513	-471.560	-3.591	-456.032
	G2	-0.341	9.215	-13.636	457.327	3.303	455.867

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
- ㉠ 외측경간 정모멘트(단면-3)
- ㉡ 휨응력

【표 5.2.28】 외측경간 정모멘트부(단면-3) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	101.696	-91.456	177.975	190.000	1.750	2.078
1+2+3	118.705	-155.173	177.975	190.000	1.499	1.224
1+2+3+4	125.876	-153.197	204.671	190.000	1.626	1.240
1+2+3+4+5	147.341	-147.920	204.671	190.000	1.389	1.284
1+2+3+4+5+6	162.962	-142.808	231.368	218.500	1.420	1.530
1+2+3+4+5-6	131.719	-153.033	231.368	218.500	1.757	1.428

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

- ㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 10.820 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

- ㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{147.341}{204.671} \right)^2 + \left(\frac{10.820}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.518 + 0.010 = 0.528 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-155.173}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{10.820}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.667 + 0.010 = 0.677 < 1.2 \therefore O.K$$

- ㉤ 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 5.2.29】 외측경간 정모멘트부(단면-3) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.008	16.200	O.K(3.23)
	크리프, 건조수축 제외시	7.037	16.200	O.K(2.3)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	207.997	320.000	O.K(1.54)
	크리프, 건조수축 제외시	179.297	320.000	O.K(1.78)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-235.191	320.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-242.474	320.000	O.K(1.32)

㉔ 중앙경간 정모멘트부(단면-10)

㉔ 휨응력

【표 5.2.30】 중앙경간 정모멘트부(단면-10) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	42.711	-43.943	190.000	190.000	4.448	4.324
1+2+3	53.948	-89.934	190.000	190.000	3.522	2.113
1+2+3+4	56.451	-86.934	218.500	190.000	3.871	2.186
1+2+3+4+5	70.864	-69.308	218.500	190.000	3.083	2.741
1+2+3+4+5+6	83.810	-54.232	247.000	218.500	2.947	4.029
1+2+3+4+5-6	57.918	-84.385	247.000	218.500	4.265	2.589

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 12.070 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{83.810}{247.000} \right)^2 + \left(\frac{12.070}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.115 + 0.012 = 0.127 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-89.934}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.070}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.224 + 0.012 = 0.236 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.31】 중앙경간 정모멘트부(단면-10) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.604	16.200	O.K(4.5)
	크리프, 건조수축 제외시	5.777	16.200	O.K(2.8)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	107.214	320.000	O.K(2.98)
	크리프, 건조수축 제외시	90.299	320.000	O.K(3.54)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-140.916	320.000	O.K(2.27)
	크리프, 건조수축 제외시	-161.543	320.000	O.K(1.98)

② 부모멘트부

㉑ 내부 지점부 부모멘트부(단면-7)

㉒ 휨응력

【표 5.2.32】 지점부 부모멘트부(단면-7) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-102.864	96.617	190.000	190.000	1.847	1.967
1+2+3	-155.585	164.252	190.000	190.000	1.221	1.157
1+2+3+4	-160.293	155.531	190.000	190.000	1.185	1.222
1+2+3+4+5	-152.972	169.870	190.000	190.000	1.242	1.119
1+2+3+4+5+6	-142.148	187.625	218.500	218.500	1.537	1.165
1+2+3+4+5-6	-163.796	152.115	218.500	218.500	1.334	1.436

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

② 전단 및 비틀림

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

$$= 68.172 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-160.293}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{68.172}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.712 + 0.384 = 1.096 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{169.870}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{68.172}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.799 + 0.384 = 1.183 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

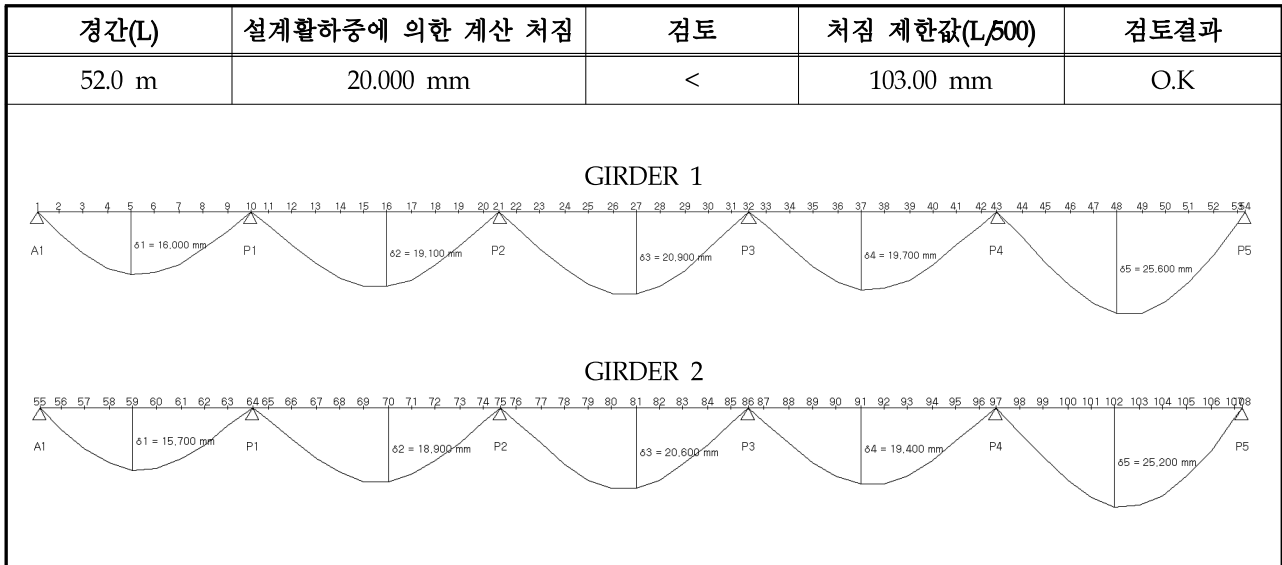
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.33】 지점부 부모멘트부(단면-7) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-126.114	400.000	O.K(3.17)
	크리프, 건조수축 제외시	-128.557	400.000	O.K(3.11)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-235.864	320.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-238.566	320.000	O.K(1.34)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	270.549	320.000	O.K(1.18)
	크리프, 건조수축 제외시	264.780	320.000	O.K(1.21)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.34】 반력 집계결과 (단위 : kN)

구 분		합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중		지점 침 하		합 계		사용 Shoe
		Steel	Concrete		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
A2	G1	333.940	889.818	390.033	786.556	-115.449	37.487	-37.487	2437.834	1460.855	3000
	G2	315.447	823.446	264.590	810.388	-102.694	36.237	-36.237	2250.109	1264.553	3000
P14	G1	1267.950	2863.376	1224.404	1676.491	-149.544	88.437	-88.437	7120.658	5117.749	7500
	G2	1269.989	2823.664	915.187	1775.471	-156.698	119.426	-119.426	6903.736	4732.716	7500
P13	G1	1237.551	2740.197	1181.267	1710.898	-233.402	122.302	-122.302	6992.215	4803.311	7000
	G2	1242.275	2706.053	876.728	1813.012	-242.387	152.257	-152.257	6790.326	4430.412	7000
P12	G1	1183.080	2622.750	1139.834	1705.846	-276.350	117.513	-117.513	6769.023	4551.801	7000
	G2	1187.060	2587.133	835.825	1808.147	-285.794	147.385	-147.385	6565.550	4176.838	7000
P11	G1	1366.002	3136.214	1334.344	1777.855	-136.971	75.739	-75.739	7690.154	5623.850	8000
	G2	1370.563	3100.231	1005.738	1881.685	-144.108	104.417	-104.417	7462.634	5228.007	8000
P10	G1	408.589	1076.387	472.339	861.659	-94.324	28.864	-28.864	2847.837	1834.127	3500
	G2	377.015	972.705	311.622	880.180	-80.038	26.813	-26.813	2568.336	1554.491	3500

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

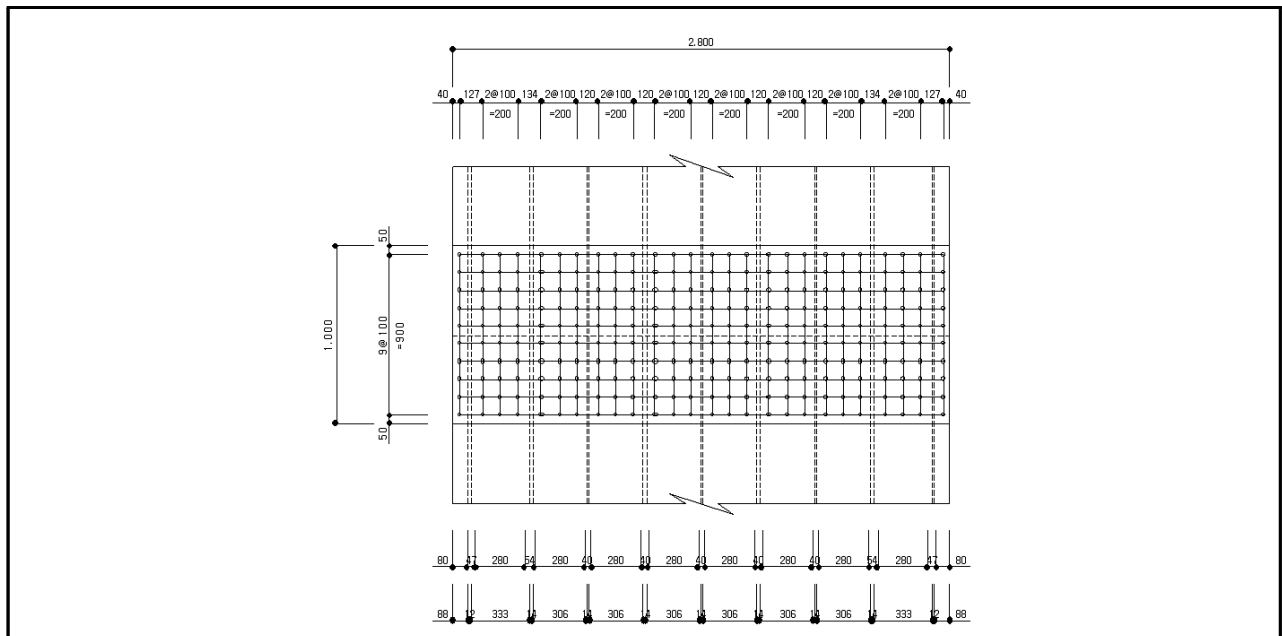
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 5지간 Gider1의 SP16(부모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
-8910.900	-8244.320	1826.120	1387.020	1309.510	-81.4	115.3	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 플랜지(하부플랜지)의 이음



【그림 5.2.23】 압축부 플랜지 이음

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 115.3 \text{ MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f'_s = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 24mm, 모재길이 = 2,800mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 100 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 130 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 50,400 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 18 \times 1000 = 2,880.0 \text{ mm}^2$$

$$8\text{-PL} \quad 280 \times 18 \times 1000 = 40,320.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2800 \times 18 \times 1000 = 50,400.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 93,600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 102.308 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 73,661.5 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 23,005 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 7.823 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 9.396 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.286 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.939 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

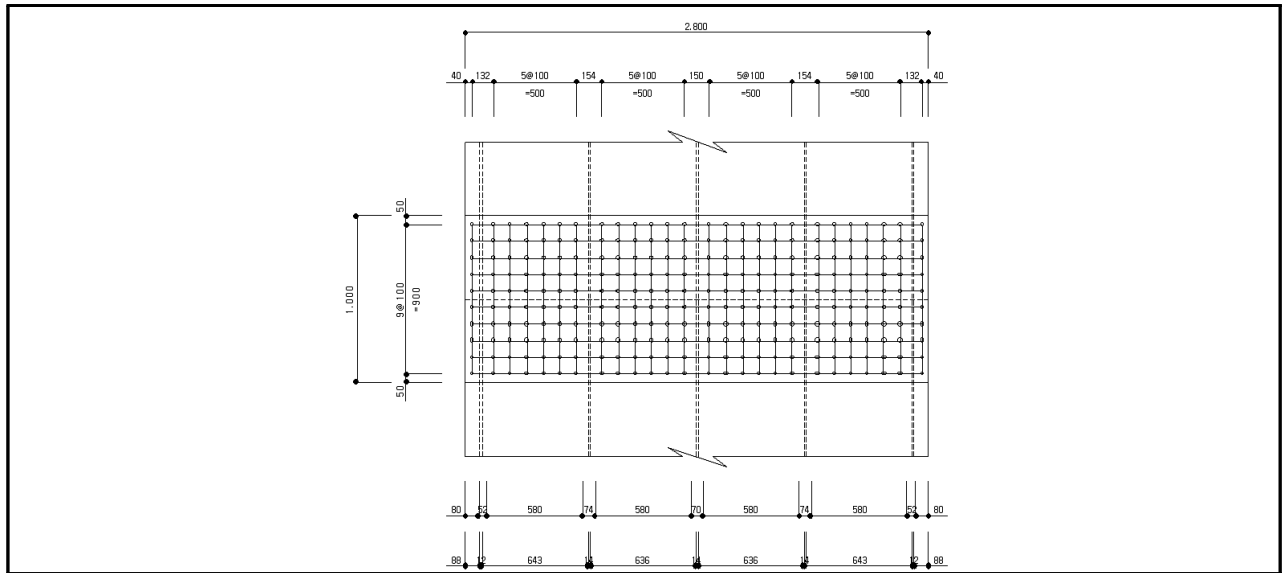
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 107.7 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 5 \text{ EA} (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 77,170.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(상부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.24】 인장부 플랜지 이음

㉔ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 81.4\text{MPa}$$

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

㉔ 필요 볼트수의 결정

$$\text{모재두께} = 24\text{mm}, \text{ 모재길이} = 2,800\text{mm}$$

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 100EA \Rightarrow n_t = 130EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 50,400.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL } 80 \times 18 \times 1000 = 2,880.0\text{mm}^2$$

$$4\text{-PL } 580 \times 18 \times 1000 = 41,760.0\text{mm}^2$$

$$1\text{-PL } 2800 \times 18 \times 1000 = 50,400.0\text{mm}^2$$

$$\Sigma = 95,040.0\text{mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 95040 - 25.0 \times 18.0 \times 26\text{열} \times 2EA = 71,640.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 133.7 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 73.661 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 21,567 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 8.466 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 6.893 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.286 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.939 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

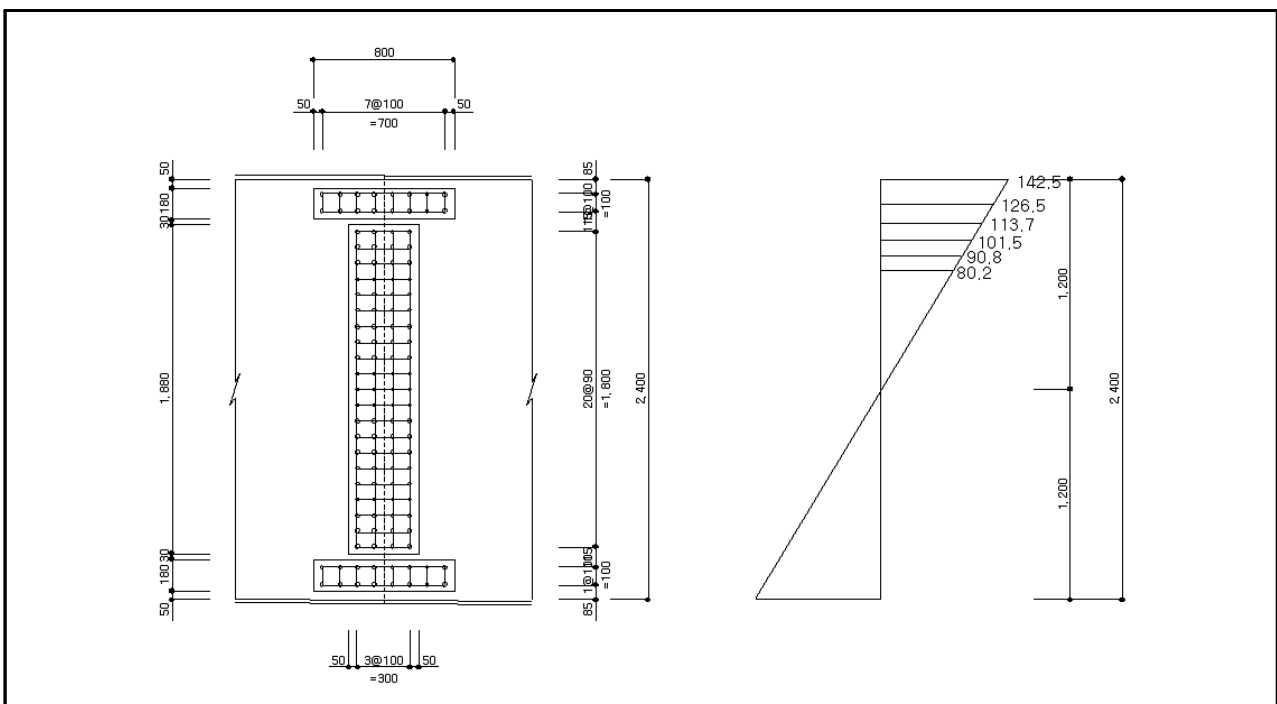
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 107.7 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 5EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 76,754.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.25】 Web 이음

① 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

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

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 126.469}{2} \times 135.0 \times 12.0 / 4EA = 54.466 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{113.703 + 101.531}{2} \times 102.5 \times 12.0 / 4EA = 66.184 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = \left[\frac{3213.1 \times 10^3}{2} + \frac{1309.5 \times 10^3}{2 \times 2.612} \right] / 58 EA = 32,021.4 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{66,185^2 + 32,021.4^2} = 73,523.9 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

② 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.384 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 1.510 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 539.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 423.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.286 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 2.939 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,271.8\text{mm} \quad y_{sl} = 1,176.2\text{mm}$$

② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 1,037.8\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,410.2\text{mm}$$

③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 56.470 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 61.234 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

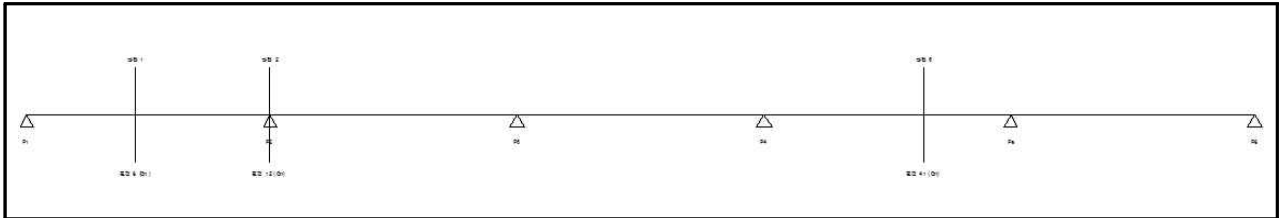
② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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

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

<단면 1, 3>

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

<단면 2>

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

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로검토

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

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1, 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	8017.58	9246.108	3.603E+11	1889.9	42.054	48.497	B	126	203	O.K
②				1889.9	42.054	48.497	C	91	147	O.K
③				994.9	22.138	25.530	E	56	91	O.K
④				30.1	0.670	0.772	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	5253.926	11046.68	3.616E+11	1072.8	15.588	32.774	B	126	203	O.K
②				1072.8	15.588	32.774	C	91	147	O.K
③				400.2	5.815	12.226	E	56	91	O.K
④				815.2	11.845	24.905	E	56	91	O.K
⑤				1088.8	15.820	33.263	E	56	91	O.K
⑥				1104.8	16.053	33.752	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 352를 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1647.148	32	2800	89600	1073	9.598E+07	3.616E+11	8	22.6	19.3	63	OK
DL하중	2185.675									25.6	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1647.148	32	2800	89600	1391	1.245E+08	3.616E+11	8	22.6	25.1	63	O.K
DL하중	2185.675									33.3	84	O.K

5.2.3 부산방향(5@52, S6~S10)

S6~S10경간은 서술의 편의를 위해 이하 본문에서 지간1~지간5로 표기하였다.

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 5경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $45.0+13@52.0+45.0 = 766.0\text{m}$ (총연장)
- ③ 검토구간 : $5@52.0 = 260.0\text{m}$ (검토구간 S6~S10)
- ④ 교량폭원 : 16.833m
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 거더제원 : $B = 2.6\text{m}$, $H = 2.4\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판), 24.0MPa(교각)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,701MPa(바닥판), 25,811MPa(교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : 10,270MPa(바닥판), 9,927MPa(교각)

② 철근(SD400)

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

③ 강재

- ㉠ 주부재 : SM490
- ㉡ 부부재 : SM400
- ㉢ 탄성계수(E_{st}) : 205,000MPa
- ㉣ 전단탄성계수(G_{st}) : 79,000MPa

㉔ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

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

㉕ 허용축방향압축응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM 570 SMA 570
40이하	140 : $\ell/r \leq 18.6$	190 : $\ell/r \leq 16.0$	215 : $\ell/r \leq 15.1$	270 : $\ell/r \leq 13.4$
	140-0.82(ℓ/r -18.6) :	190-1.29(ℓ/r -16.0):	215-1.55(ℓ/r -15.1):	270-2.19(ℓ/r -13.4):
	18.6 < $\ell/r \leq 92.8$	16.0 < $\ell/r \leq 80.1$	15.1 < $\ell/r \leq 75.5$	13.4 < $\ell/r \leq 67.1$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
40초과 75이하	6,700+(ℓ/r) ² :	5,000+(ℓ/r) ² :	4,400+(ℓ/r) ² :	3,500+(ℓ/r) ² :
	92.8 < ℓ/r	80.1 < ℓ/r	75.5 < ℓ/r	67.1 < ℓ/r
	130 : $\ell/r \leq 19.4$	175 : $\ell/r \leq 16.6$	200 : $\ell/r \leq 15.5$	260 : $\ell/r \leq 13.7$
	130-0.73(ℓ/r -19.4) :	175-1.15(ℓ/r -16.6) :	200-1.40(ℓ/r -15.5):	260-2.07(ℓ/r -13.7) :
75초과 100이하	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	13.7 < $\ell/r \leq 68.6$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :
	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r
75초과 100이하	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$
	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :
	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
75초과 100이하	7,300+(ℓ/r) ² :	5,300+(ℓ/r) ² :	4,800+(ℓ/r) ² :	3,700+(ℓ/r) ² :
	97.0 < ℓ/r	82.8 < ℓ/r	78.9 < ℓ/r	69.4 < ℓ/r

여기서,

ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm)

r : 부재 종단면의 단면회전반경(mm)

㉠ 허용휨압축응력(MPa)

- ㉡ 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우, 상자형 단면, π 형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

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

- ㉢ ㉡에 규정한 이외의 경우

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

㉠ 허용전단응력(MPa)

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

㉡ 항복응력(MPa)

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

㉢ 강재 주거더의 허용응력 증가율

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

3) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스거더 : 허용응력설계법

4) 적용하중

① 고정하중

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

② 활하중

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

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

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

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

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

⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축

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

⑥ 하중조합

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

5) 참고문헌

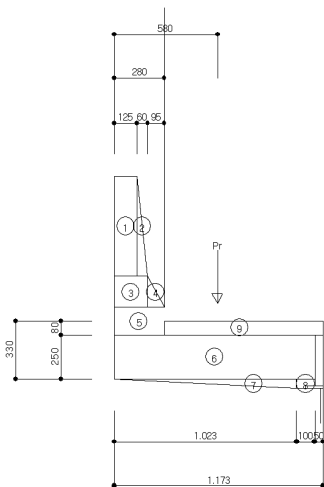
- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준(2012)
- ③ 도로설계편람(2008)
- ④ 도로설계요령(2009)
- ⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

나. 바닥판 구조검토

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

1) 캔틸레버부

① 고정하중

No	작용하중(Kn)	거리 (m)	모멘트 (Kn · m)	
1	0.125 × 0.56 × 25 = 1.750	1.061	1.856	
2	½ × 0.06 × 0.56 × 25 = 0.420	0.978	0.411	
3	0.185 × 0.175 × 25 = 0.809	1.031	0.834	
4	½ × 0.095 × 0.175 × 25 = 0.208	0.906	0.188	
5	0.28 × 0.155 × 25 = 1.085	0.983	1.067	
6	1.123 × 0.25 × 25 = 7.019	0.562	3.941	
7	½ × 1.023 × 0.05 × 25 = 0.639	0.441	0.282	
8	0.1 × 0.05 × 25 = 0.125	0.050	0.006	
9	0.843 × 0.08 × 23 = 1.551	0.422	0.654	
계	= 13.606		9.239	
콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³, 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³ 트럭의 후륜하중(P _r) = 96.0kN, 설계속도 = 120km/hr				

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.543 + 1.14 = 1.574\text{m}$$

여기서, $X = 0.543\text{m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.543} = 0.370 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.543 \times (1+0.300)}{1.574} = 43.054\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

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 $h = 1.080 \text{ m}$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.080 = 35.100 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.810 \text{ m} = 2.430 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 2.430 \times 0.485 = 1.179 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} = 120.809 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{co} = 129.844 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 0.65 M_w = 84.980 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 54.621 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 13.542 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 65.133 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.40 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.543 + 230) = 273.4 \text{ mm} > 220 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 273.4 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = 60.0mm , 유효깊이(d) = 240.0mm

사용철근량(A_s) = H16@250+H19@250 = 1940.4mm²

- 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1940.4 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 33.820 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$$

$$= 0.85 \times 1940.4 \times 400.0 \times \left(260.0 - \frac{33.820}{2} \right) = 147.181 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 147.18 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 129.844 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1940 / (1000.0 \times 260.0) = 0.0081$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.3008$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.253 \times 260.0 = 65.735$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.301/3 = 0.900$
- 철근응력(f_s) = $M / (\rho b j d^2) = 65.133 / (0.0081 \times 0.900 \times 240.0^2) = 155.446 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $60.0 - 19.0/2 = 51.00 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 155.446) - 2.5 \times 51.00 = 380.00 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 155.446) = 405.00 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 380.00 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 380.00 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

$$\Sigma w_d = 8.090 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.600^2}{10} = 5.469 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.600m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.600} = 0.352 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.600+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 41.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 41.600 = 33.280 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 91.766 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 48.829 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.600 + 130) = 208.0 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

철근 피복두께(d_c) = 40.0mm , 유효깊이(d) = 210.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\Phi M_n = \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$$

$$= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 105.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 105.960 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 91.766 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$

- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.00757$

- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.293$

- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 58.123$

- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 48.829 / (1588.8 \times 0.902 \times 210.0) = 162.167 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 32.0 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 162.167) - 2.5 \times 32.0 = 405.61 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 162.167) = 388.49 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 388.49 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 388.49 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.45로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.35】 바닥판의 단면검토 결과

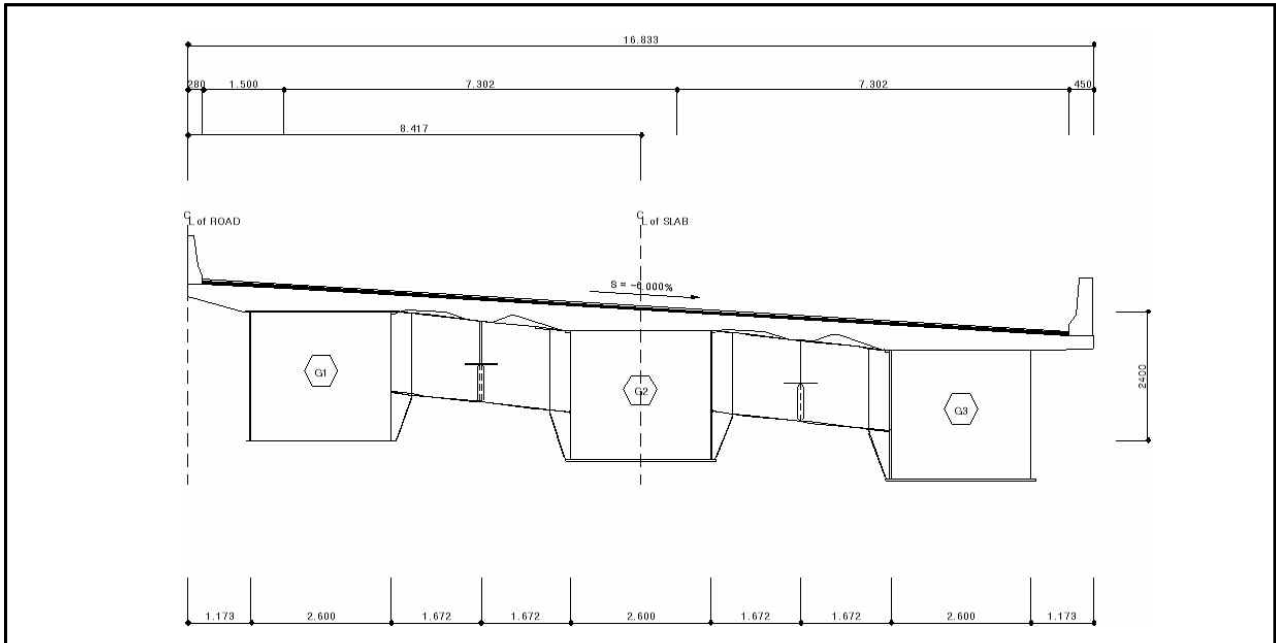
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	129.844	147.181	1.134	O.K
중양부	91.766	105.962	1.155	O.K

【표 5.2.36】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

구 분	M_o (kN · m)	인장응력(f_s) (MP a)	허용응력(f_{sa}) (MP a)	철근 평균 간격(s) (mm)	철근 소요중심 간격(s_a) (mm)	검토 결과
캔틸레버부	65.133	155.446	240.000	125.000	380.000	O.K
중양부	48.829	162.167	240.000	125.000	388.490	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.27】 해석단면(하행-부산, S6~S10)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

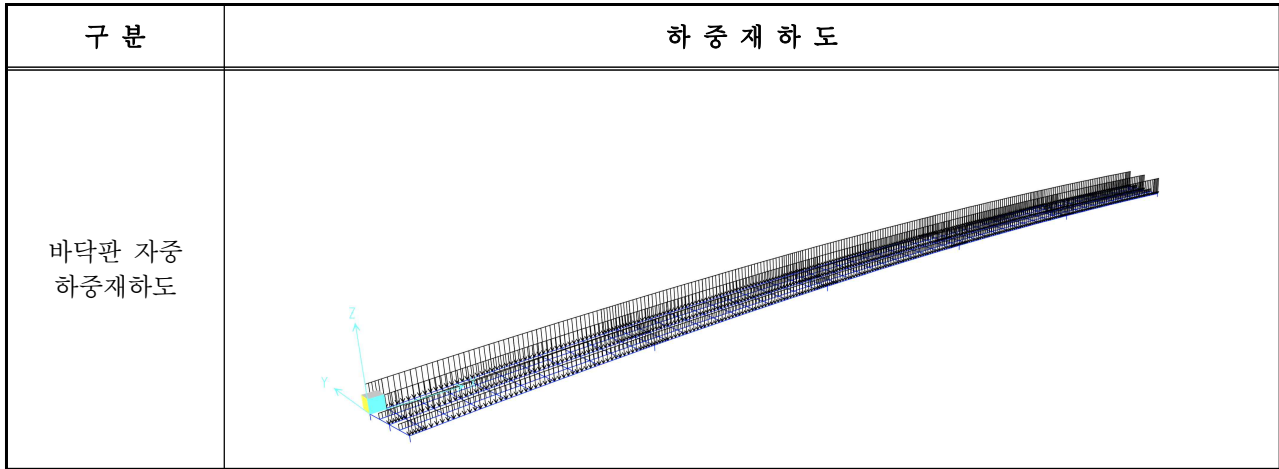
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.600	25.132	18.842	43.974	-8.177	
G2	2.600	24.133	19.542	43.675	-5.968	
G3	2.600	23.951	19.860	43.811	-5.318	
ST1				8.791		
ST2				8.599		

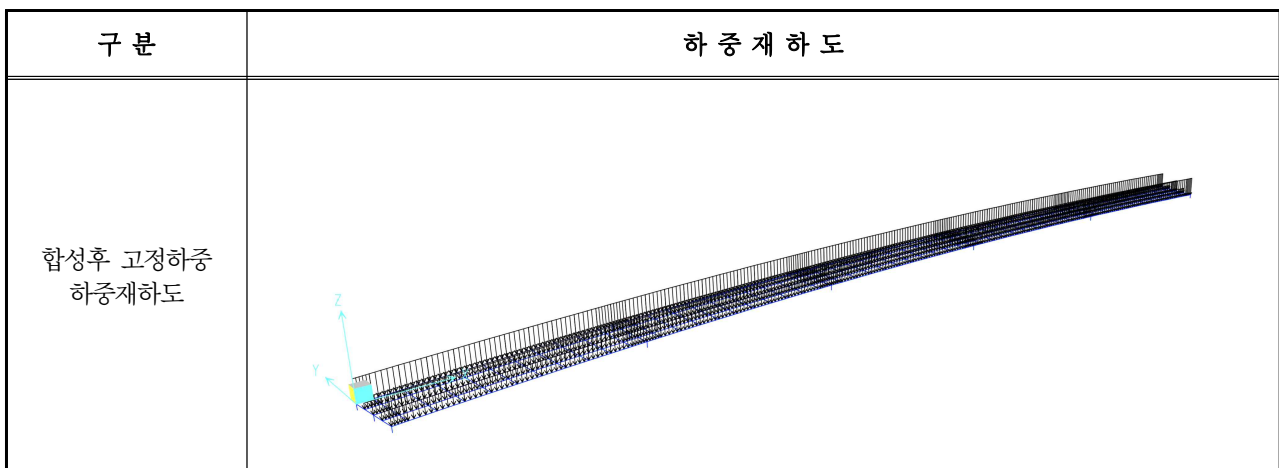


【그림 5.2.28】 하중재하도(바닥판 자중)

② 합성후 고정하중

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

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.600	10.541	1.037	11.584	-12.363	
G2	2.600	4.138	3.848	7.986	-0.377	
G3	2.600	-1.500	16.049	14.549	22.814	
ST1				3.552		
ST2				4.598		



【그림 5.2.29】 하중재하도(합성후 고정하중)

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 16.833m				
지간장(L)	• 5@52.000 = 260.000m				
충격계수(i)	• 제1지간 15 / (40+51.275) = 0.164 < 0.3 ∴ i = 0.164 적용				
	• 제1, 4내부지점 15 / {40+(51.275+52.000)/2} = 0.164< 0.3 ∴ i = 0.164 적용				
	• 제2, 3, 4지간 15 / {40+52.000} = 0.163< 0.3 ∴ i = 0.163 적용				
	• 제2, 3내부지점 15 / {40+(52.000+52.000)/2} = 0.164< 0.3 ∴ i = 0.163 적용				
	• 제5지간 15 / (40+51.275) = 0.164 < 0.3 ∴ i = 0.164 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	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(11.4m를 적용)				
재하방법	• DB-24, DL-24 재하 • 설계차로에 의거하여 4차로 재하 • 편심에 의한 영향계수를 산정하여 각 거더에 적용함. • 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

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.	

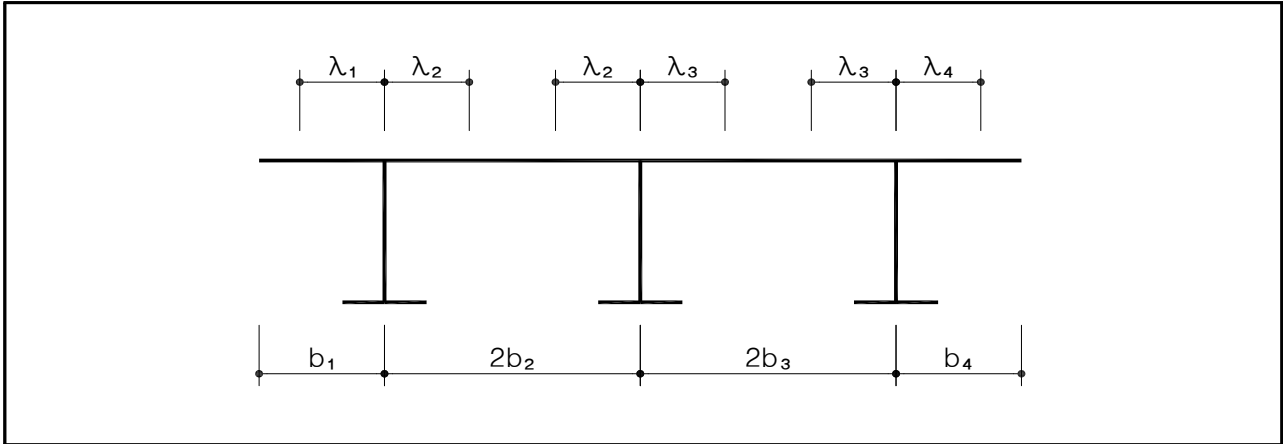
㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$ $\lambda_L = b$
 $0.05 < b/l < 0.30$ $\lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b$
 $b/l \geq 0.30$ $\lambda_L = 0.15 l$
 ㉡ $b/l \leq 0.02$ $\lambda_S = b$
 $0.02 < b/l < 0.30$ $\lambda_S = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot B$
 $b/l \geq 0.30$ $\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.30】 플랜지의 유효폭

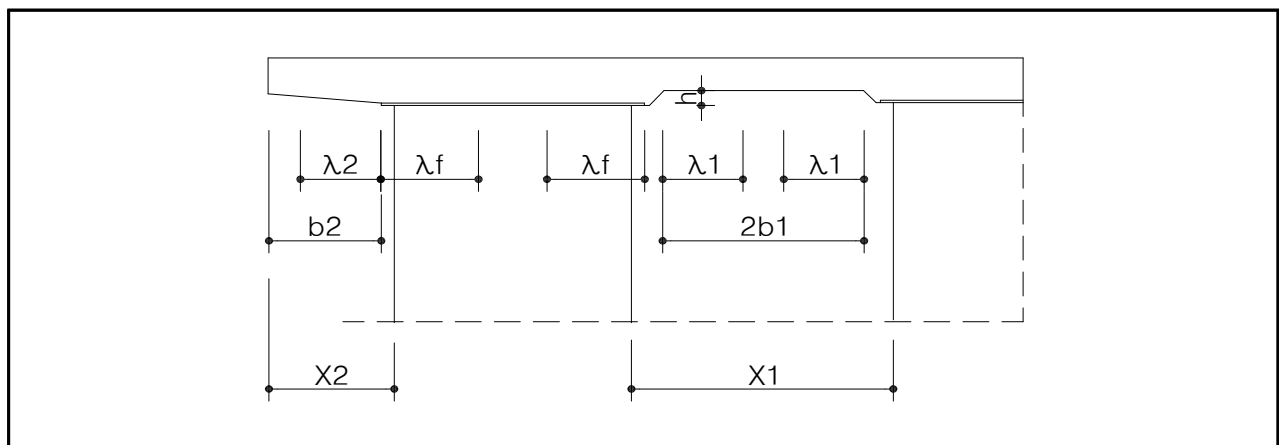
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	41.020	M	
1, 4 경간지점부	20.655	M	
2, 3, 4 경간중앙부	31.200	M	
2, 3 경간지점부	20.800	M	
5 경간중앙부	41.020	M	

② 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.31】 바닥판의 유효폭(대구)

㉠ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.38】 G1, G3 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	41.020	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.445	5.445	1.000
1, 4 경간지점부	20.655	2.800	2.479	0.885	2.800	2.479	0.885	5.445	4.793	0.880
2, 3, 4 경간중앙부	31.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.445	5.445	1.000
2, 3 경간지점부	20.800	2.800	2.482	0.886	2.800	2.482	0.886	5.445	4.799	0.881
5 경간중앙부	41.020	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.445	5.445	1.000

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

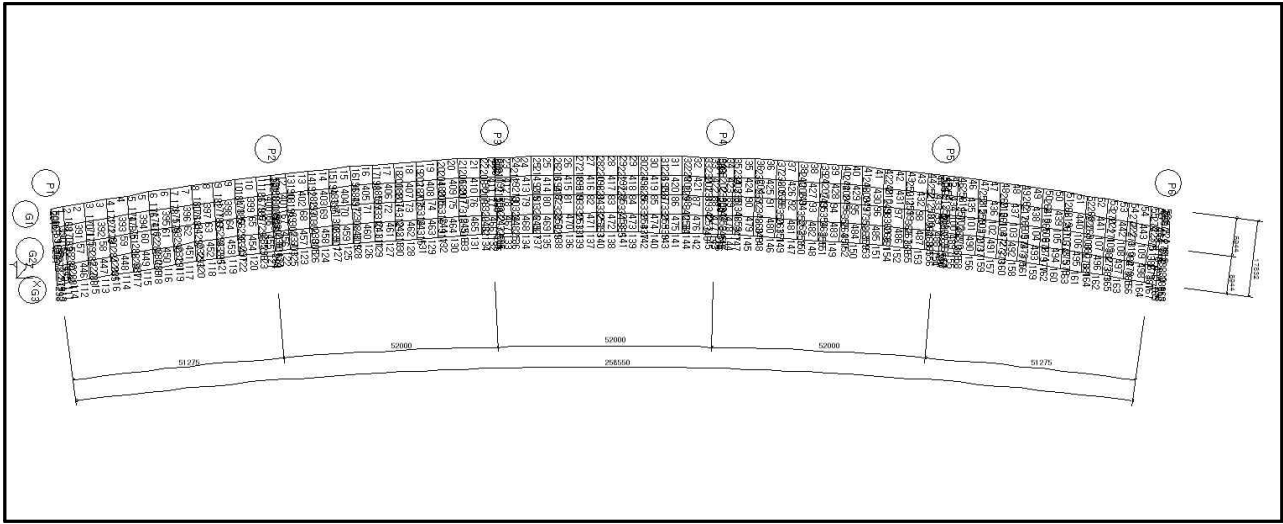
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	41.020	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.944	5.944	1.000
1~2 경간지점부	20.655	2.800	2.479	0.885	2.800	2.479	0.885	5.944	5.163	0.869
2 경간중앙부	31.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.944	5.944	1.000
2~3 경간지점부	20.800	2.800	2.482	0.886	2.800	2.482	0.886	5.944	6.170	0.870
3 경간중앙부	41.020	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.944	5.944	1.000

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

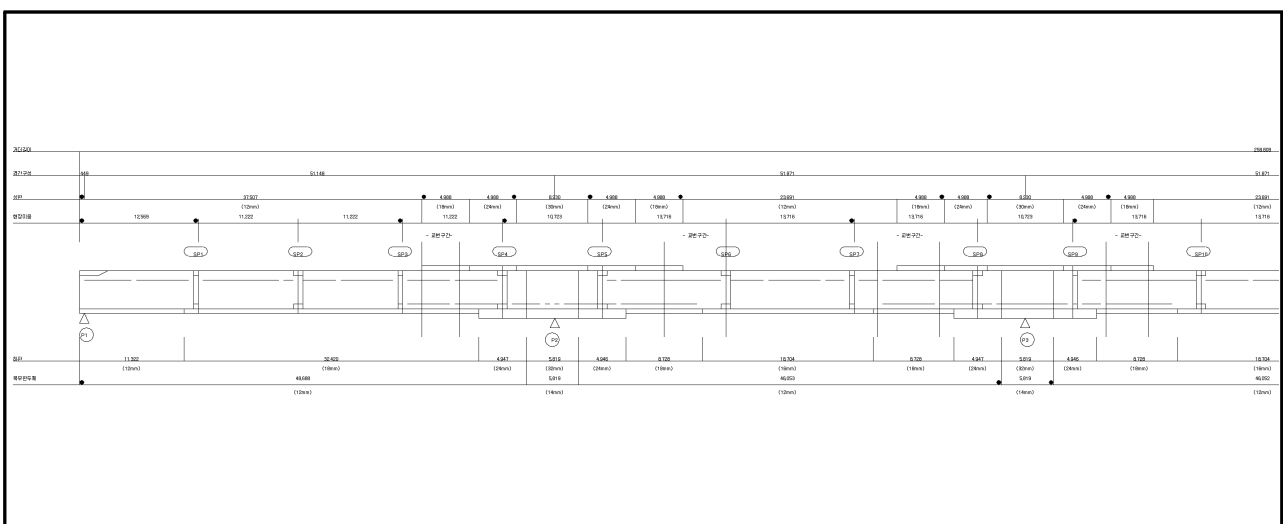
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.32】 해석모델링

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.33】 거더 단면위치

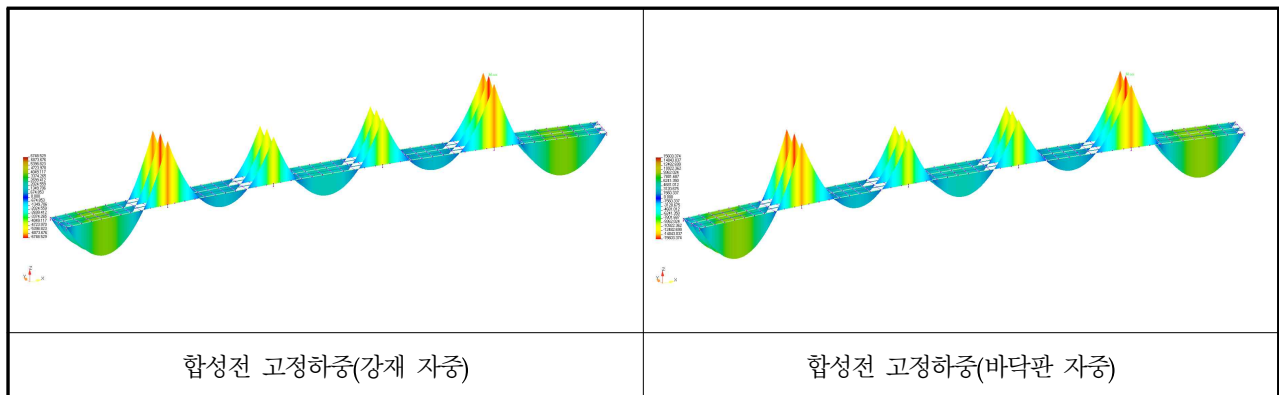
【표 5.2.40】 단면 제정수(실제폭 적용)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	141000.0	125075006026	133962214400	166081222535	
	합성후	311140.6	239583074194	554246141929	206469541919	
단면 - 2	합성전	145800.0	151391905600	142149324800	189610578443	
	합성후	315940.6	287058052074	562433252329	233460754432	
단면 - 3	합성전	162600.0	176066011129	153125324800	207979966678	
	합성후	332740.6	349935543105	573409252329	261778542559	
단면 - 4	합성전	187800.0	212252666400	164101324800	230168799944	
	합성후	357940.6	381909890229	584385252329	265422968834	
단면 - 5	합성전	204600.0	235242271974	175077324800	243297056991	
	합성후	374740.6	387076441747	595361252329	268430530930	
단면 - 6	합성전	229800.0	276448638793	197029324800	267735035156	
	합성후	399940.6	449333379129	617313252329	289126634930	
단면 - 7	합성전	261800.0	314357628352	228214097067	312969277063	
	합성후	431940.6	528315441668	648498024596	342468421505	
단면 - 8	합성전	157000.0	168401407388	149466658133	203039466916	
	합성후	327140.6	329650979917	569750585662	254052170729	
부부재	가로보	21000.0	6232700000	45125000	700000	
	세로보	14000.0	1410866667	45066667	466667	

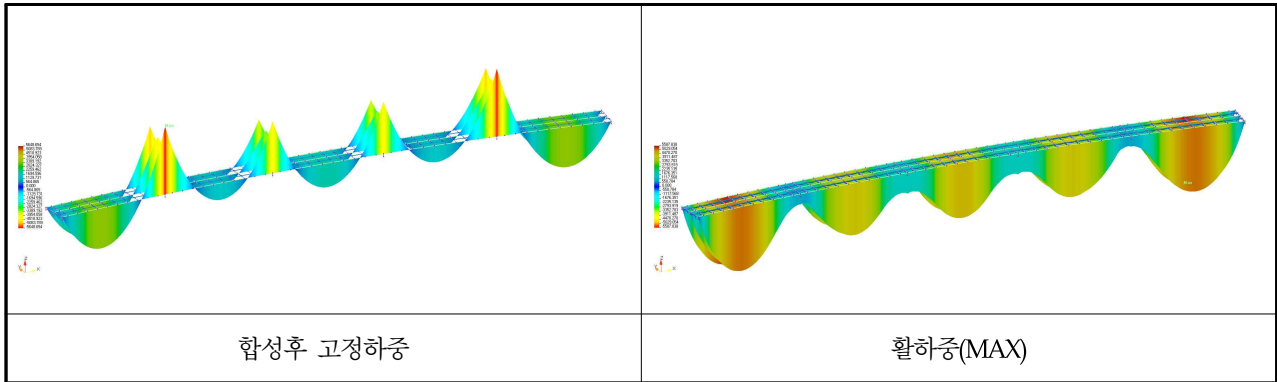
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

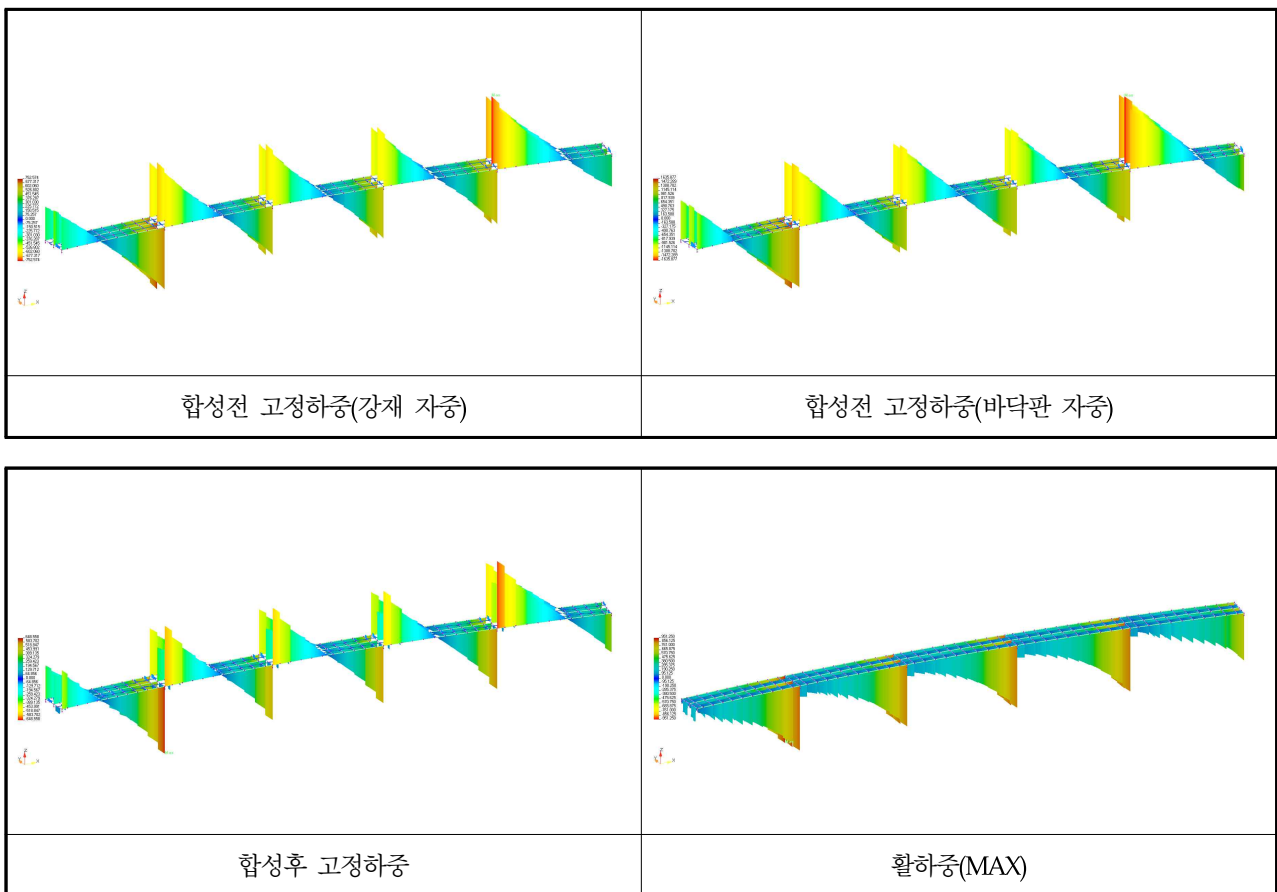


【그림 5.2.34】 휨모멘트도



【그림 5.2.34】 휨모멘트도(계속)

㉠ 전단력



【그림 5.2.35】 전단력도

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 5.2.41】 영향계수 k 값 산출 결과

구 분		k값
G1, G3	P10	1.000
	P9	-0.294
	P8	0.063
	P7	0.063
	P6	-0.294
	P5	1.000
G2	P10	1.000
	P9	-0.294
	P8	0.063
	P7	0.063
	P6	-0.294
	P5	1.000

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.

- 정모멘트부

【표 5.2.42】 측경간 정모멘트부(단면-3) 단면력 산정결과

단면 - 3	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	3794.527	9351.091	3111.072	5553.035	571.014	22380.739
	G2	3779.360	9240.235	3234.983	5169.839	578.416	22002.833
	G3	3746.990	9091.627	3368.077	5295.083	562.037	22063.814
전단력 (kN)	G1	-10.240	-37.600	-8.203	-322.461	-28.217	-406.722
	G2	-10.217	-36.960	-6.482	-307.321	-28.836	-389.818
	G3	-9.677	-35.130	-9.168	-313.148	-28.232	-395.354
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	4.020	20.624	15.782	469.070	2.855	512.351
	G2	4.241	20.490	-13.110	486.993	6.197	504.811
	G3	10.333	34.839	-34.001	-429.299	-2.314	-420.442

【표 5.2.43】 중앙경간 정모멘트부(단면-8) 단면력 산정결과

단면 - 8	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	2188.748	5357.194	1772.199	4780.446	246.116	14344.703
	G2	2184.924	5283.496	1844.054	4463.755	249.616	14025.845
	G3	2160.002	5164.296	2002.951	4572.147	242.959	14142.355
전단력 (kN)	G1	-0.026	-0.048	-0.012	-330.078	-69.257	-399.422
	G2	-0.023	-0.041	-0.011	-319.200	-71.084	-390.359
	G3	-0.015	-0.026	-0.005	-319.036	-70.011	-389.093
비틀림모멘 트 (kN · m)	G1	-0.100	-0.206	-0.045	-388.628	-3.674	-392.652
	G2	-0.134	-0.296	-0.054	-395.390	-6.912	-402.785
	G3	-0.056	-0.103	-0.003	-355.056	-3.798	-359.015

• 부모멘트부

【표 5.2.44】 지점부 부모멘트부(단면-7) 단면력 산정결과

단면 - 7	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	2188.748	5357.194	1772.199	4780.446	246.116	14344.703
	G2	2184.924	5283.496	1844.054	4463.755	249.616	14025.845
	G3	2160.002	5164.296	2002.951	4572.147	242.959	14142.355
전단력 (kN)	G1	-0.026	-0.048	-0.012	-330.078	-69.257	-399.422
	G2	-0.023	-0.041	-0.011	-319.200	-71.084	-390.359
	G3	-0.015	-0.026	-0.005	-319.036	-70.011	-389.093
비틀림모멘 트 (kN · m)	G1	-0.100	-0.206	-0.045	-388.628	-3.674	-392.652
	G2	-0.134	-0.296	-0.054	-395.390	-6.912	-402.785
	G3	-0.056	-0.103	-0.003	-355.056	-3.798	-359.015

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
- ㉠ 외측경간 정모멘트(단면-3)
- ㉡ 휨응력

【표 5.2.45】 외측경간 정모멘트부(단면-3) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	95.525	-85.906	177.975	190.000	1.863	2.212
1+2+3	109.825	-135.736	177.975	190.000	1.621	1.400
1+2+3+4	115.450	-134.201	204.671	190.000	1.773	1.416
1+2+3+4+5	135.878	-129.230	204.671	190.000	1.506	1.470
1+2+3+4+5+6	151.047	-124.302	231.368	218.500	1.532	1.758
1+2+3+4+5-6	120.708	-134.158	231.368	218.500	1.917	1.629

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

- ㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 10.425 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

- ㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{135.878}{204.671} \right)^2 + \left(\frac{10.425}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.441 + 0.009 = 0.450 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-135.736}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{10.425}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.510 + 0.009 = 0.519 < 1.2 \therefore O.K$$

- ㉤ 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 5.2.46】 외측경간 정모멘트부(단면-3) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.283	16.200	O.K(3.78)
	크리프, 건조수축 제외시	6.258	16.200	O.K(2.59)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	192.064	320.000	O.K(1.67)
	크리프, 건조수축 제외시	166.005	320.000	O.K(1.93)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-202.970	320.000	O.K(1.58)
	크리프, 건조수축 제외시	-209.464	320.000	O.K(1.53)

㉔ 중앙경간 정모멘트부(단면-8)

㉔ 휨응력

【표 5.2.47】 중앙경간 정모멘트부(단면-8) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	55.492	-53.305	177.975	190.000	3.207	3.564
1+2+3	66.002	-92.871	177.975	190.000	2.697	2.046
1+2+3+4	68.638	-90.543	204.671	190.000	2.982	2.098
1+2+3+4+5	84.406	-76.796	204.671	190.000	2.425	2.474
1+2+3+4+5+6	97.793	-64.748	231.368	218.500	2.366	3.375
1+2+3+4+5-6	71.019	-88.845	231.368	218.500	3.258	2.459

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.512 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{97.793}{231.368} \right)^2 + \left(\frac{9.512}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.179 + 0.007 = 0.186 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-92.871}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.512}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.239 + 0.007 = 0.246 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.48】 중앙경간 정모멘트부(단면-8) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.412	16.200	O.K(4.75)
	크리프, 건조수축 제외시	5.476	16.200	O.K(2.96)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	124.193	320.000	O.K(2.58)
	크리프, 건조수축 제외시	105.792	320.000	O.K(3.02)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-141.569	320.000	O.K(2.26)
	크리프, 건조수축 제외시	-157.650	320.000	O.K(2.03)

② 부모멘트부

㉑ 내부 지점부 부모멘트부(단면-7)

㉒ 휨응력

【표 5.2.49】 지점부 부모멘트부(단면-7) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-99.877	90.108	190.000	190.000	1.902	2.109
1+2+3	-144.638	145.146	190.000	190.000	1.314	1.309
1+2+3+4	-148.096	138.631	190.000	190.000	1.283	1.371
1+2+3+4+5	-141.077	152.620	190.000	190.000	1.347	1.245
1+2+3+4+5+6	-130.656	169.966	218.500	218.500	1.672	1.286
1+2+3+4+5-6	-151.498	135.275	218.500	218.500	1.442	1.615

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 61.068 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-148.096}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{61.068}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.608 + 0.308 = 0.916 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{152.620}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{61.068}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.645 + 0.308 = 0.953 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊦ 항복에 대한 안전도 검사

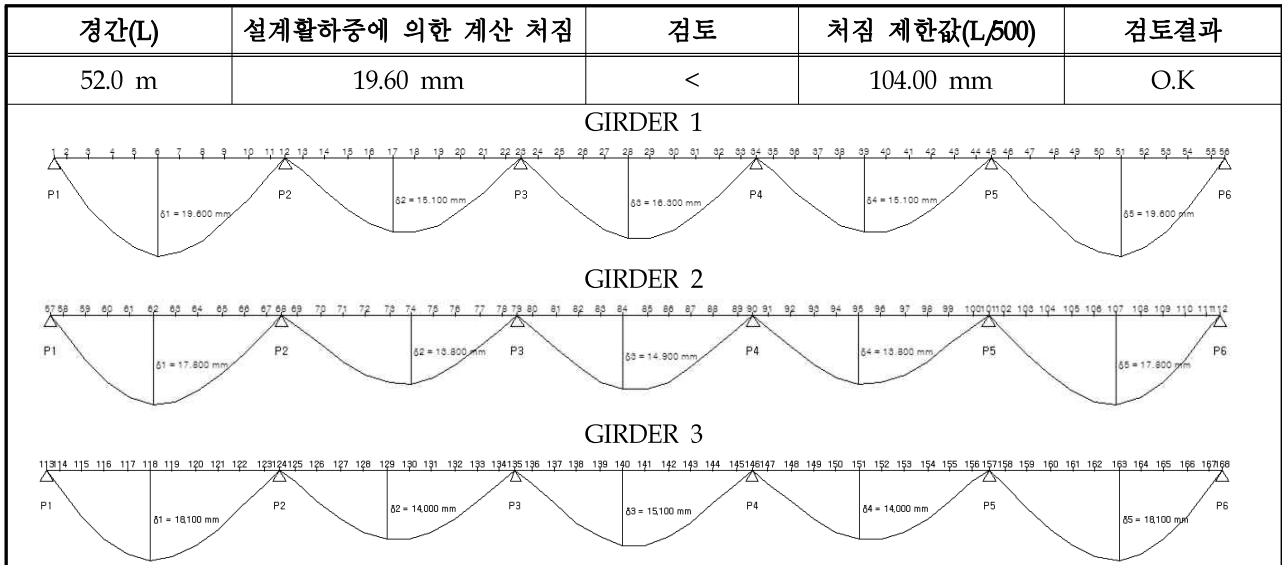
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.50】 지점부 부모멘트부(단면-7) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-111.284	400.000	O.K(3.59)
	크리프, 건조수축 제외시	-114.513	400.000	O.K(3.49)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-220.007	320.000	O.K(1.45)
	크리프, 건조수축 제외시	-223.569	320.000	O.K(1.43)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	244.386	320.000	O.K(1.31)
	크리프, 건조수축 제외시	236.914	320.000	O.K(1.35)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.51】 반력 집계결과 (단위 : kN)

구 분		합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중		지점 침 하		합 계		사용 Shoe
		Steel	Concrete		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
P10	G1	373.70	981.33	353.90	794.99	-101.71	28.16	-28.16	2532.08	1579.05	3000
	G2	447.53	1082.52	206.75	827.42	-69.47	31.15	-31.15	2595.37	1636.17	3000
	G3	339.14	818.33	434.04	740.74	-109.52	26.19	-26.19	2358.43	1455.79	3000
P9	G1	1300.62	2897.76	1021.06	1638.47	-160.42	75.96	-75.96	6933.87	4983.06	7000
	G2	1468.18	3158.43	636.34	1668.86	-92.59	94.71	-94.71	6926.53	5075.66	7000
	G3	1302.31	2705.79	1302.42	1573.98	-160.07	104.59	-104.59	6989.09	5045.84	7000
P8	G1	1119.01	2447.88	888.98	1578.33	-259.11	117.30	-117.30	6151.49	4079.46	6500
	G2	1290.36	2725.60	502.47	1638.56	-203.71	134.35	-134.35	6291.35	4180.38	6500
	G3	1117.81	2263.16	1148.80	1514.78	-242.12	149.07	-149.07	6193.62	4138.58	6500
P7	G1	1118.90	2447.65	889.00	1579.28	-259.81	117.33	-117.33	6152.15	4078.40	6500
	G2	1290.30	2725.57	502.39	1638.43	-203.47	134.38	-134.38	6291.08	4180.42	6500
	G3	1117.85	2263.23	1148.81	1514.69	-241.74	149.02	-149.02	6193.59	4139.14	6500
P6	G1	1298.48	2892.31	1019.90	1632.76	-155.34	77.15	-77.15	6920.61	4978.20	7000
	G2	1473.64	3172.38	639.20	1682.60	-104.40	91.90	-91.90	6959.72	5088.93	7000
	G3	1298.91	2697.09	1300.68	1571.23	-153.67	106.25	-106.25	6974.17	5036.76	7000
P5	G1	373.03	979.56	353.57	797.96	-105.29	27.80	-27.80	2531.92	1573.08	3000
	G2	449.57	1087.75	207.78	819.57	-58.75	32.27	-32.27	2596.94	1654.07	3000
	G3	337.83	815.02	433.37	741.99	-115.77	25.46	-25.46	2353.67	1444.99	3000

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

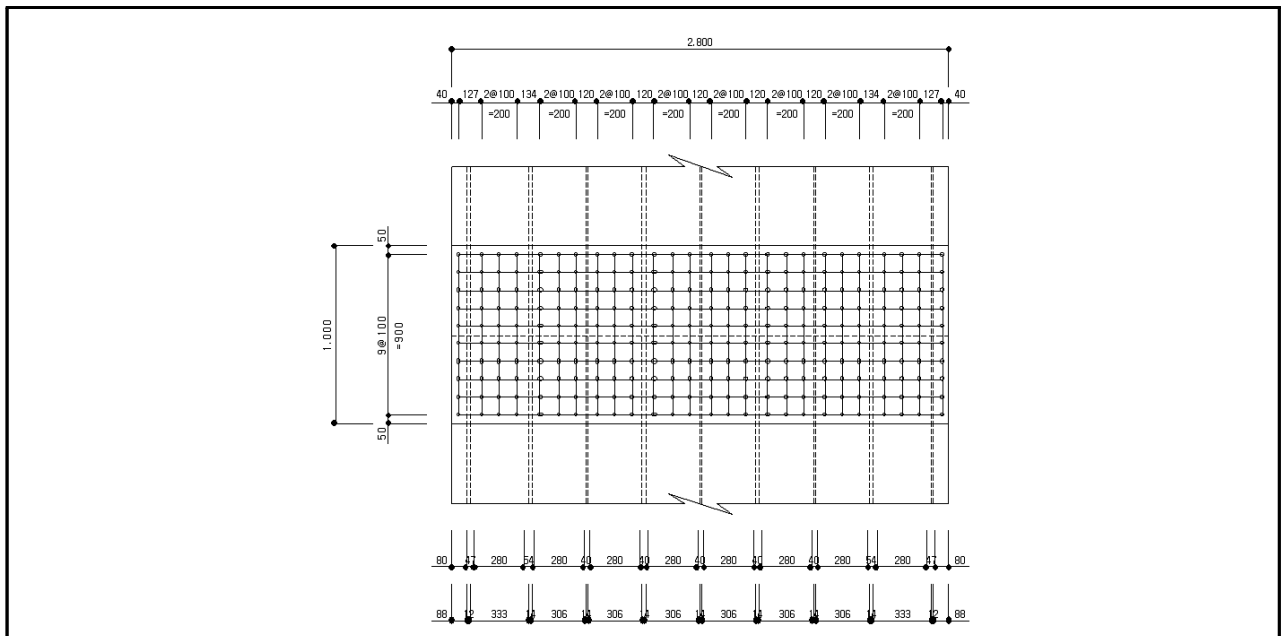
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 2지간 Gider1의 SP4(부모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
-11004.300	-8050.950	1861.240	1219.420	1046.950	-92.8	124.8	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 플랜지(하부플랜지)의 이음



【그림 5.2.36】 압축부 플랜지 이음

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 124.8 \text{ MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f'_s = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

㉞ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 24mm, 모재길이 = 2,800mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 100 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 130 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 50,400 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 18 \times 1000 = 2,880.0 \text{ mm}^2$$

$$8\text{-PL} \quad 280 \times 18 \times 1000 = 40,320.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2800 \times 18 \times 1000 = 50,400.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 93,600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 102.308 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㊱ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 73,661.5 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 22,137 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 7.823 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 9.324 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.286 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.909 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

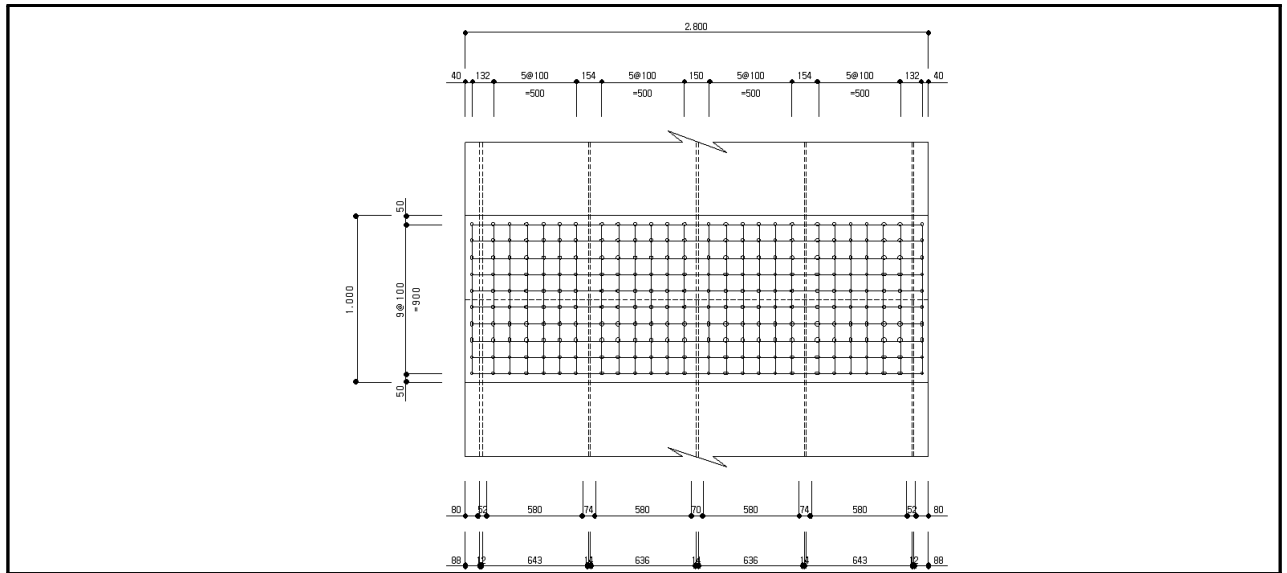
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 107.7 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 5 \text{ EA} (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 76,916.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(상부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.37】 인장부 플랜지 이음

㉔ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 92.8\text{MPa}$$

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

㉔ 필요 볼트수의 결정

$$\text{모재두께} = 24\text{mm}, \text{ 모재길이} = 2,800\text{mm}$$

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 100EA \Rightarrow n_t = 130EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 50,400.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL } 80 \times 18 \times 1000 = 2,880.0\text{mm}^2$$

$$4\text{-PL } 580 \times 18 \times 1000 = 41,760.0\text{mm}^2$$

$$1\text{-PL } 2800 \times 18 \times 1000 = 50,400.0\text{mm}^2$$

$$\Sigma = 95,040.0\text{mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 95040 - 25.0 \times 18.0 \times 26\text{열} \times 2EA = 71,640.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 133.7 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 73.661 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 21,135 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 8.466 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 6.965 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.286 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.909 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

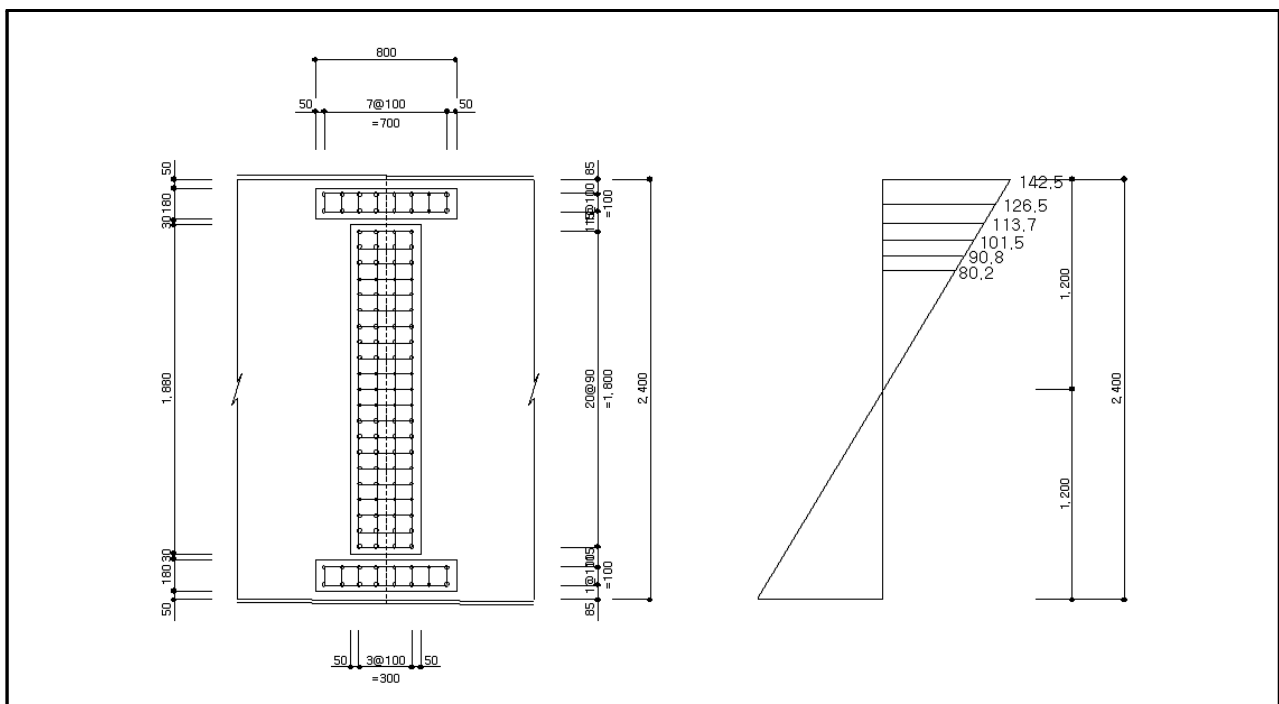
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 107.7 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 5EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 76,633.6 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.38】 Web 이음

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

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

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 126.469}{2} \times 135.0 \times 12.0 / 4EA = 54.466 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{113.703 + 101.531}{2} \times 102.5 \times 12.0 / 4EA = 66.184 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = \left[\frac{3080.7 \times 10^3}{2} + \frac{1047.0 \times 10^3}{2 \times 2.612} \right] / 58 EA = 30,012.8 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{66,185^2 + 30,012.8^2} = 72,671.6 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.384 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 1.497 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 666.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 414.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 1.921 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 2.096 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,271.8\text{mm} \quad y_{sl} = 1,176.2\text{mm}$$

② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 1,048.5\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,399.5\text{mm}$$

③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 64.829 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 68.447 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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_{sr} (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

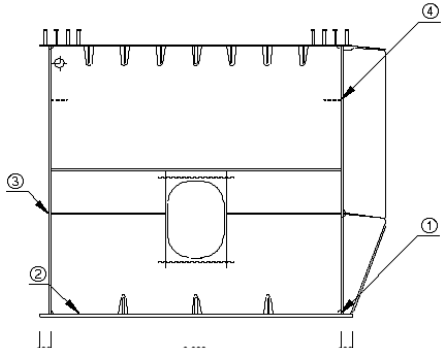
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



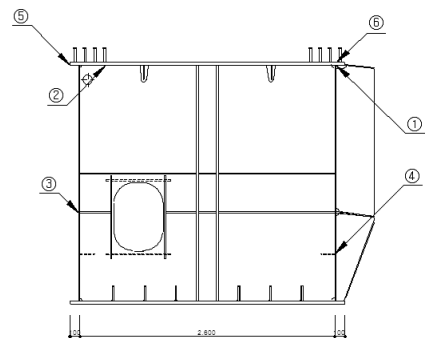
【그림 5.2.39】 피로조사 단면위치

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

<단면 1, 3>

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

<단면 2>

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

④ 설계 피로응력

㉞ 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, 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	6193.612	6876.266	3.499E+11	1846.1	32.675	36.276	B	126	203	O.K
②				1846.1	32.675	36.276	C	91	147	O.K
③				951.1	16.834	18.689	E	56	91	O.K
④				73.9	1.308	1.452	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	4264.365	8910.851	3.507E+11	1104.2	13.428	28.060	B	126	203	O.K
②				1104.2	13.428	28.060	C	91	147	O.K
③				370.8	4.509	9.423	E	56	91	O.K
④				785.8	9.556	19.969	E	56	91	O.K
⑤				1119.2	13.611	28.441	E	56	91	O.K
⑥				1134.2	13.793	28.822	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 352를 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1530.033	30	2800	84000	1092	9.157E+07	3.550E+11	8	22.6	17.4	63	OK
DL하중	1878.2									21.4	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1530.033	32	2800	89600	1370	1.226E+08	3.550E+11	8	22.6	23.4	63	O.K
DL하중	1878.2									28.7	84	O.K

5.2.4 부산방향(45+4@52, S11~S15)

S11~S15경간은 서술의 편의를 위해 이하 본문에서 지간1~지간5로 표기하였다.

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 5경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $45.0+13@52.0+45.0 = 766.0\text{m}$ (총연장)
- ③ 검토구간 : $45.0 + 4@52.0 = 253.0\text{m}$ (검토구간 S11~S15)
- ④ 교량폭원 : 16.833m
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 거더제원 : $B = 2.6\text{m}$, $H = 2.4\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판), 24.0MPa(교각)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,701MPa(바닥판), 25,811MPa(교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : 10,270MPa(바닥판), 9,927MPa(교각)

② 철근(SD400)

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

③ 강재

- ㉠ 주부재 : SM490
- ㉡ 부부재 : SM400
- ㉢ 탄성계수(E_{st}) : 205,000MPa
- ㉣ 전단탄성계수(G_{st}) : 79,000MPa

㉔ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

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

㉕ 허용축방향압축응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM 570 SMA 570
40이하	140 : $\ell/r \leq 18.6$	190 : $\ell/r \leq 16.0$	215 : $\ell/r \leq 15.1$	270 : $\ell/r \leq 13.4$
	140-0.82(ℓ/r -18.6) :	190-1.29(ℓ/r -16.0):	215-1.55(ℓ/r -15.1):	270-2.19(ℓ/r -13.4):
	18.6 < $\ell/r \leq 92.8$	16.0 < $\ell/r \leq 80.1$	15.1 < $\ell/r \leq 75.5$	13.4 < $\ell/r \leq 67.1$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
40초과 75이하	6,700+(ℓ/r) ² :	5,000+(ℓ/r) ² :	4,400+(ℓ/r) ² :	3,500+(ℓ/r) ² :
	92.8 < ℓ/r	80.1 < ℓ/r	75.5 < ℓ/r	67.1 < ℓ/r
	130 : $\ell/r \leq 19.4$	175 : $\ell/r \leq 16.6$	200 : $\ell/r \leq 15.5$	260 : $\ell/r \leq 13.7$
	130-0.73(ℓ/r -19.4) :	175-1.15(ℓ/r -16.6) :	200-1.40(ℓ/r -15.5):	260-2.07(ℓ/r -13.7) :
75초과 100이하	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	13.7 < $\ell/r \leq 68.6$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :
	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r
75초과 100이하	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$
	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :
	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
75초과 100이하	7,300+(ℓ/r) ² :	5,300+(ℓ/r) ² :	4,800+(ℓ/r) ² :	3,700+(ℓ/r) ² :
	97.0 < ℓ/r	82.8 < ℓ/r	78.9 < ℓ/r	69.4 < ℓ/r

여기서,

ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm)

r : 부재 종단면의 단면회전반경(mm)

㉠ 허용휨압축응력(MPa)

- ㉠ 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우, 상자형 단면, π 형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

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

- ㉡ ㉠에 규정한 이외의 경우

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

㉠ 허용전단응력(MPa)

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

㉡ 항복응력(MPa)

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

㉢ 강재 주거더의 허용응력 증가율

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

3) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스거더 : 허용응력설계법

4) 적용하중

① 고정하중

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

② 활하중

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

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

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

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

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

⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축

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

⑥ 하중조합

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

5) 참고문헌

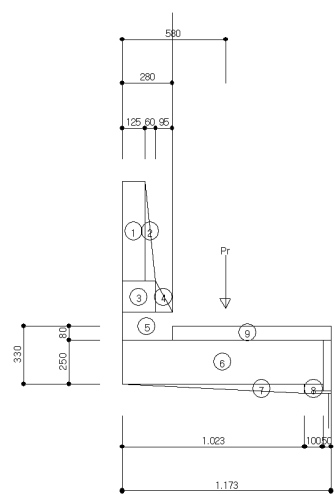
- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준(2012)
- ③ 도로설계편람(2008)
- ④ 도로설계요령(2009)
- ⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

나. 바닥판 구조검토

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

1) 캔틸레버부

① 고정하중

No	작용하중(Kn)	거리(m)	모멘트(Kn · m)	
1	$0.125 \times 0.56 \times 25 = 1.750$	1.061	1.856	
2	$\frac{1}{2} \times 0.06 \times 0.56 \times 25 = 0.420$	0.978	0.411	
3	$0.185 \times 0.175 \times 25 = 0.809$	1.031	0.834	
4	$\frac{1}{2} \times 0.095 \times 0.175 \times 25 = 0.208$	0.906	0.188	
5	$0.28 \times 0.155 \times 25 = 1.085$	0.983	1.067	
6	$1.123 \times 0.25 \times 25 = 7.019$	0.562	3.941	
7	$\frac{1}{2} \times 1.023 \times 0.05 \times 25 = 0.639$	0.441	0.282	
8	$0.1 \times 0.05 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
9	$0.843 \times 0.08 \times 23 = 1.551$	0.422	0.654	
계	$= 13.606$		9.239	

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

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.543 + 1.14 = 1.574\text{m}$$

여기서, X = 0.543m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.543} = 0.370 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.543 \times (1+0.300)}{1.574} = 43.054\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

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 = 1.080m

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.080 = 35.100 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.810 \text{ m} = 2.430 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 2.430 \times 0.485 = 1.179 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} = 120.809 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{co} = 129.844 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 0.65 M_w = 84.980 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 54.621 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 13.542 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 65.133 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.40 > 0.25인 경우)

$$h_{min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.543 + 230) = 273.4 \text{ mm} > 220 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 273.4 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = 60.0mm , 유효깊이(d) = 240.0mm

사용철근량(A_s) = H16@250+H19@250 = 1940.4mm²

• 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1940.4 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 33.820 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$$

$$= 0.85 \times 1940.4 \times 400.0 \times \left(260.0 - \frac{33.820}{2} \right) = 147.181 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 147.181 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 129.844 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1940 / (1000.0 \times 260.0) = 0.0081$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.3008$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.253 \times 260.0 = 65.735$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.301/3 = 0.900$
- 철근응력(f_s) = $M / (\rho b j d^2) = 65.133 / (0.0081 \times 0.900 \times 240.0^2) = 155.446 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $60.0 - 19.0/2 = 51.00 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 155.446) - 2.5 \times 51.00 = 380.00 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 155.446) = 405.00 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 380.00 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 380.00 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

$$\Sigma w_d = 8.090 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.600^2}{10} = 5.469 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.600m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.600} = 0.352 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.600+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 41.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 41.600 = 33.280 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 78.662 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 38.749 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.600 + 130) = 208.0 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

철근 피복두께(d_c) = 40.0mm , 유효깊이(d) = 210.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 105.960 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 105.960 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 78.662 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$

- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.00757$

- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.293$

- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 58.123$

- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 38.749 / (1588.8 \times 0.902 \times 210.0) = 128.690 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 32.0 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 128.690) - 2.5 \times 32.0 = 531.94 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 128.690) = 489.55 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 489.550 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 489.550 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.45로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.52】 바닥판의 단면검토 결과

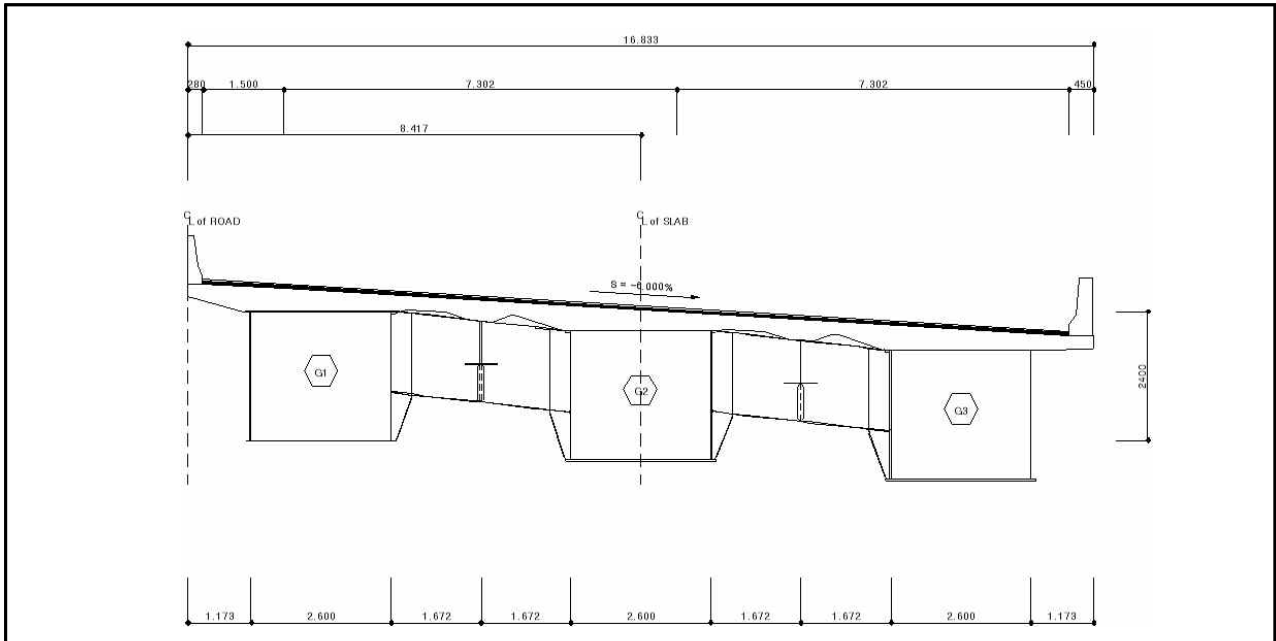
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	129.844	147.181	1.134	O.K
중양부	78.662	105.962	1.347	O.K

【표 5.2.53】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

구 분	M_o (kN · m)	인장응력(f_s) (MP a)	허용응력(f_{sa}) (MP a)	철근 평균 간격(s) (mm)	철근 소요중심 간격(s_a) (mm)	검토 결과
캔틸레버부	65.133	155.446	240.000	125.000	380.000	O.K
중양부	38.749	128.690	240.000	125.000	489.550	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.40】 해석단면(하행-부산, S11~S15)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

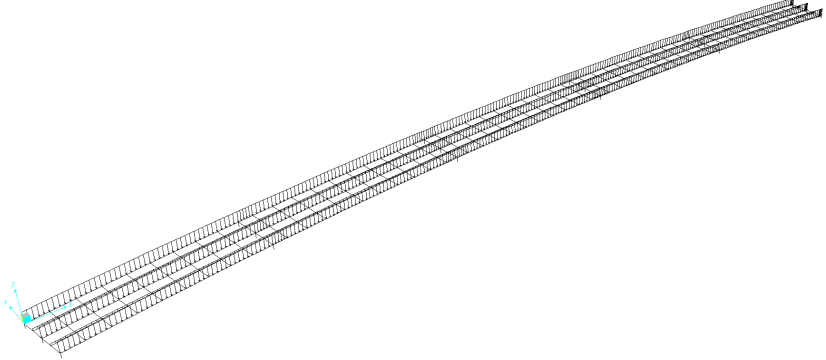
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

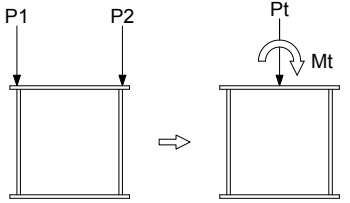
구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.600	25.132	18.842	43.974	-8.177	
G2	2.600	24.133	19.542	43.675	-5.968	
G3	2.600	23.951	19.860	43.811	-5.318	
ST1				8.791		
ST2				8.599		

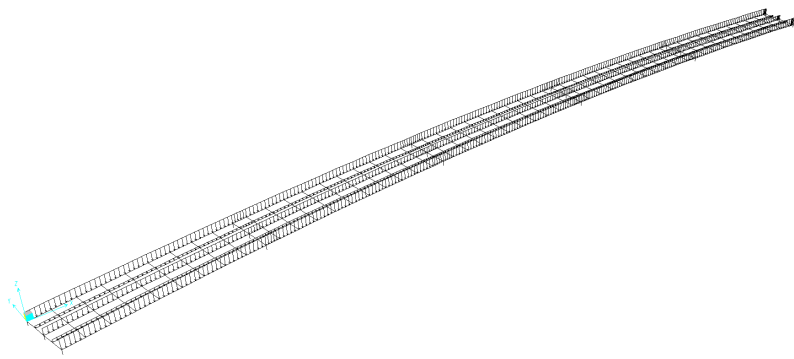
구 분	하 중 재 하 도
바닥판 자중 하중재하도	

【그림 5.2.41】 하중재하도(바닥판 자중)

② 합성후 고정하중

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

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.600	10.541	1.037	11.584	-12.363	
G2	2.600	4.138	3.848	7.986	-0.377	
G3	2.600	-1.500	16.049	14.549	22.814	
ST1				3.552		
ST2				4.598		

구 분	하 중 재 하 도
합성후 고정하중 하중재하도	

【그림 5.2.42】 하중재하도(합성후 고정하중)

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 16.833m				
지간장(L)	• 45 + 4@52.000 = 253.000m				
충격계수(i)	• 제1지간 15 / (40+44.500) = 0.178 < 0.3 ∴ i = 0.178 적용				
	• 제1내부지점 15 / {40+(44.500+52.000)/2} = 0.170< 0.3 ∴ i = 0.170 적용				
	• 제2, 3, 4지간 15 / {40+52.000} = 0.163< 0.3 ∴ i = 0.163 적용				
	• 제2, 3, 4내부지점 15 / {40+(52.000+52.000)/2} = 0.163< 0.3 ∴ i = 0.163 적용				
	• 제5지간 15 / (40+51.500) = 0.164 < 0.3 ∴ i = 0.164 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	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(11.4m를 적용)				
재하방법	• DB-24, DL-24 재하 • 설계차로에 의거하여 4차로 재하 • 편심에 의한 영향계수를 산정하여 각 거더에 적용함. • 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 5.2.54】 등가경간장 및 적용식

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.	

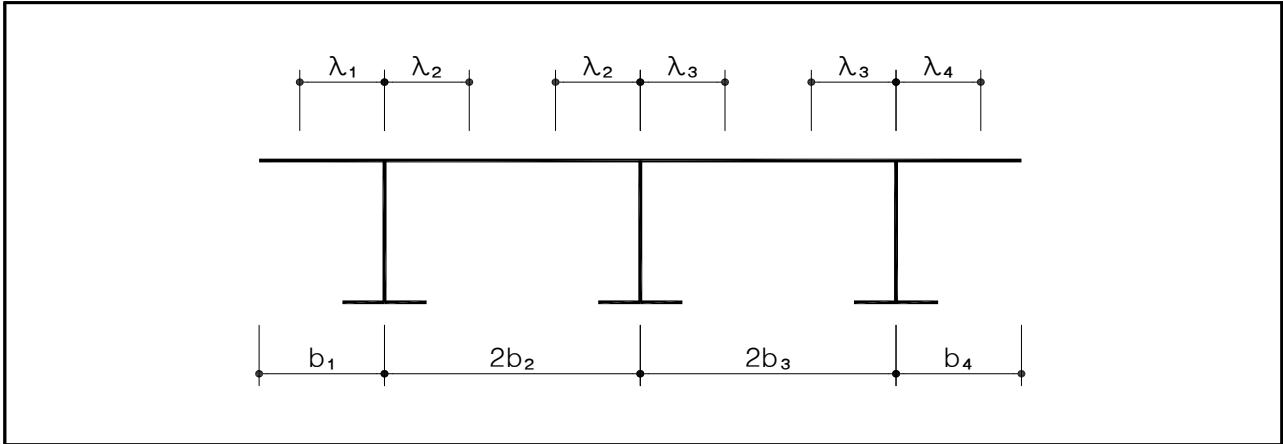
㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$ $\lambda_L = b$
 $0.05 < b/l < 0.30$ $\lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b$
 $b/l \geq 0.30$ $\lambda_L = 0.15 l$
 ㉡ $b/l \leq 0.02$ $\lambda_S = b$
 $0.02 < b/l < 0.30$ $\lambda_S = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot B$
 $b/l \geq 0.30$ $\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.43】 플랜지의 유효폭

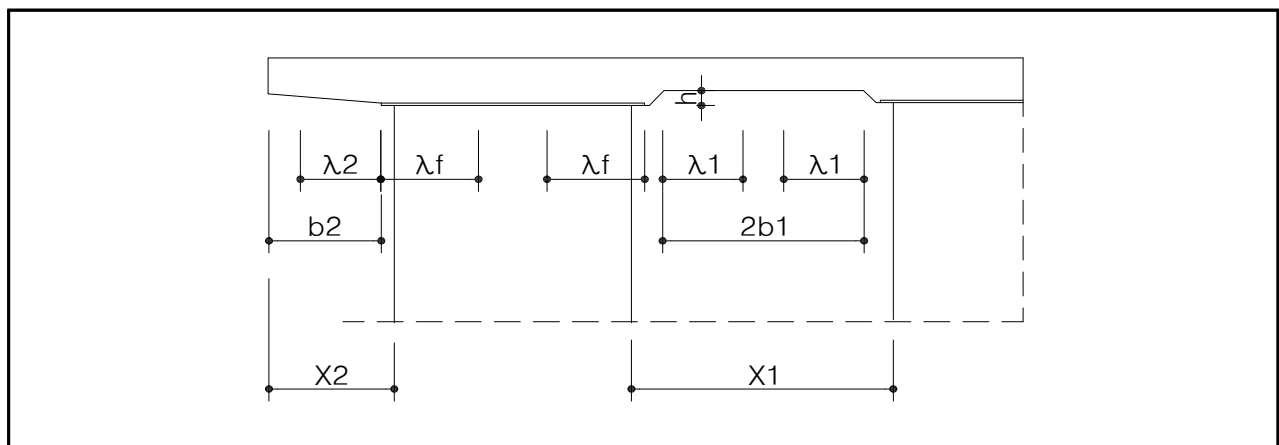
㉠ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	35.600	M	
1 경간지점부	19.300	M	
2, 3, 4 경간중앙부	31.200	M	
2, 3, 4 경간지점부	20.800	M	
5 경간중앙부	41.200	M	

② 바닥판 유효폭 산정

㉡ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.44】 바닥판의 유효폭(대구)

㉠ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.55】 G1, G3 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	35.600	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.445	5.445	1.000
1 경간지점부	19.300	2.800	2.449	0.875	2.800	2.449	0.875	5.445	4.732	0.869
2, 3, 4 경간중앙부	31.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.445	5.445	1.000
2, 3, 4 경간지점부	20.800	2.800	2.482	0.886	2.800	2.482	0.886	5.445	4.799	0.881
5 경간중앙부	41.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.445	5.445	1.000

【표 5.2.56】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭

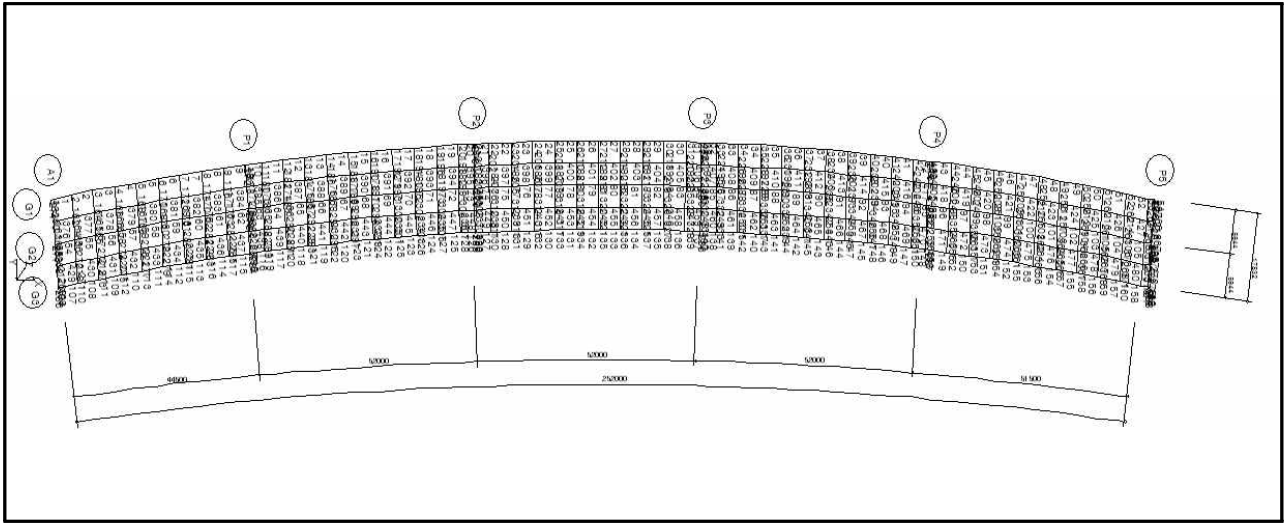
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	35.600	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.944	5.944	1.000
1 경간지점부	19.300	2.800	2.449	0.875	2.800	2.449	0.875	5.944	5.093	0.857
2, 3, 4 경간중앙부	31.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.944	5.944	1.000
2, 3, 4 경간지점부	20.800	2.800	2.482	0.886	2.800	2.482	0.886	5.944	5.170	0.870
5 경간중앙부	41.200	2.800	2.800	1.000	2.800	2.800	1.000	5.944	5.944	1.000

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

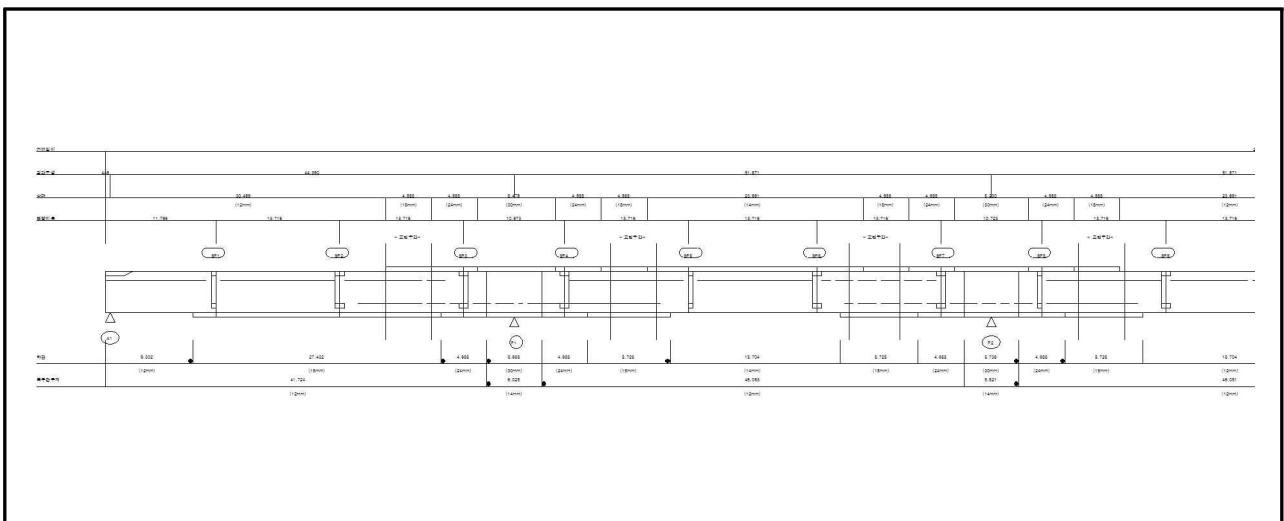
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.45】 해석모델링

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.46】 거더 단면위치

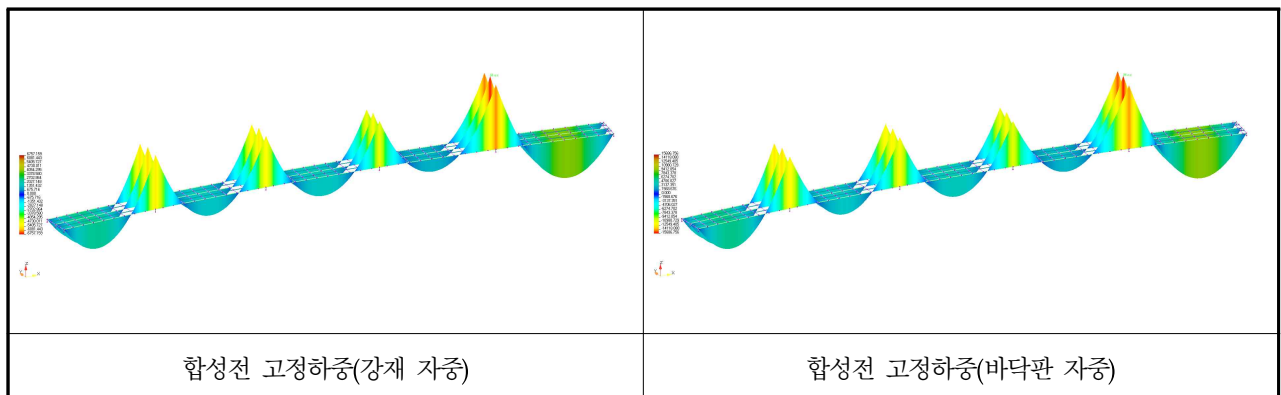
【표 5.2.57】 단면 제정수(실제폭 적용)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	141000.0	125075006026	133962214400	166081222535	
	합성후	311140.6	239583074194	554246141929	206469541919	
단면 - 2	합성전	145800.0	151391905600	142149324800	189610578443	
	합성후	315940.6	287058052074	562433252329	233460754432	
단면 - 3	합성전	162600.0	176066011129	153125324800	207979966678	
	합성후	332740.6	349935543105	573409252329	261778542559	
단면 - 4	합성전	171000.0	185015487789	153125324800	207979966678	
	합성후	341140.6	376353864347	573409252329	261778542559	
단면 - 5	합성전	187800.0	212252666400	164101324800	230168799944	
	합성후	357940.6	381909890229	584385252329	265422968834	
단면 - 6	합성전	213000.0	251278764237	186053324800	257937202965	
	합성후	383140.6	442719031995	606337252329	286285099091	
단면 - 7	합성전	256200.0	306543334426	224555430400	309531423865	
	합성후	426340.6	511241239855	644839357929	338382149630	
단면 - 8	합성전	229800.0	276448638793	197029324800	267735035156	
	합성후	399940.6	449333379129	617313252329	289126634930	
단면 - 9	합성전	204600.0	235242271974	175077324800	243297056991	
	합성후	374740.6	387076441747	595361252329	268430530930	
단면 - 10	합성전	157000.0	167914936401	149466658133	205074848738	
	합성후	327140.6	309956804611	569750585662	245938213109	
부부재	가로보	21000.0	6232700000	45125000	700000	
	세로보	14000.0	1410866667	45066667	466667	

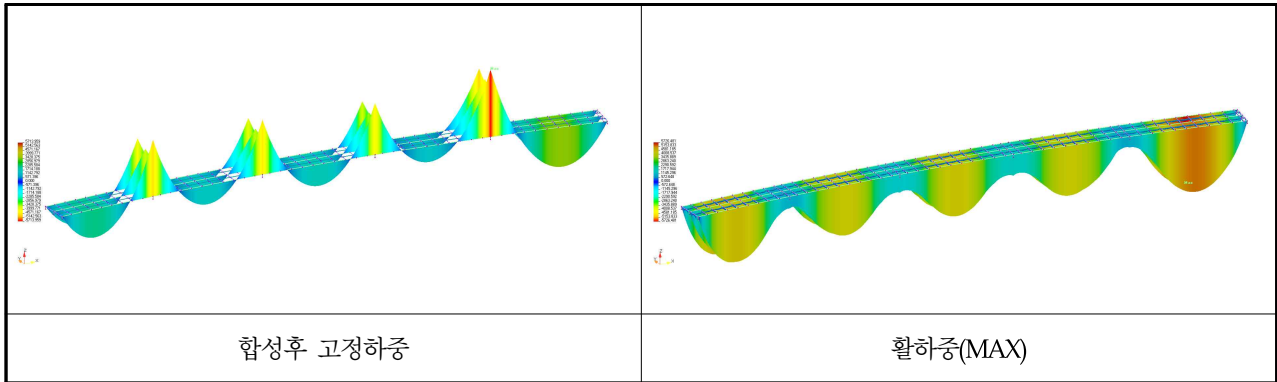
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

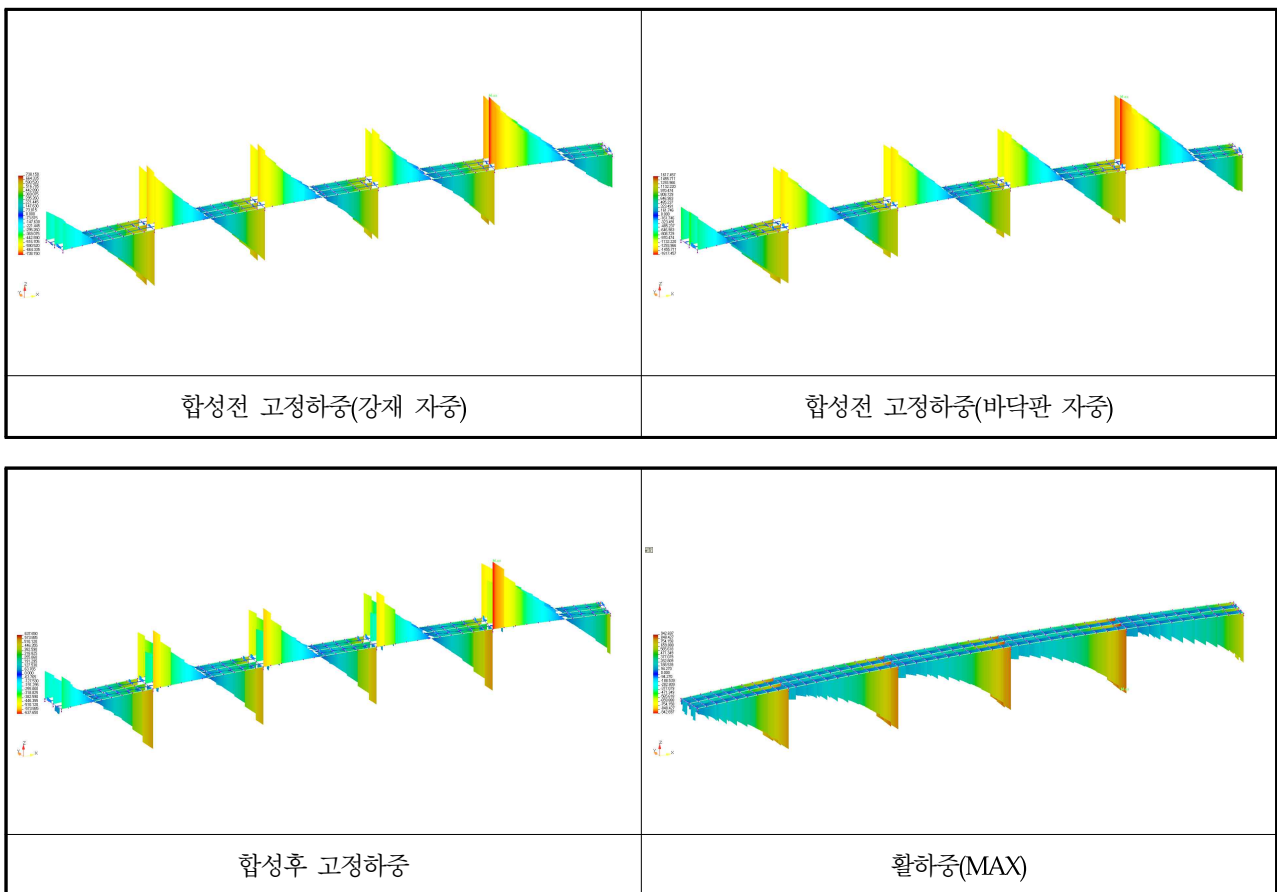


【그림 5.2.47】 휨모멘트도



【그림 5.2.47】 휨모멘트도(계속)

㉠ 전단력



【그림 5.2.48】 전단력도

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 5.2.58】 영향계수 k 값 산출 결과

구 분		k값
G1, G3	A2	1.000
	P14	-0.268
	P13	0.054
	P12	0.066
	P11	-0.289
	P10	1.000
G2	A2	1.000
	P14	-0.267
	P13	0.054
	P12	0.066
	P11	-0.288
	P10	1.000

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.

- 정모멘트부

【표 5.2.59】 측경간 정모멘트부(단면-3) 단면력 산정결과

단면 - 3	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	3890.754	9451.488	3132.956	5687.934	568.478	22731.610
	G2	3854.168	9274.446	3257.974	5367.687	611.219	22365.494
	G3	3840.576	9186.109	3388.188	5425.576	558.705	22399.154
전단력 (kN)	G1	-5.511	-25.298	-4.929	-347.095	-28.125	-410.958
	G2	-27.452	-78.528	-9.685	-379.142	-28.728	-523.534
	G3	-4.532	-21.980	-8.346	-336.980	-28.096	-399.935
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	6.545	27.490	6.845	506.476	3.539	550.895
	G2	10.474	31.960	-23.697	529.827	5.503	554.067
	G3	21.017	63.063	-26.944	389.906	4.027	451.070

【표 5.2.60】 중앙경간 정모멘트부(단면-2) 단면력 산정결과

단면 - 8	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	3080.728	7589.353	2501.039	4423.510	305.125	17899.754
	G2	3081.234	7511.701	2544.984	4041.678	309.345	17488.941
	G3	3030.028	7322.976	2735.985	4205.977	299.312	17594.277
전단력 (kN)	G1	187.672	442.278	143.896	410.643	28.297	1212.786
	G2	183.581	432.572	171.300	387.503	28.591	1203.548
	G3	189.327	442.729	150.276	400.498	28.133	1210.963
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	20.226	120.693	53.175	846.574	4.140	1044.808
	G2	49.458	198.662	-86.244	1109.059	5.334	1276.269
	G3	88.722	272.172	-138.247	780.986	3.089	1006.722

• 부모멘트부

【표 5.2.61】 지점부 부모멘트부(단면-7) 단면력 산정결과

단면 - 7	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	-6563.218	-15557.605	-4887.342	-8211.553	-1385.748	-36605.466
	G2	-6757.159	-15686.756	-4466.587	-7298.958	-1466.889	-35676.349
	G3	-6478.242	-14796.418	-5713.959	-7817.983	-1483.990	-36290.592
전단력 (kN)	G1	-692.838	-1554.479	-521.082	-953.045	-22.581	-3744.026
	G2	-738.150	-1617.457	-409.707	-926.972	-29.058	-3721.344
	G3	-692.424	-1482.383	-637.650	-920.782	-33.630	-3766.869
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	7.745	-62.838	-76.581	-866.029	-7.319	-1005.022
	G2	-54.287	-182.740	31.313	-1127.026	-10.630	-1343.371
	G3	-57.331	-189.644	147.938	-869.181	-7.622	-975.841

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
- ㉠ 외측경간 정모멘트(단면-3)
- ㉡ 휨응력

【표 5.2.62】 외측경간 정모멘트부(단면-3) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	96.954	-87.191	177.975	190.000	1.836	2.179
1+2+3	111.493	-137.853	177.975	190.000	1.596	1.378
1+2+3+4	117.171	-136.336	204.671	190.000	1.747	1.394
1+2+3+4+5	137.657	-131.464	204.671	190.000	1.487	1.445
1+2+3+4+5+6	152.850	-126.618	231.368	218.500	1.514	1.726
1+2+3+4+5-6	122.465	-136.311	231.368	218.500	1.889	1.603

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

- ㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 10.752 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

- ㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{137.657}{204.671} \right)^2 + \left(\frac{10.752}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.452 + 0.010 = 0.462 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-137.853}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{10.752}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.526 + 0.010 = 0.536 < 1.2 \therefore O.K$$

- ㉤ 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 5.2.63】 외측경간 정모멘트부(단면-3) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.372	16.200	O.K(3.71)
	크리프, 건조수축 제외시	6.346	16.200	O.K(2.55)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	194.538	320.000	O.K(1.64)
	크리프, 건조수축 제외시	168.370	320.000	O.K(1.9)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-206.363	320.000	O.K(1.55)
	크리프, 건조수축 제외시	-212.744	320.000	O.K(1.5)

㉠ 중앙경간 정모멘트부(단면-2)

㉠ 휨응력

【표 5.2.64】 중앙경간 정모멘트부(단면-8) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	80.853	-89.990	177.975	190.000	2.201	2.111
1+2+3	91.976	-139.917	177.975	190.000	1.935	1.358
1+2+3+4	97.328	-139.927	204.671	190.000	2.103	1.358
1+2+3+4+5	120.976	-140.415	204.671	190.000	1.692	1.353
1+2+3+4+5+6	137.450	-139.877	231.368	218.500	1.683	1.562
1+2+3+4+5-6	104.501	-140.952	231.368	218.500	2.214	1.550

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 27.927 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{137.450}{231.368} \right)^2 + \left(\frac{27.927}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.353 + 0.064 = 0.417 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-140.415}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{27.927}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.546 + 0.064 = 0.611 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.65】 중앙경간 정모멘트부(단면-2) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.493	16.200	O.K(4.64)
	크리프, 건조수축 제외시	5.171	16.200	O.K(3.13)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	171.224	320.000	O.K(1.87)
	크리프, 건조수축 제외시	142.226	320.000	O.K(2.25)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-210.683	320.000	O.K(1.52)
	크리프, 건조수축 제외시	-210.189	320.000	O.K(1.52)

② 부모멘트부

㉑ 내부 지점부 부모멘트부(단면-7)

㉒ 휨응력

【표 5.2.66】 지점부 부모멘트부(단면-7) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-102.028	95.571	190.000	190.000	1.862	1.988
1+2+3	-148.347	154.681	190.000	190.000	1.281	1.228
1+2+3+4	-152.028	147.895	190.000	190.000	1.250	1.285
1+2+3+4+5	-144.766	162.035	190.000	190.000	1.312	1.173
1+2+3+4+5+6	-134.046	179.564	218.500	218.500	1.630	1.217
1+2+3+4+5-6	-155.486	144.506	218.500	218.500	1.405	1.512

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 61.331 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-152.028}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{61.331}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.640 + 0.311 = 0.951 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{162.035}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{61.331}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.727 + 0.311 = 1.038 < 1.2 \therefore O.K$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

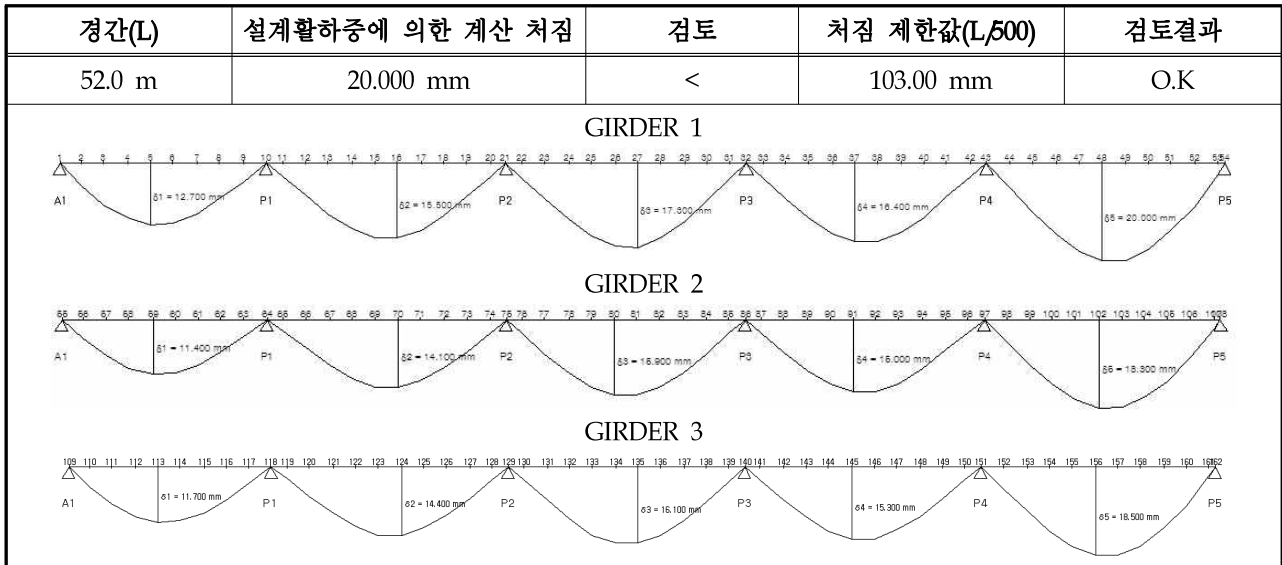
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.67】 지점부 부모멘트부(단면-7) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-113.595	400.000	O.K(3.52)
	크리프, 건조수축 제외시	-116.920	400.000	O.K(3.42)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-223.759	320.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-227.410	320.000	O.K(1.41)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	257.201	320.000	O.K(1.24)
	크리프, 건조수축 제외시	249.736	320.000	O.K(1.28)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.68】 반력 집계결과 (단위 : kN)

구 분		합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중		지점 침 하		합 계		사용 Shoe
		Steel	Concrete		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
A2	G1	312.657	813.799	300.916	745.698	-122.112	36.308	-36.308	2209.378	1268.951	2500
	G2	381.286	915.174	157.983	803.430	-76.960	41.545	-41.545	2299.419	1335.939	2500
	G3	290.483	693.539	374.785	692.868	-114.107	34.700	-34.700	2086.375	1210.001	2500
P14	G1	1203.090	2644.987	942.059	1564.612	-167.367	89.690	-89.690	6444.439	4533.079	6500
	G2	1369.687	2914.275	571.032	1621.222	-118.344	105.824	-105.824	6482.039	4630.827	6500
	G3	1201.622	2458.244	1203.799	1499.036	-159.708	121.080	-121.080	6483.781	4582.877	6500
P13	G1	1157.255	2532.230	913.568	1595.970	-233.664	122.758	-122.758	6321.781	4246.631	6500
	G2	1331.808	2811.680	529.966	1656.330	-177.342	139.806	-139.806	6469.590	4356.306	6500
	G3	1157.960	2351.176	1176.839	1532.894	-216.771	154.170	-154.170	6373.039	4315.034	6500
P12	G1	1094.903	2425.408	881.001	1590.802	-260.990	118.022	-118.022	6110.135	4022.300	6500
	G2	1268.722	2703.897	496.369	1651.552	-206.168	134.766	-134.766	6255.306	4128.054	6500
	G3	1094.882	2244.070	1142.971	1529.730	-244.758	149.162	-149.162	6160.815	4088.003	6500
P11	G1	1297.093	2910.075	1021.786	1659.836	-161.573	75.866	-75.866	6964.656	4991.515	7000
	G2	1457.375	3159.600	645.484	1686.609	-97.666	94.075	-94.075	6943.144	5070.718	7000
	G3	1299.680	2720.252	1303.768	1596.402	-162.545	104.508	-104.508	6924.610	5056.646	7000
P10	G1	381.612	984.970	355.948	807.531	-106.068	27.931	-27.931	2557.991	1588.531	3000
	G2	462.611	1092.600	204.994	847.032	-74.872	31.470	-31.470	2638.707	1653.863	3000
	G3	345.718	818.606	436.852	752.766	-114.113	25.793	-25.793	2379.735	1461.270	3000

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

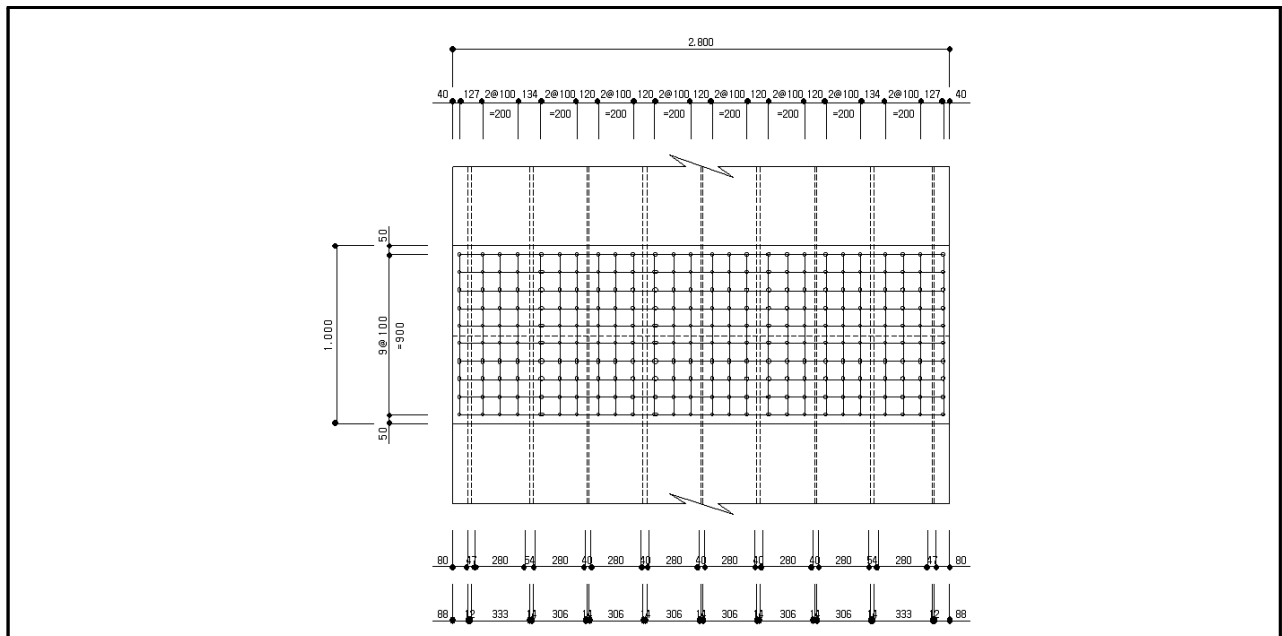
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 5지간 Gider1의 SP16(부모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
-8395.720	6893.6	1757.840	1163.580	1079.960	-73.5	105.5	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 플랜지(하부플랜지)의 이음



【그림 5.2.49】 압축부 플랜지 이음

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 124.8 \text{ MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f'_s = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 24mm, 모재길이 = 2,800mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 100 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 130 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 50,400 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 18 \times 1000 = 2,880.0 \text{ mm}^2$$

$$8\text{-PL} \quad 280 \times 18 \times 1000 = 40,320.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2800 \times 18 \times 1000 = 50,400.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 93,600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 102.308 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 73,661.5 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 22,137 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 7.823 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 9.324 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.286 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.909 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

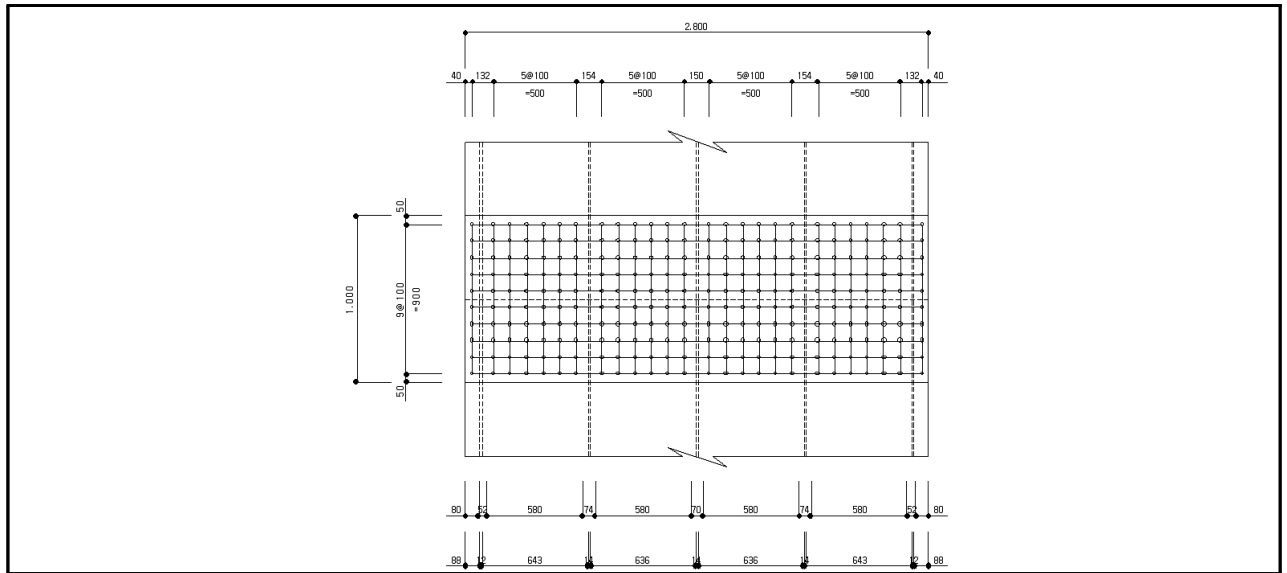
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 107.7 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 5 \text{ EA} (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 76,592.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(상부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.50】 인장부 플랜지 이음

㉔ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 92.8\text{MPa}$$

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

㉔ 필요 볼트수의 결정

$$\text{모재두께} = 24\text{mm}, \text{ 모재길이} = 2,800\text{mm}$$

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 100EA \Rightarrow n_t = 130EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 50,400.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL } 80 \times 18 \times 1000 = 2,880.0\text{mm}^2$$

$$4\text{-PL } 580 \times 18 \times 1000 = 41,760.0\text{mm}^2$$

$$1\text{-PL } 2800 \times 18 \times 1000 = 50,400.0\text{mm}^2$$

$$\Sigma = 95,040.0\text{mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 95040 - 25.0 \times 18.0 \times 26\text{열} \times 2EA = 71,640.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 133.7 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 73.661 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 21,135 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 8.466 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 6.965 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.286 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.909 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

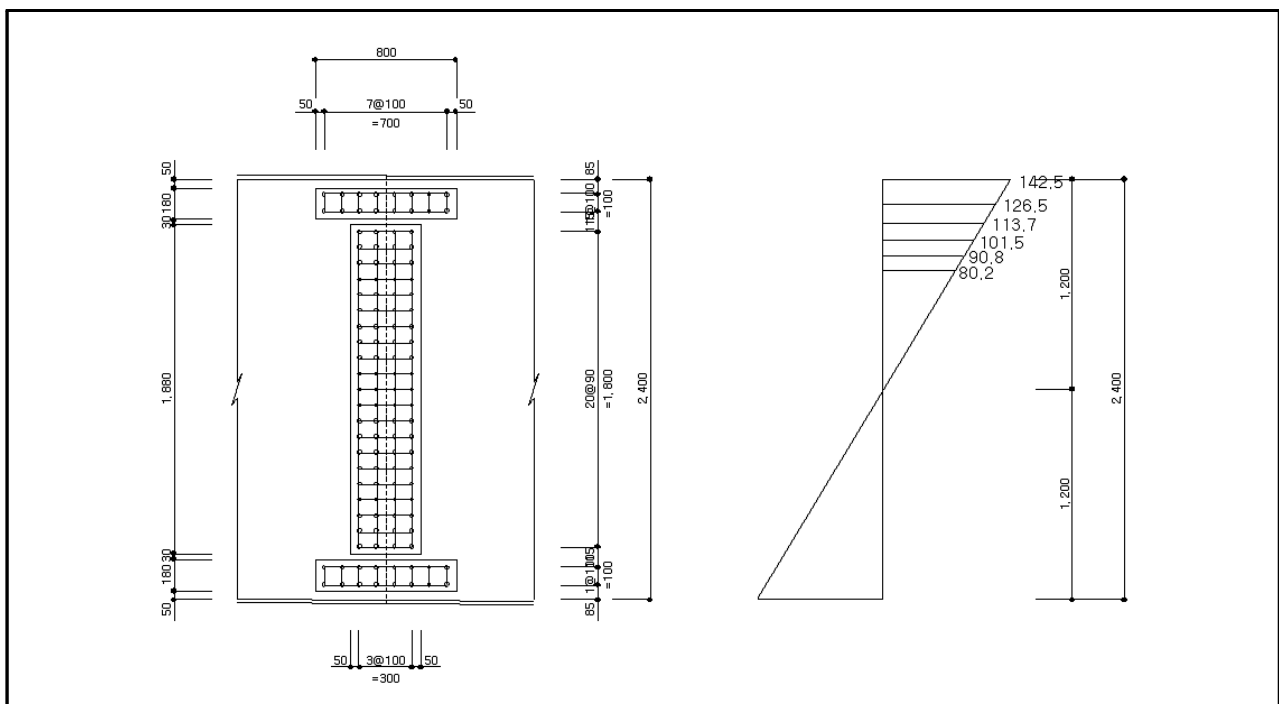
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 107.7 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 5EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 76,332.6 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.51】 Web 이음

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

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

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 126.469}{2} \times 135.0 \times 12.0 / 4EA = 54.466 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{113.703 + 101.531}{2} \times 102.5 \times 12.0 / 4EA = 66.184 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = \left[\frac{2921.4 \times 10^3}{2} + \frac{1080.0 \times 10^3}{2 \times 2.612} \right] / 58 EA = 28,749.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{66,185^2 + 28,749.0^2} = 72,158.8 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.384 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 1.497 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 508.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 354.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.286 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 2.910 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,271.8\text{mm} \quad y_{sl} = 1,176.2\text{mm}$$

② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 1,048.5\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,399.5\text{mm}$$

③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 51.378 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 54.786 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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_{sr} (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 5.2.52】 피로조사 단면위치

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

<단면 1, 3>

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

<단면 2>

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

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로검토

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

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1, 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	6345.051	7167.962	3.499E+11	1846.1	33.474	37.815	B	126	203	O.K
②				1846.1	33.474	37.815	C	91	147	O.K
③				951.1	17.245	19.482	E	56	91	O.K
④				73.9	1.340	1.514	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	4334.797	9181.977	3.415E+11	1079.6	13.705	29.030	B	126	203	O.K
②				1079.6	13.705	29.030	C	91	147	O.K
③				395.4	5.019	10.632	E	56	91	O.K
④				810.4	10.288	21.791	E	56	91	O.K
⑤				1094.6	13.895	29.433	E	56	91	O.K
⑥				1109.6	14.086	29.837	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 352를 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

$\sum a$: 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)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1539.298	30	2800	84000	1067	8.951E+07	3.457E+11	8	22.6	17.6	63	OK
DL하중	1869.669									21.4	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1539.298	30	2800	84000	1393	1.169E+08	3.457E+11	8	22.6	23.0	63	O.K
DL하중	1869.669									27.9	84	O.K

5.3 기본내하력 검토

5.3.1 개 요

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

5.3.2 허용응력법

가. 내하율(Rating Factor) 평가

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

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

여기서, f_a = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_l = 설계 활하중에 의한 응력

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

나. 내하력(Load Carrying Capacity)

기본 내하력 : $P = RF \times P_r$

여기서, RF = 내하율

P_r = 설계 활하중

5.3.3 강도설계법

가. 내하율(Rating Factor) 평가

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

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

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

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

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

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

M_d = 실측 고정하중에 의한 모멘트

M_l = 설계 활하중에 의한 모멘트

r_d = 고정하중 계수 = 1.30

r_l = 활하중 계수 = 2.15

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

나. 내하력(Load Carrying Capacity)

기본 내하력 : $P = RF \times P_r$

P_r = 설계 활하중

5.3.4 기본내하력 평가

5.3.4.1 대구방향(5@52, S6~S10)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	147.181	14.031	17.063	106.108	$\frac{147.181-1.3 \times 14.031}{2.15 \times 17.063}$	3.515	DB-24 이상
중앙부	105.961	5.469	33.28	91.766	$\frac{105.961-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 33.28}$	1.382	"

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	103.035	5.867	10.650	190	$\frac{190-(103.035+5.867)}{10.65}$	7.615	DB24 이상
		하부 플랜지	-92.659	-23.272	-42.244	-190	$\frac{190-(92.659+23.272)}{42.244}$	1.753	"
	지점부	상부 플랜지	-105.015	-21.041	-33.571	-190	$\frac{190-(105.015+21.041)}{33.571}$	1.905	"
		하부 플랜지	98.685	27.451	43.799	190	$\frac{190-(98.685+27.451)}{43.799}$	1.458	"
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	59.761	3.489	8.892	190	$\frac{190-(59.761+3.489)}{8.892}$	14.254	"
		하부 플랜지	-57.405	-14.813	-37.753	-190	$\frac{190-(57.405+14.813)}{37.753}$	3.120	"

5.3.4.2 대구방향(45+4@52, S11~S15)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	147.181	9.239	43.054	129.844	$\frac{147.181-1.3 \times 9.239}{2.15 \times 43.054}$	1.460	DB-24 이상
중양부	105.961	5.469	33.28	78.662	$\frac{105.961-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 33.28}$	1.382	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중양부	상부 플랜지	101.696	5.811	11.198	190	$\frac{190-(101.696+5.811)}{11.198}$	7.367	DB24 이상
		하부 플랜지	-91.456	-21.769	-41.949	-190	$\frac{190-(91.456+21.769)}{41.949}$	1.830	“
	지점부	상부 플랜지	-102.864	-19.869	-32.852	-190	$\frac{190-(102.864+19.869)}{32.852}$	2.048	“
		하부 플랜지	96.617	25.49	42.145	190	$\frac{190-(96.617+25.49)}{42.145}$	1.611	“
	중앙경간 중양부	상부 플랜지	42.711	2.743	8.494	190	$\frac{190-(42.711+2.743)}{8.494}$	17.017	“
		하부 플랜지	-43.943	-11.225	-34.766	-190	$\frac{190-(43.943+11.225)}{34.766}$	3.878	“

5.3.4.3 부산방향(5@52, S6~S10)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	147.181	9.239	43.054	129.844	$\frac{147.181-1.3 \times 9.239}{2.15 \times 43.054}$	1.460	DB-24 이상
중앙부	105.961	5.469	33.28	91.766	$\frac{105.961-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 33.28}$	1.382	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	95.525	4.817	9.483	190	$\frac{190-(95.525+4.817)}{9.483}$	9.455	DB24 이상
		하부 플랜지	-85.906	-16.786	-33.043	-190	$\frac{190-(85.906+16.786)}{33.043}$	2.642	“
	지점부	상부 플랜지	-99.877	-15.213	-29.548	-190	$\frac{190-(99.877+15.213)}{29.548}$	2.535	“
		하부 플랜지	90.108	18.706	36.333	190	$\frac{190-(90.108+18.706)}{36.333}$	2.234	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	55.492	2.739	7.77	190	$\frac{190-(55.492+2.739)}{7.77}$	16.959	“
		하부 플랜지	-53.305	-10.314	-29.253	-190	$\frac{190-(53.305+10.314)}{29.253}$	4.320	“

5.3.4.4 부산방향(45+4@52, S11~S15)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	147.181	9.239	43.054	129.844	$\frac{147.181-1.3 \times 9.239}{2.15 \times 43.054}$	1.460	DB-24 이상
중양부	105.961	5.469	33.28	78.662	$\frac{105.961-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 33.28}$	1.382	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중양부	상부 플랜지	96.954	4.851	9.688	190	$\frac{190-(96.954+4.851)}{9.688}$	9.104	DB24 이상
		하부 플랜지	-87.191	-16.904	-33.758	-190	$\frac{190-(87.191+16.904)}{33.758}$	2.545	“
	지점부	상부 플랜지	-102.028	-15.629	-30.69	-190	$\frac{190-(102.028+15.629)}{30.69}$	2.357	“
		하부 플랜지	95.571	19.945	39.615	190	$\frac{190-(95.571+19.945)}{39.615}$	1.880	“
	중양경간 중양부	상부 플랜지	80.853	3.848	7.275	190	$\frac{190-(80.853+3.848)}{7.275}$	14.474	“
		하부 플랜지	-89.99	-17.272	-32.655	-190	$\frac{190-(89.99+17.272)}{32.655}$	2.534	“

5.3.5 안전성 평가등급

5.3.5.1 대구방향(5@52, S6~S10)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	147.181	14.031	17.063	106.108	1.387	A
중앙부	105.961	5.469	33.28	91.766	1.155	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	103.035	5.867	10.650	119.552	190	1.589	A
		하부 플랜지	-92.659	-23.272	-42.244	-158.175	-190	1.201	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	-105.015	-21.041	-33.571	-159.627	-190	1.190	A
		하부 플랜지	98.685	27.451	43.799	169.935	190	1.118	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	59.761	3.489	8.892	72.142	190	2.634	A
		하부 플랜지	-57.405	-14.813	-37.753	-109.971	-190	1.728	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.2 대구방향(45+4@52, S11~S15)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	147.181	8.727	42.87	128.963	1.141	A
중앙부	105.961	5.469	33.28	91.766	1.155	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	101.696	5.811	11.198	118.705	190	1.601	A
		하부 플랜지	-91.456	-21.769	-41.949	-155.174	-190	1.224	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	-102.864	-19.869	-32.852	-155.585	-190	1.221	A
		하부 플랜지	96.617	25.49	42.145	164.252	190	1.157	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	42.711	2.743	8.494	53.948	190	3.522	A
		하부 플랜지	-43.943	-11.225	-34.766	-89.934	-190	2.113	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.3 부산방향(5@52, S6~S10)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	147.181	9.239	43.054	129.844	1.134	A
중앙부	105.961	5.469	33.28	91.766	1.155	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	실제 활하중	계	허용용력	안전율	안전성 평가등급
주 형	측경간 중앙부	상부 플랜지	95.525	4.817	9.483	109.825	190	1.730	A
		하부 플랜지	-85.906	-16.786	-33.043	-135.735	-190	1.400	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	-99.877	-15.213	-29.548	-144.638	-190	1.314	A
		하부 플랜지	90.108	18.706	36.333	145.147	190	1.309	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	55.492	2.739	7.77	66.001	190	2.879	A
		하부 플랜지	-53.305	-10.314	-29.253	-92.872	-190	2.046	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.4 부산방향(45+4@52, S11~S15)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	147.181	9.239	43.054	129.844	1.134	A
중앙부	105.961	5.469	33.28	78.662	1.347	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	96.954	4.851	9.688	111.493	190	1.704	A
		하부 플랜지	-87.191	-16.904	-33.758	-137.853	-190	1.378	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	-102.028	-15.629	-30.69	-148.347	-190	1.281	A
		하부 플랜지	95.571	19.945	39.615	155.131	190	1.225	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	80.853	3.848	7.275	91.976	190	2.066	A
		하부 플랜지	-89.99	-17.272	-32.655	-139.917	-190	1.358	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향(5@52, S6~S10)

5.4.1.1 교각(P9) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : II형 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 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

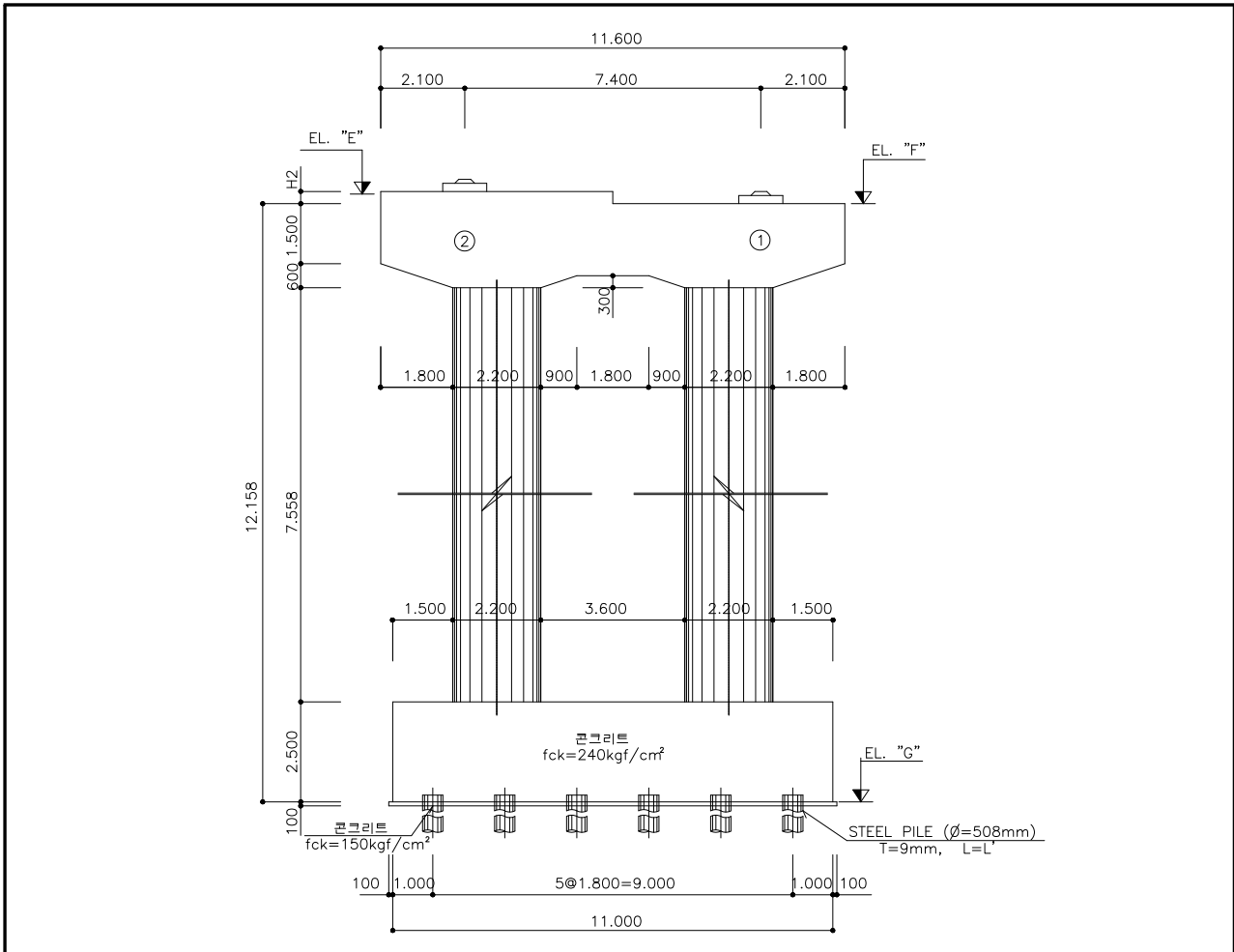
3) 사용재료

- ① 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
 - 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa
- ② 철근(SD300)
 - 항복강도(f_y) : 300MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(P9)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	6216.289	2019.930	
2	5368.318	2170.479	
계	11584.607	4190.409	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 6.980 = 1.74 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 1.74] \times 6.98 = 25.491 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 25.491 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 6.980/2 + 0.400 + 1.944/2 = 4.862 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 25.491 \times 52.000 \times 4.862 = 6444.737 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.544 \times 2.500 = 19.080 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.30 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

③ 활하중에 재하되는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중은 교면상 1.5m 위치에서 1.5kN/m을 풍하중을 재하한다.

3) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용한다.

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.0156 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 2907.529 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 11584.607 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 579.23 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 579.23kN을 적용한다.

㉣ 작용 모멘트

$$M_h = 579.23 \times (0.4 + 1.944/2) = 794.704 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 지점침하 ($\delta = 1.0 \text{ cm}$)

각 지점별 지점침하 입력 후 프로그램 자동 계산

5) 유수압 및 유목충돌하중

① 유수압 (준공도면의 H.W.L 적용)

- ㉠ 교량의 저항계수 : $K = 0.04$ (원형)
- ㉡ 설계유속 : $v = 2.5 \text{ m/sec}$ (당초 구조계산서 적용값)
- ㉢ 유 수 압 : $P1 = 10 \cdot K \cdot v^2 \cdot A = 10 \times 0.04 \times 2.5^2 \times 2.865 = 7.163 \text{ kN}$
- ㉣ 작용높이 : $0.6H = 1.320 \text{ m}$
- ② 유목충돌하중
- ㉠ 유송물 중량 : $W = 50.0 \text{ kN}$ (가정치)
- ㉡ 표면유속 : $v = 2.5 \text{ m/sec}$
- ㉢ 충돌하중 : $P2 = 0.1 \cdot W \cdot v = 0.1 \times 50.0 \times 2.5 = 12.500 \text{ kN}$
- ㉣ 작용높이 : $H = 1.841 \text{ m}$ (수면높이)

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	1.30	1.25
ULB11	1.25		1.25		-1.25	1.30	1.25
ULB12	1.25	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB13	1.25	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB14	1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB15	1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB16	1.00						1.00
ULB17	1.30	1.30					1.30
ULB18	1.20		1.20				1.20

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

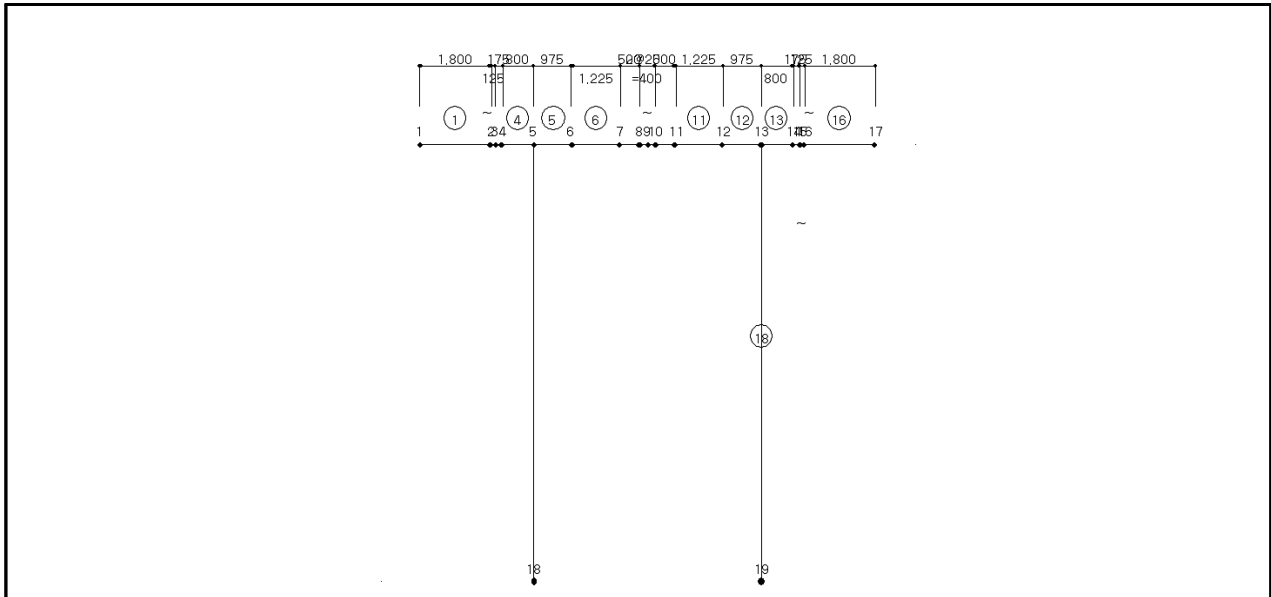
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

해석 모델의 절점 구성 및 요소번호는 다음과 같다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(P9)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부모

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재14, 절점15)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO02	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO03	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO04	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO05	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO06	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO07	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO08	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO09	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO10	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO11	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO12	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO13	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO14	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO15	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO16	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
ULO17	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO18	-299.854	326.790	-238.155	-262.688	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.2^2 / 4 = 3.801 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.125m(= 1.100 - 1.950/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 354.022 \text{ kN}$$

$$M_u = 324.842 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

- 브래킷 판정

$$a = 324.842 / 354.022 = 0.918 \text{ m}$$

$$d = 2.100 - 0.144 = 1.956 \text{ m}$$

$$a / d = 0.918 / 1.956 = 0.469 < 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2500.0	2100.0	1955.9	100.0	2279.8	354.0
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

㉠ 사용 철근량

$$\begin{aligned} \text{㉡ 주인장철근 : 2단 } D29 - 24EA (d1 = 100\text{mm}) + D25 - 24EA (d2 = 200\text{mm}) \\ = 27578.400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{㉢ 폐합스트립 : 6단 } D25 - 4EA = 12160.800 \text{ mm}^2$$

㉡ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2500 \times 1955.905 / 1000 = 23470.855 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 5.6bd = 5.6 \times 2500 \times 1955.905 = 27382.665 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.75 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 17603.142 \text{ kN} > V_u = 354.022 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

㉞ 철근량 산정

㉞ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 1123.881 \text{ mm}^2$$

㉞ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 295.019 \text{ mm}^2$$

㉞ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} = 714.514 \text{ mm}^2$$

㉞ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 1009.533 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 1044.273 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 15647.237 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 15647.237 \text{ mm}^2 < A_s (= 27578.400 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉞ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 374.627 \text{ mm}^2 < A_{used} (= 12160.800 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

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	13184.457	335.045	39.351	2994.355	354.022	8.458	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	ULO01	-10713.058	-15032.826	2234.906	3897.400	-645.627	0.00005	축력최대
	ULO03	-10713.058	-10548.425	4254.453	4545.747	-934.134	0.00199	모멘트최대
	UEO18	-7416.733	-7629.217	3619.112	3620.591	-769.836	0.00186	편심최대
교축 방향	ULB01	-10713.058	-15034.489	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
	ULB10	-10301.018	-10301.017	1190.718	5303.722	448.058	0.00713	모멘트최대
	UEB10	-7828.773	-7828.773	1190.718	5303.722	448.058	0.00713	편심최대

※ 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	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-15034.489	0.000	3897.400	3897.400	축력최대
UL10	-10301.017	5303.720	4038.200	6666.071	모멘트최대
UE10	-7828.773	5303.720	3461.240	6333.216	편심최대
UL03	-10713.058	695.690	4545.750	4598.677	모멘트최대
UE18	-7416.732	642.170	3620.590	3677.099	편심최대

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.3】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P9)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	44061.518	15032.826	3897.400	2.931	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	34982.491	10548.425	4545.750	3.316	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	40238.164	7629.217	3620.590	5.274	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.4】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P9)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	47783.873	15034.489	0.000	3.178	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	31270.088	10301.017	5303.720	3.036	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	30725.327	7828.773	5303.720	3.925	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

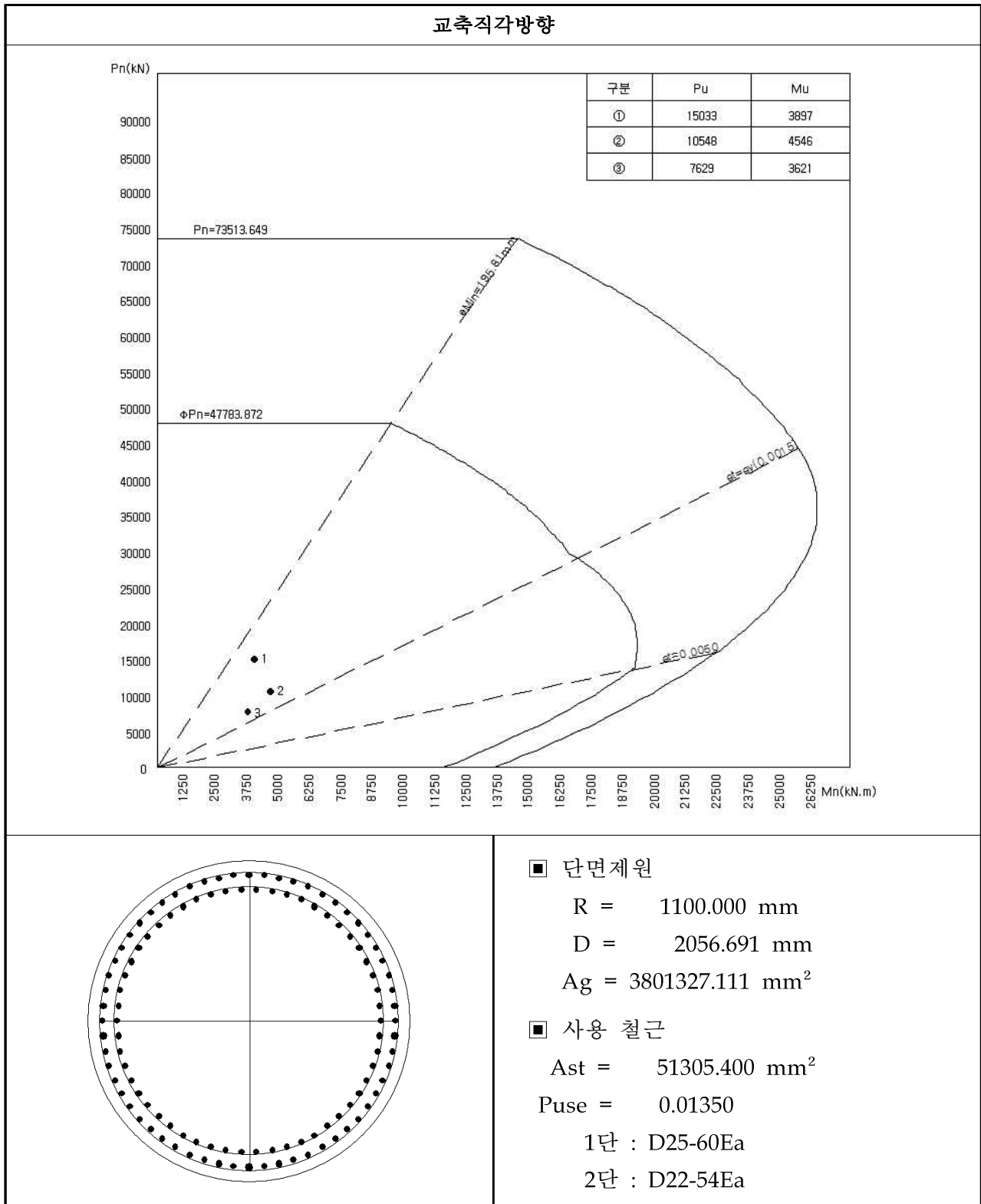
【표 5.4.5】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P9)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	44061.518	15032.826	3897.400	2.931	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	26841.583	10139.510	6666.071	2.647	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	26369.069	8031.720	6333.216	3.283	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	34745.761	10548.425	4598.677	3.294	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	39841.825	7629.217	3677.099	5.222	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

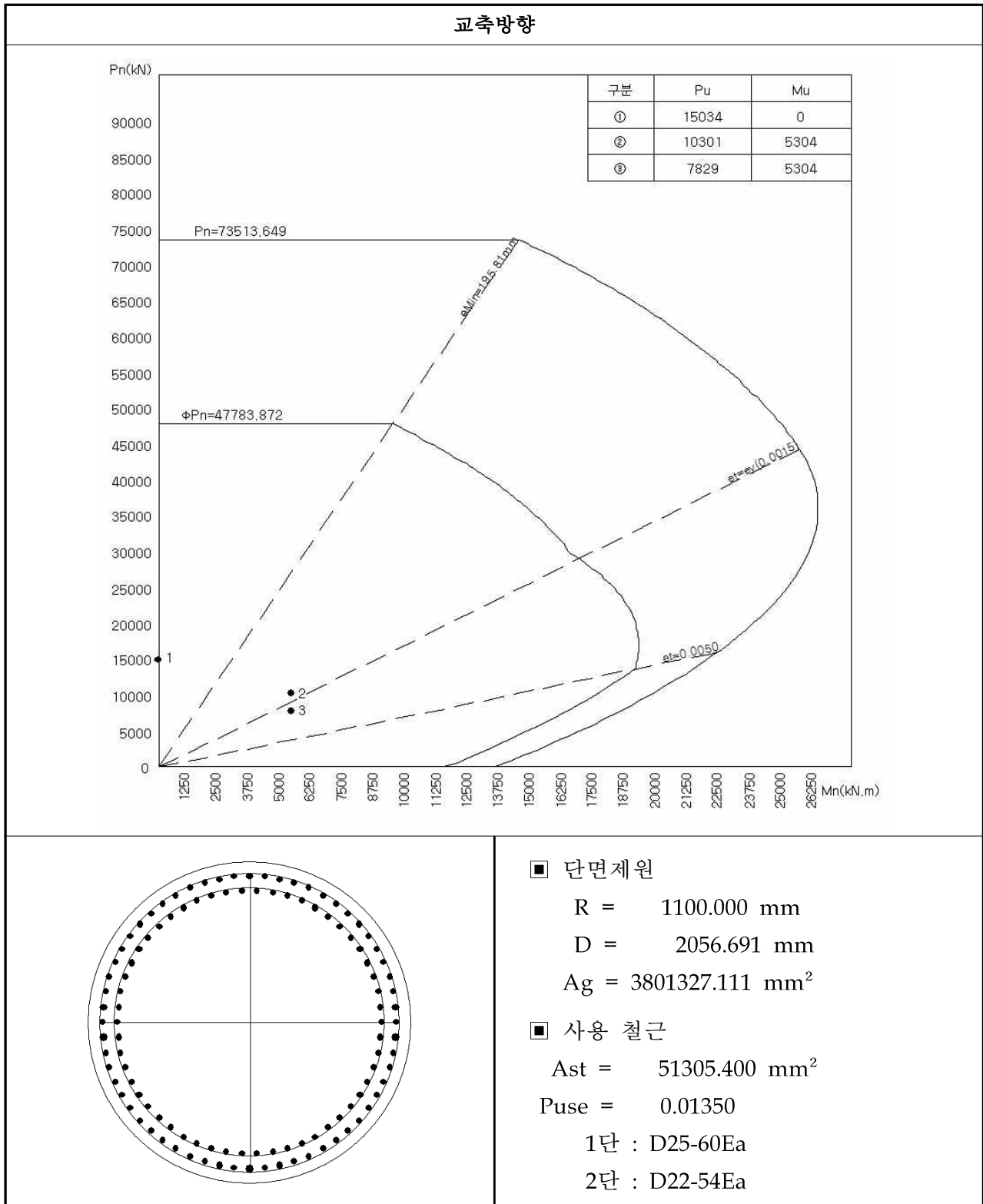
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



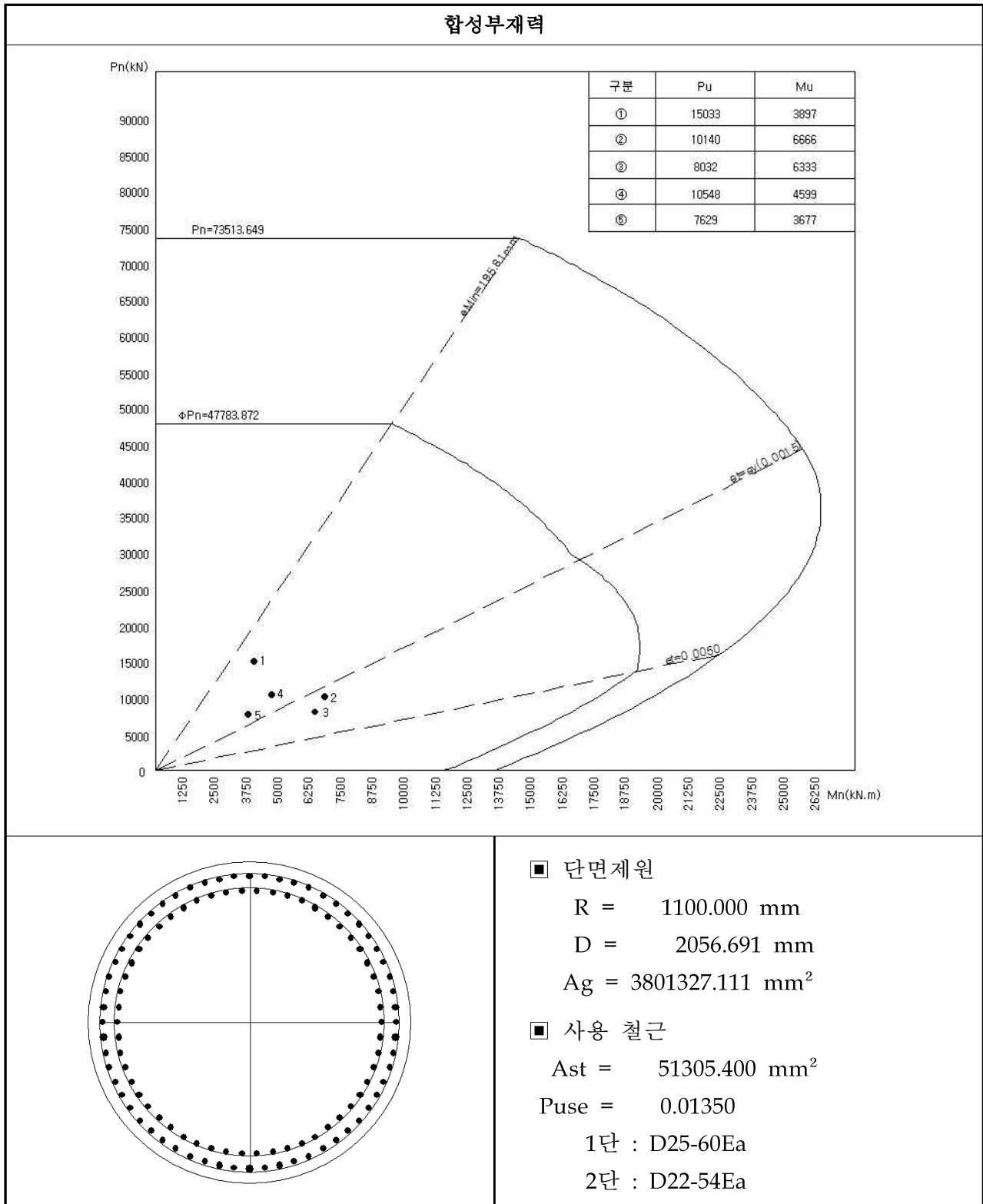
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.4】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.5】 P-M 상관도(합성부재력)

5.4.2 대구방향(45+4@52, S11~S15)

5.4.2.1 교각(P11) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : II형 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 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

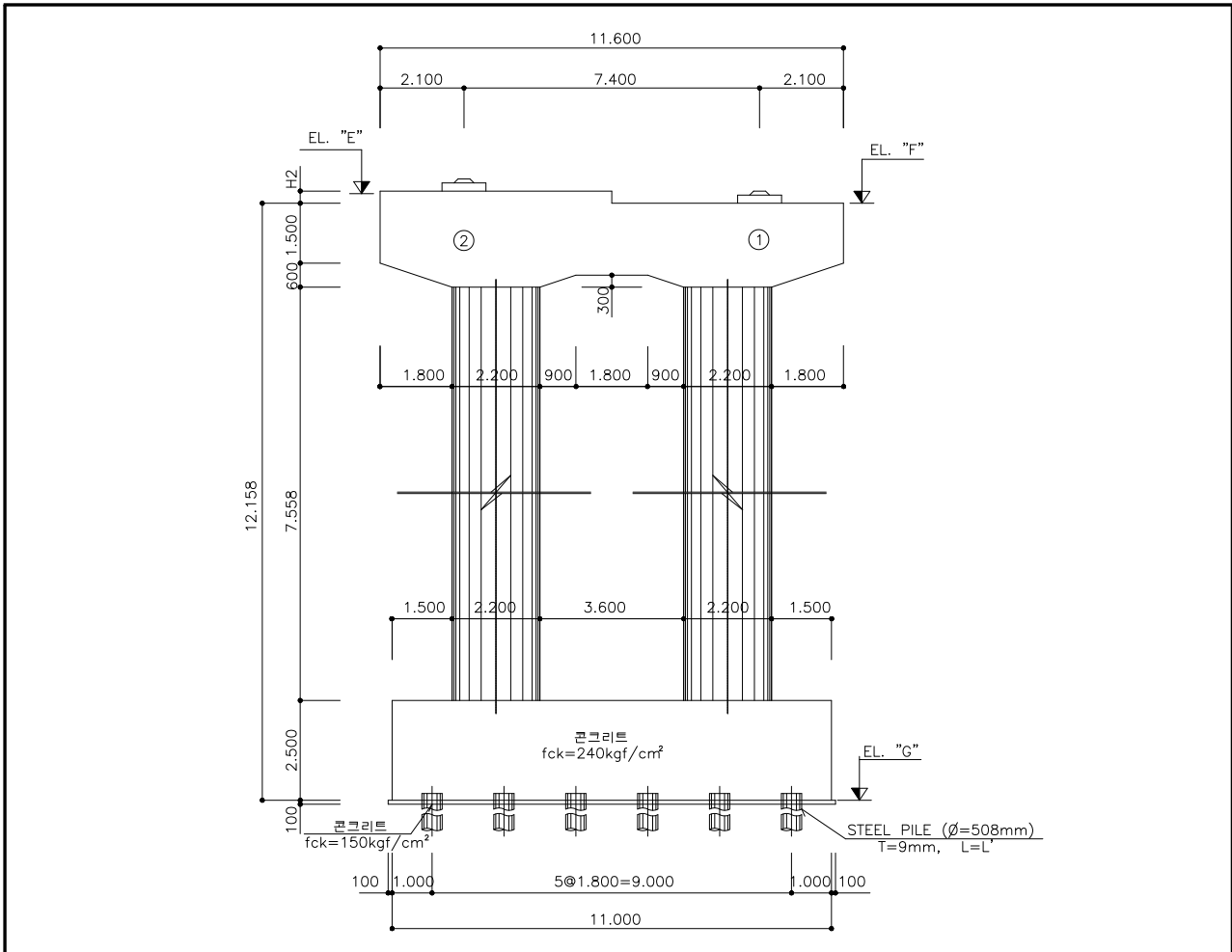
3) 사용재료

- ① 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
 - 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa
- ② 철근(SD300)
 - 항복강도(f_y) : 300MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.6】 해석단면(P11)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	5836.560	1777.855	
2	5476.532	1881.685	
계	11313.092	3659.540	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 6.980 = 1.74 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 1.74] \times 6.980 = 25.491 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 25.491 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 6.980/2 + 0.400 + 1.944/2 = 4.862 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 25.491 \times 52.000 \times 4.862 = 6444.737 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.544 \times 2.500 = 19.080 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.30 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

③ 활하중에 재하되는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중은 교면상 1.5m 위치에서 1.5kN/m을 풍하중을 재하한다.

3) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용한다.

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.0312 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 3382.242 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 11313.092 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 565.655 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 565.655kN을 적용한다.

㉣ 작용 모멘트

$$M_h = 565.655 \times (0.4 + 1.944/2) = 776.078 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 지점침하 ($\delta = 1.0 \text{ cm}$)

각 지점별 지점침하 입력 후 프로그램 자동 계산

5) 유수압 및 유목충돌하중

① 유수압 (준공도면의 H.W.L 적용)

- ㉠ 교량의 저항계수 : $K = 0.04$ (원형)
- ㉡ 설계유속 : $v = 2.5 \text{ m/sec}$ (당초 구조계산서 적용값)
- ㉢ 유 수 압 : $P1 = 10 \cdot K \cdot v^2 \cdot A = 10 \times 0.04 \times 2.5^2 \times 2.865 = 7.163 \text{ kN}$
- ㉣ 작용높이 : $0.6H = 2.655\text{m}$
- ② 유목충돌하중
- ㉠ 유송물 중량 : $W = 50.0 \text{ kN}$ (가정치)
- ㉡ 표면유속 : $v = 2.5 \text{ m/sec}$
- ㉢ 충돌하중 : $P2 = 0.1 \cdot W \cdot v = 0.1 \times 50.0 \times 2.5 = 12.500 \text{ kN}$
- ㉣ 작용높이 : $H = 3.015\text{m}$ (수면높이)

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	1.30	1.25
ULB11	1.25		1.25		-1.25	1.30	1.25
ULB12	1.25	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB13	1.25	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB14	1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB15	1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB16	1.00						1.00
ULB17	1.30	1.30					1.30
ULB18	1.20		1.20				1.20

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

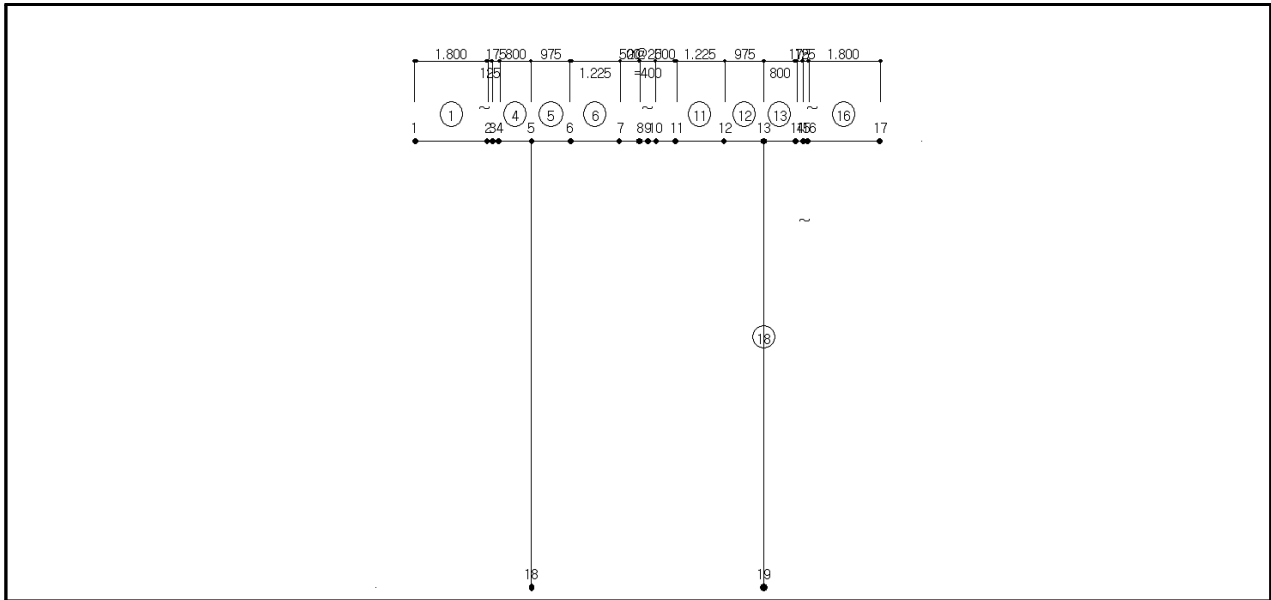
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

해석 모델의 절점 구성 및 요소번호는 다음과 같다.



【그림 5.4.7】 해석모델링(P11)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부모

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재14, 절점15)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO02	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO03	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO04	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO05	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO06	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO07	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO08	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO09	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO10	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO11	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO12	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO13	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO14	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO15	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
ULO16	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
ULO17	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
ULO18	-299.854	326.790	-238.155	-262.688	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.2^2 / 4 = 3.801 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.125m(= 1.100 - 1.950/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 354.022 \text{ kN}$$

$$M_u = 324.842 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

- 브래킷 판정

$$a = 324.842 / 354.022 = 0.918 \text{ m}$$

$$d = 2.100 - 0.144 = 1.956 \text{ m}$$

$$a / d = 0.918 / 1.956 = 0.469 < 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2500.0	2100.0	1955.9	100.0	2279.8	354.0
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

㉠ 사용 철근량

$$\begin{aligned} \text{㉠ 주인장철근 : 2단 } D29 - 24EA (d1 = 100\text{mm}) + D25 - 24EA (d2 = 200\text{mm}) \\ = 27578.400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{㉠ 폐합스트립 : 6단 } D25 - 4EA = 12160.800 \text{ mm}^2$$

㉠ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2500 \times 1955.905 / 1000 = 23470.855 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 5.6bd = 5.6 \times 2500 \times 1955.905 = 27382.665 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.75 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 17603.142 \text{ kN} > V_u = 354.022 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

㉞ 철근량 산정

㉞ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 1123.881 \text{ mm}^2$$

㉞ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 295.019 \text{ mm}^2$$

㉞ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} = 714.514 \text{ mm}^2$$

㉞ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 1009.533 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 1044.273 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 15647.237 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 15647.237 \text{ mm}^2 < A_s (= 27578.400 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉞ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 374.627 \text{ mm}^2 < A_{used} (= 12160.800 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

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	13184.457	335.045	39.351	2994.355	354.022	8.458	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	ULO01	-10152.134	-13961.349	2138.646	3714.885	-605.154	0.00013	축력최대
	ULO03	-10152.134	-10755.953	4284.999	4439.420	-927.031	0.00210	모멘트최대
	UEO18	-7028.401	-7772.793	3545.144	3641.269	-765.023	0.00193	편심최대
교축 방향	ULB01	-10152.134	-13962.087	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
	ULB10	-9761.667	-9761.667	1141.196	5161.391	435.391	0.00695	모멘트최대
	UEB10	-7418.867	-7418.867	1141.196	5161.391	435.391	0.00695	편심최대

※ 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	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-13962.087	0.000	3714.890	3714.890	축력최대
UL10	-9761.667	5161.390	3935.960	6490.896	모멘트최대
UE10	-7418.867	5161.390	3383.180	6171.374	편심최대
UL03	-10152.134	733.420	4439.420	4499.595	모멘트최대
UE18	-7028.400	677.000	3641.270	3703.671	편심최대

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.8】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P11)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	43669.615	13961.349	3714.890	3.128	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	35858.598	10755.953	4439.420	3.334	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	40567.938	7772.793	3641.270	5.219	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.9】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P11)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	47783.873	13962.087	0.000	3.422	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	30707.269	9761.667	5161.390	3.146	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	29965.827	7418.867	5161.390	4.039	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

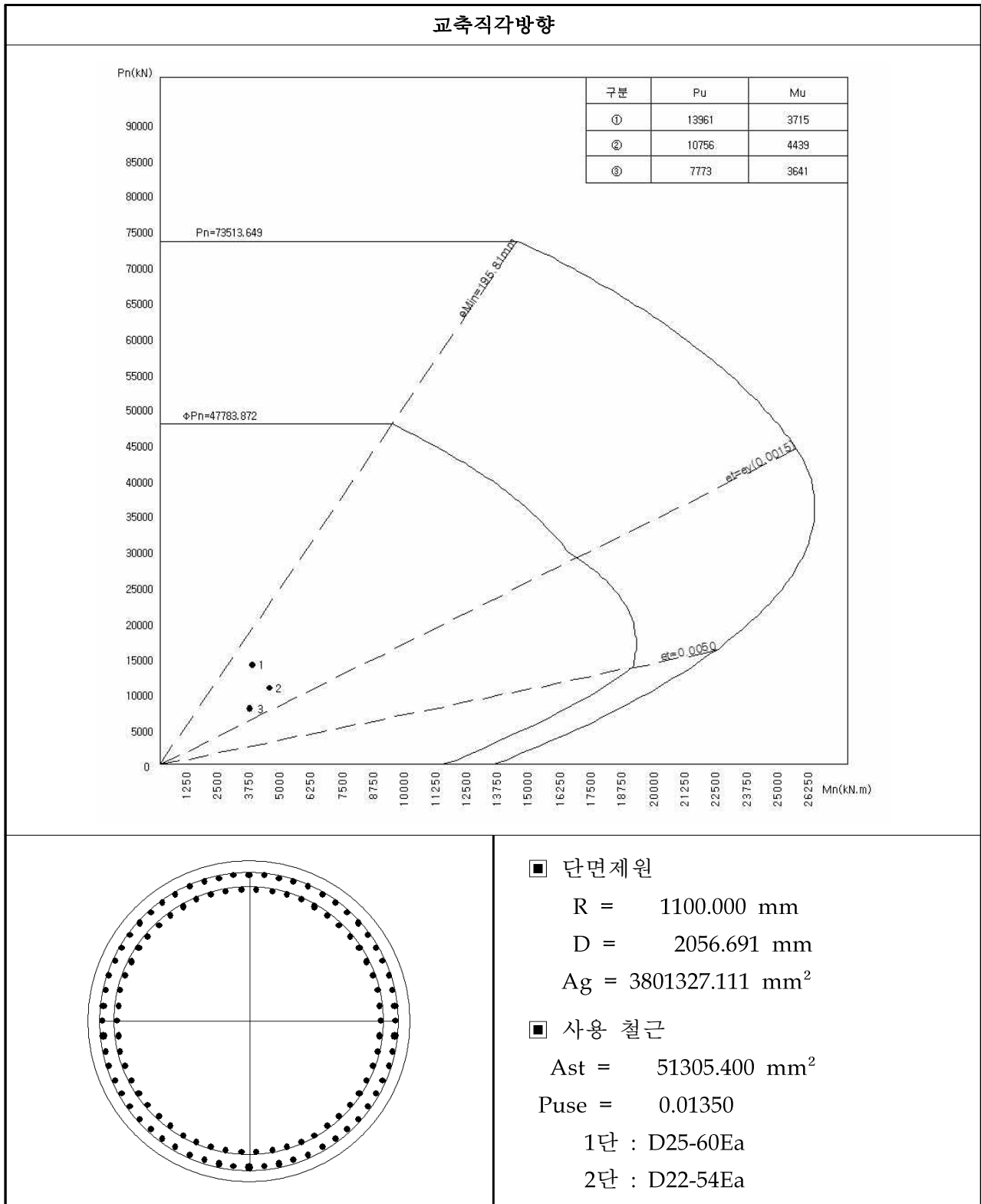
【표 5.4.10】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P11)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	43669.615	13961.349	3714.890	3.128	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	27649.349	10339.056	6490.896	2.674	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	27650.657	8183.278	6171.374	3.379	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	35587.010	10755.953	4499.595	3.309	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	40134.071	7772.793	3703.671	5.163	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

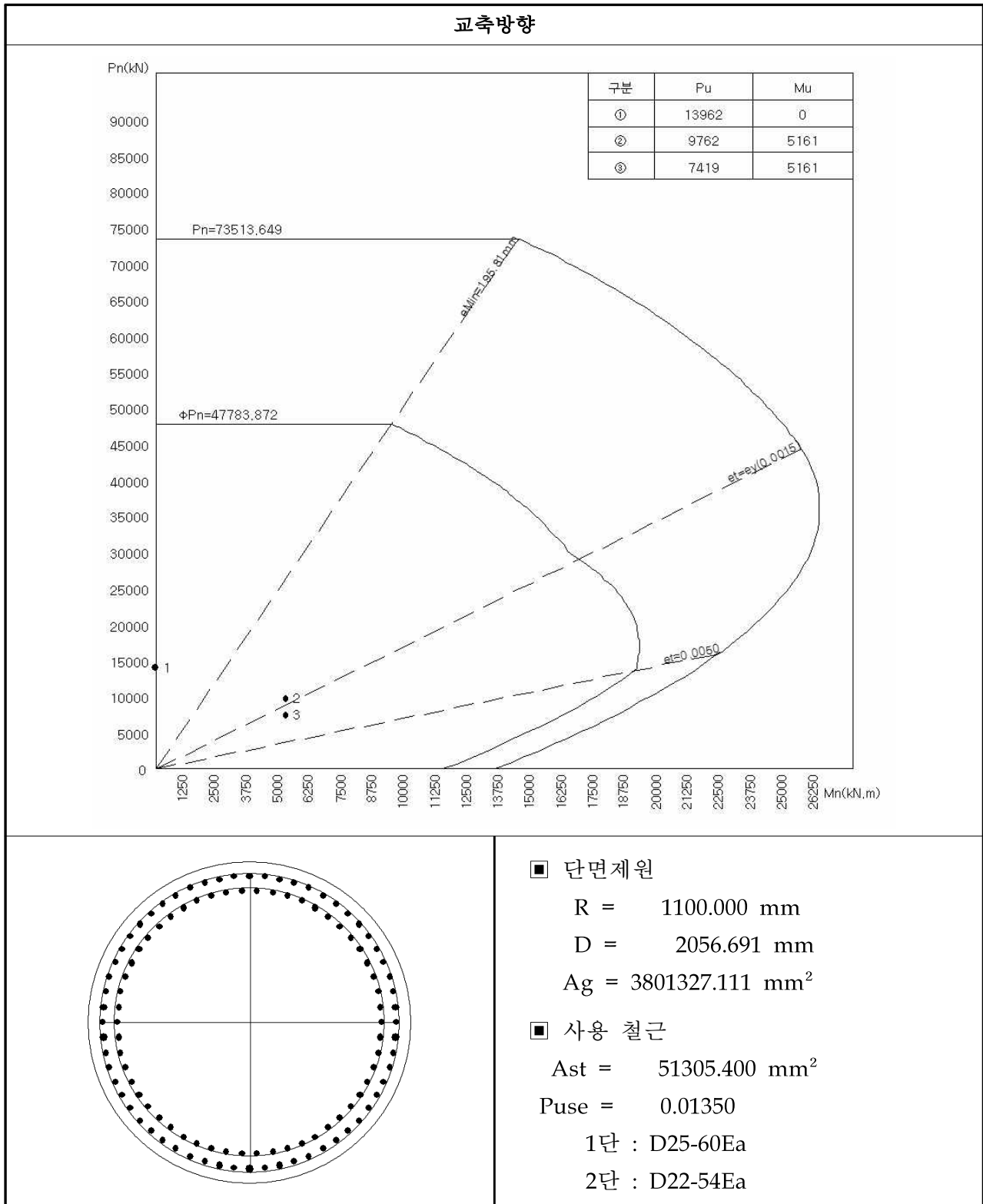
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



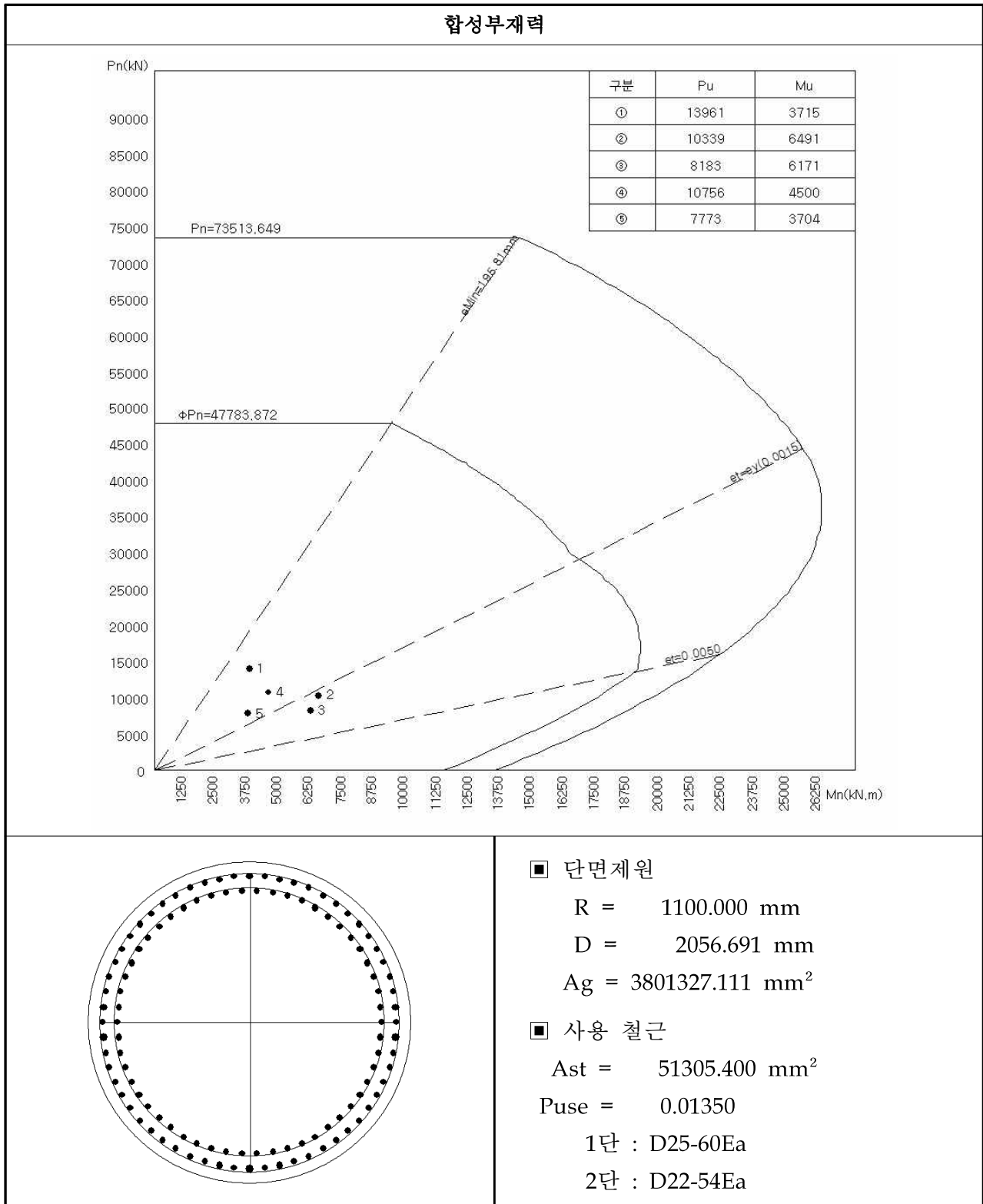
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.9】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(합성부재력)

5.4.3 부산방향(5@52, S6~S10)

5.4.3.1 교각(P9) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : II형 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 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

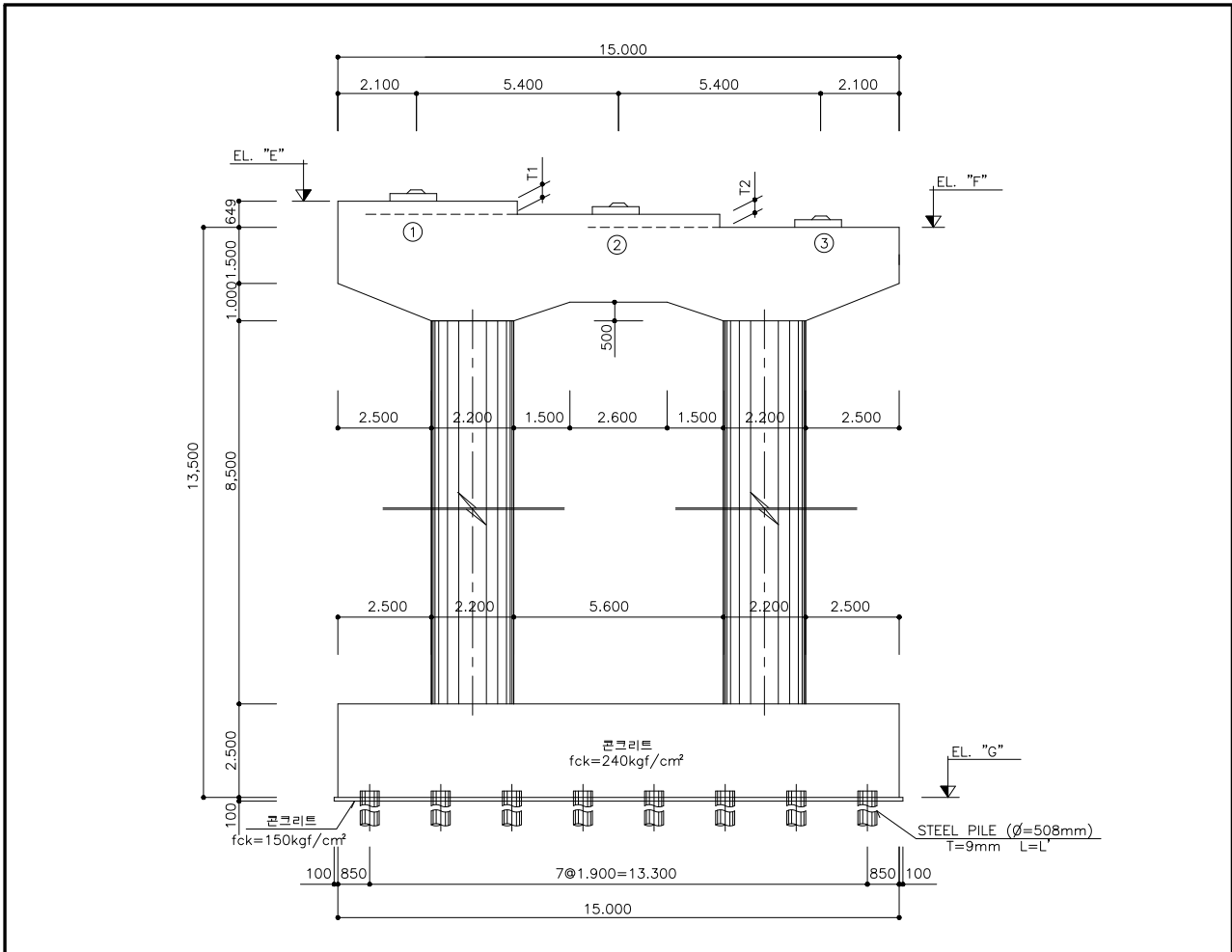
3) 사용재료

- ① 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
 - 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa
- ② 철근(SD300)
 - 항복강도(f_y) : 300MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.11】 해석단면(P9)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	5219.437	1638.467	
2	5262.953	1668.862	
3	5310.511	1573.983	
계	15792.901	4881.312	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 16.833 / 3.980 = 4.229 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 4.229] \times 3.980 = 12.553 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.553 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.980/2 + 0.400 + 2.213/2 = 3.496 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 12.553 \times 52.000 \times 3.496 = 2282.43 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.213 \times 3.000 = 28.917 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.30 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

③ 활하중에 재하되는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중은 교면상 1.5m 위치에서 1.5kN/m을 풍하중을 재하한다.

3) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용한다.

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.0156 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 1865.27 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 15792.901 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 789.645 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 789.645kN을 적용한다.

㉣ 작용 모멘트

$$M_h = 789.645 \times (0.4 + 2.213/2) = 1189.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 지점침하 ($\delta = 1.0 \text{ cm}$)

각 지점별 지점침하 입력 후 프로그램 자동 계산

5) 유수압 및 유목충돌하중

① 유수압 (준공도면의 H.W.L 적용)

- ㉠ 교량의 저항계수 : $K = 0.04$ (원형)
- ㉡ 설계유속 : $v = 2.5 \text{ m/sec}$ (당초 구조계산서 적용값)
- ㉢ 유 수 압 : $P1 = 10 \cdot K \cdot v^2 \cdot A = 10 \times 0.04 \times 2.5^2 \times 1.978 = 4.946 \text{ kN}$
- ㉣ 작용높이 : $0.6H = 3.672 \text{ m}$
- ② 유목충돌하중
- ㉠ 유송물 중량 : $W = 50.0 \text{ kN}$ (가정치)
- ㉡ 표면유속 : $v = 2.5 \text{ m/sec}$
- ㉢ 충돌하중 : $P2 = 0.1 \cdot W \cdot v = 0.1 \times 50.0 \times 2.5 = 12.500 \text{ kN}$
- ㉣ 작용높이 : $H = 4.193 \text{ m}$ (수면높이)

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	1.30	1.25
ULB11	1.25		1.25		-1.25	1.30	1.25
ULB12	1.25	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB13	1.25	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB14	1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB15	1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB16	1.00						1.00
ULB17	1.30	1.30					1.30
ULB18	1.20		1.20				1.20

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

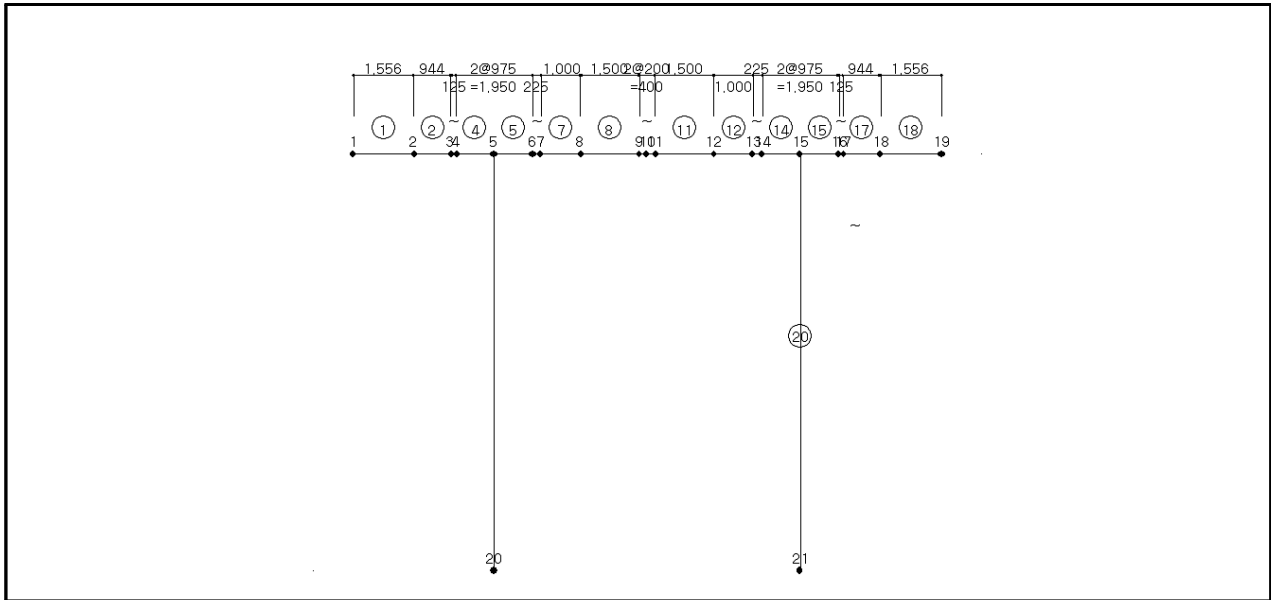
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

해석 모델의 절점 구성 및 요소번호는 다음과 같다.



【그림 5.4.12】 해석모델링(P9)

바. 코평부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-11880.116	11008.386	-11618.946	-10805.640	
ULO02	-8114.339	7485.675	-8001.389	-7421.583	
ULO03	-7125.284	7485.675	-8990.444	-7421.583	
ULO04	-9699.249	9615.686	-10880.820	-9467.757	
ULO05	-7422.268	7485.675	-8693.460	-7421.583	
ULO06	-10391.321	9615.686	-10188.749	-9467.757	
ULO07	-10391.321	9615.686	-10188.749	-9467.757	
ULO08	-8114.339	7485.675	-8001.389	-7421.583	
ULO09	-8114.339	7485.675	-8001.389	-7421.583	
ULO10	-6851.235	7197.765	-8644.657	-7136.137	
ULO11	-6851.235	7197.765	-8644.657	-7136.137	
ULO12	-9326.201	9245.852	-10462.327	-9103.612	
ULO13	-9326.201	9245.852	-10462.327	-9103.612	
ULO14	-7136.796	7197.765	-8359.097	-7136.137	
ULO15	-7136.796	7197.765	-8359.097	-7136.137	
ULO16	-6241.799	5758.212	-6154.915	-5708.910	
ULO17	-10391.321	9615.686	-10188.749	-9467.757	
ULO18	-6577.186	6909.854	-8298.871	-6850.692	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.2^2 / 4 = 3.801 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.125m(= 1.100 - 1.590/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 11008.386 \text{ kN}$$

$$M_u = 11880.116 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

- 브래킷 판정

$$a = 11880.116 / 11008.386 = 1.079 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a / d = 1.079 / 2.356 = 0.458 < 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
3000.0	2499.7	2355.6	100.0	2831.3	11008.4
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

㉠ 사용 철근량

$$\begin{aligned} \text{㉡ 주인장철근 : 2단 } D29 - 29EA (d1 = 100\text{mm}) + D25 - 29EA (d2 = 200\text{mm}) \\ = 33323.900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{㉢ 폐합스트립 : 8단 } D25 - 4EA = 16214.400 \text{ mm}^2$$

㉡ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 3000 \times 2356 / 1000 = 33920 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 5.6bd = 5.6 \times 3000 \times 2356 = 39575 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.75 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 25441 \text{ kN} > V_u = 11008.4 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

㉔ 철근량 산정

㉔ ① 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 34947.257 \text{ mm}^2$$

㉔ ② 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 9173.655 \text{ mm}^2$$

㉔ ③ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} = 22082.265 \text{ mm}^2$$

㉔ ④ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 31255.920 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 32471.826 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 22613.996 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 32471.826 \text{ mm}^2 < A_s (= 33323.900 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ ⑤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 11649.086 \text{ mm}^2 > A_{used} (= 16214.400 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

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	18406.525	12197.368	1.509	9325.993	10846.989	0.860	N.G

기존 설계 도서 2204~2205p.의 전단철근 검토시 다음과 같은 오류가 있어 최초 설계시부터 N.G로 설계 및 시공이 이루어진 것으로 판단된다.

- 수직전단철근 검토 : $A_v > 0.0025bd$ (시방서) $\rightarrow A_v > 0.0015bd$ (오류) N.G 발생(설계규정 변경)
- 수평전단철근 검토 : $A_h > 0.0015bd$ (시방서) $\rightarrow A_h > 0.0025bd$ (오류)(설계규정 변경)
- 공칭전단강도 검토 : $V_u = 1024.324$ (해석치) $\rightarrow V_u = 955.378$ (적용치) N.G 발생(적용오류)
- 전단강도감소계수 : $\phi = 0.8$ (설계당시 규정) $\rightarrow \phi = 0.75$ (현재 규정) N.G 발생(설계규정 변경)

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.11】 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	ULO01	-13597.438	-18955.625	2085.177	3381.333	-625.485	0.00020	축력최대
	ULO03	-13597.438	-14349.418	3705.249	3908.488	-905.714	0.00142	모멘트최대
	UEO18	-9413.611	-10175.974	3096.212	3111.103	-739.485	0.00128	편심최대
교축 방향	ULB01	-13597.438	-18957.390	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
	ULB10	-13074.460	-13074.460	1942.194	6869.765	585.930	0.00845	모멘트최대
	UEB10	-9936.590	-9936.590	1942.194	6869.765	585.930	0.00845	편심최대

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

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

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.12】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-18957.390	0.000	3381.330	3381.330	축력최대
UL10	-13074.460	6869.770	3176.910	7568.784	모멘트최대
UE10	-9936.590	6869.770	2680.180	7374.083	편심최대
UL03	-13597.438	940.900	3908.490	4020.148	모멘트최대
UE18	-9413.611	868.520	3111.100	3230.057	편심최대

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.13】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P9)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	47783.873	18955.625	3381.330	2.521	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	43310.960	14349.418	3908.490	3.018	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	41439.281	10175.974	3111.100	4.072	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.14】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P9)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	47783.873	18957.390	0.000	2.521	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	30840.662	13074.460	6869.770	2.359	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	25932.680	9936.590	6869.770	2.610	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

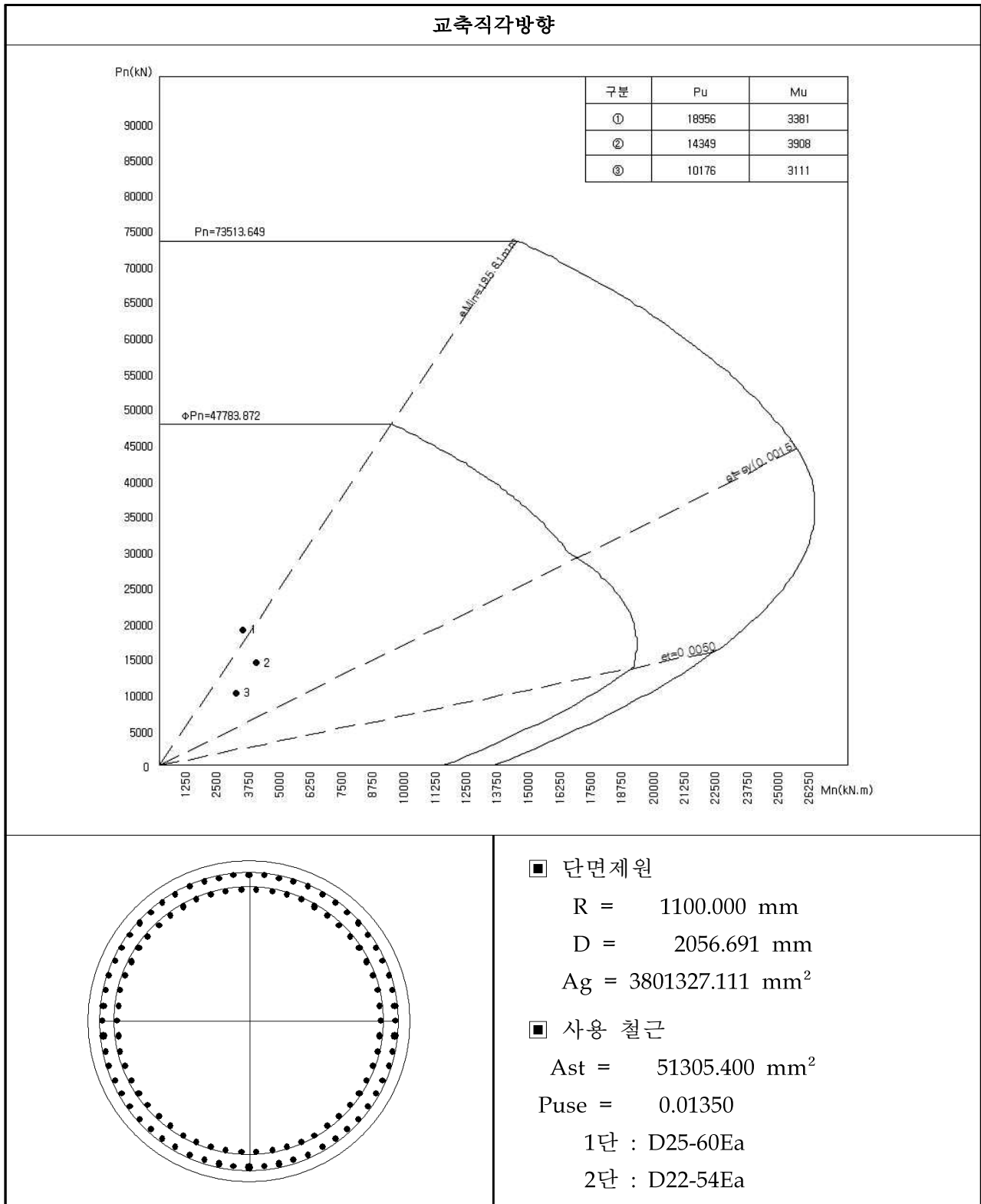
【표 5.4.15】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P9)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	47783.873	18955.625	3381.330	2.521	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	29929.073	13795.477	7568.784	2.169	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	26034.373	10725.834	7374.083	2.427	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	42869.185	14349.418	4020.148	2.988	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	40793.731	10175.974	3230.057	4.009	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

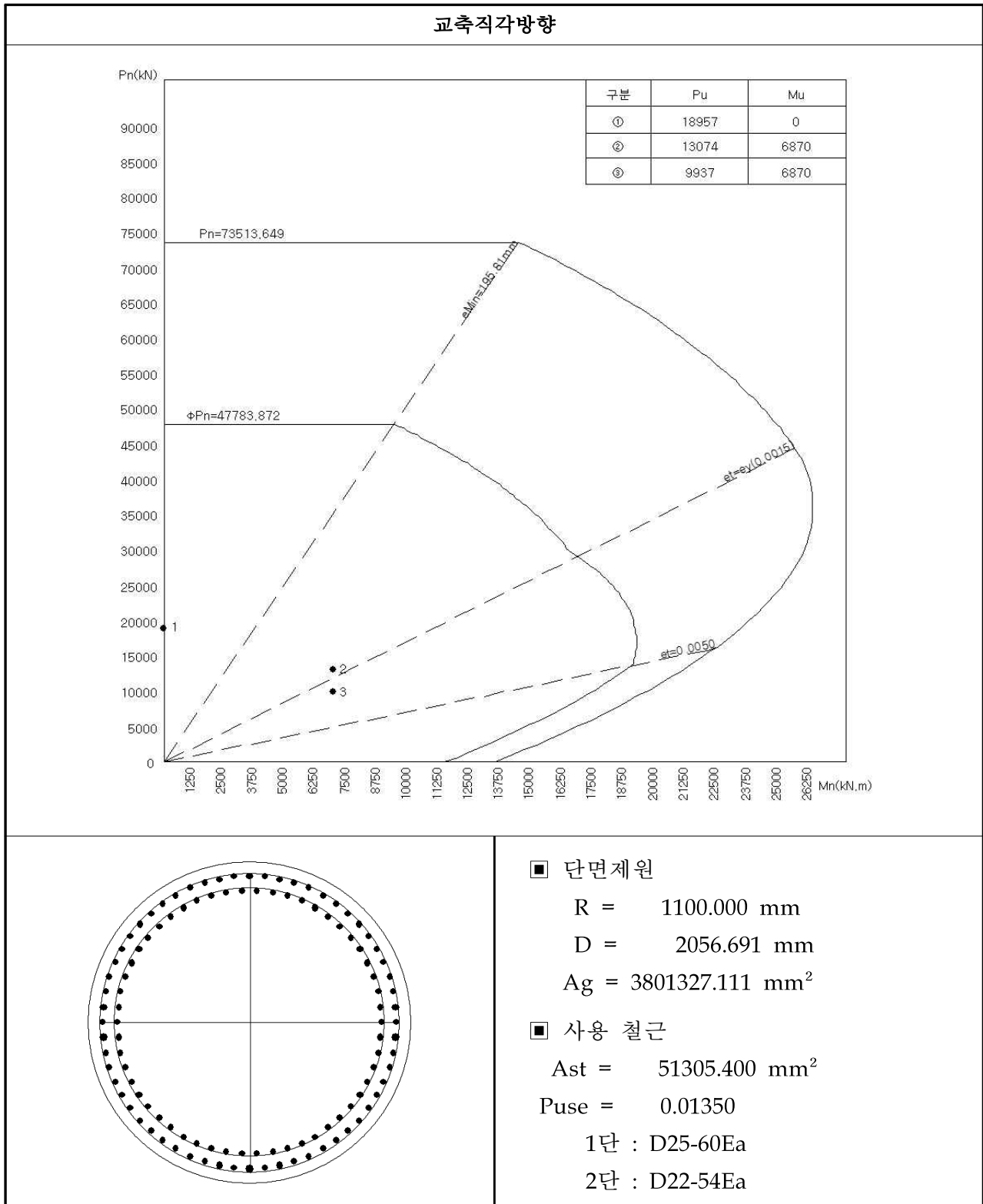
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



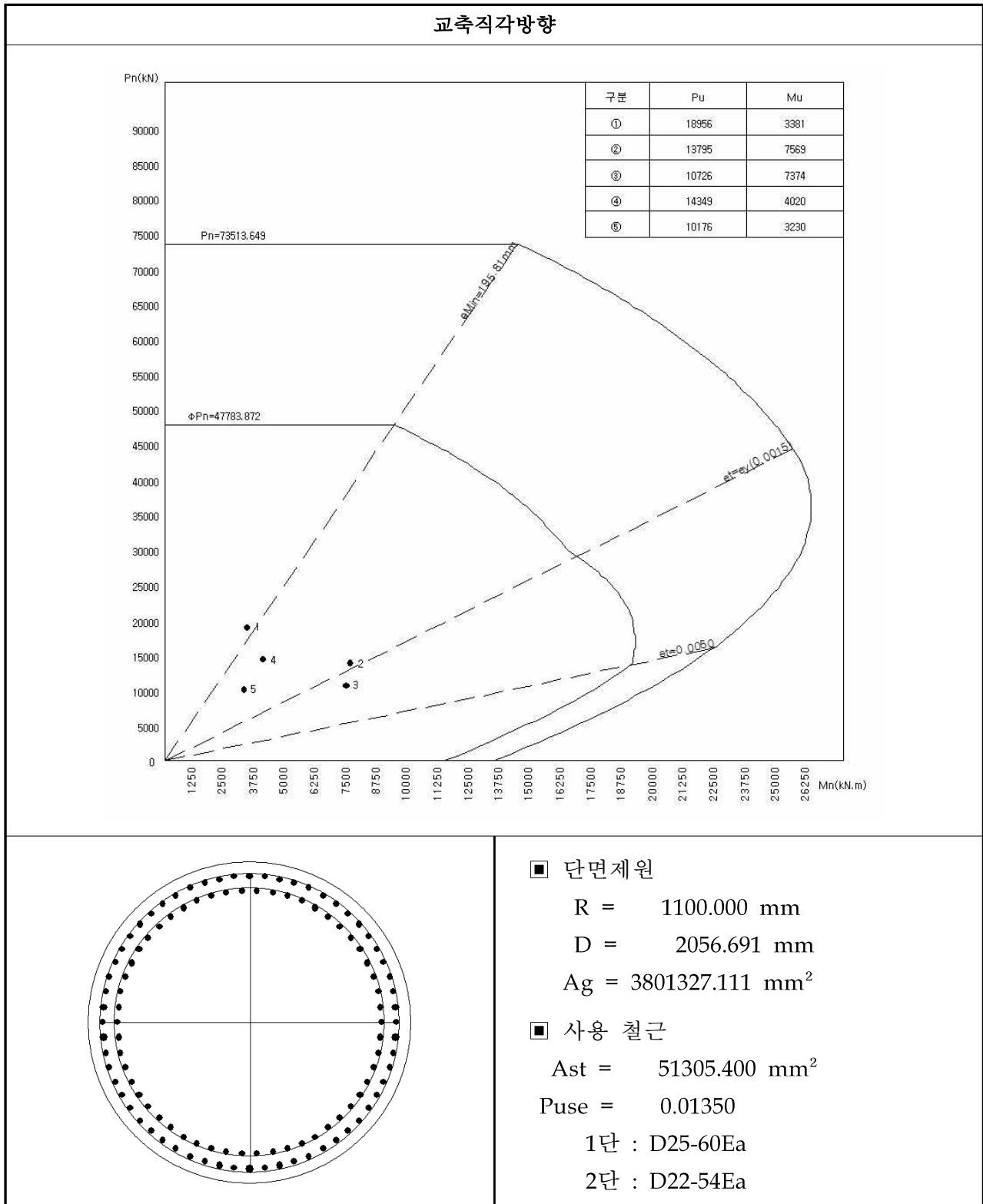
【그림 5.4.13】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.14】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.15】 P-M 상관도(합성부재력)

5.4.4 부산방향(45+4@52, S11~S15)

5.4.4.1 교각(P11) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : II형 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 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

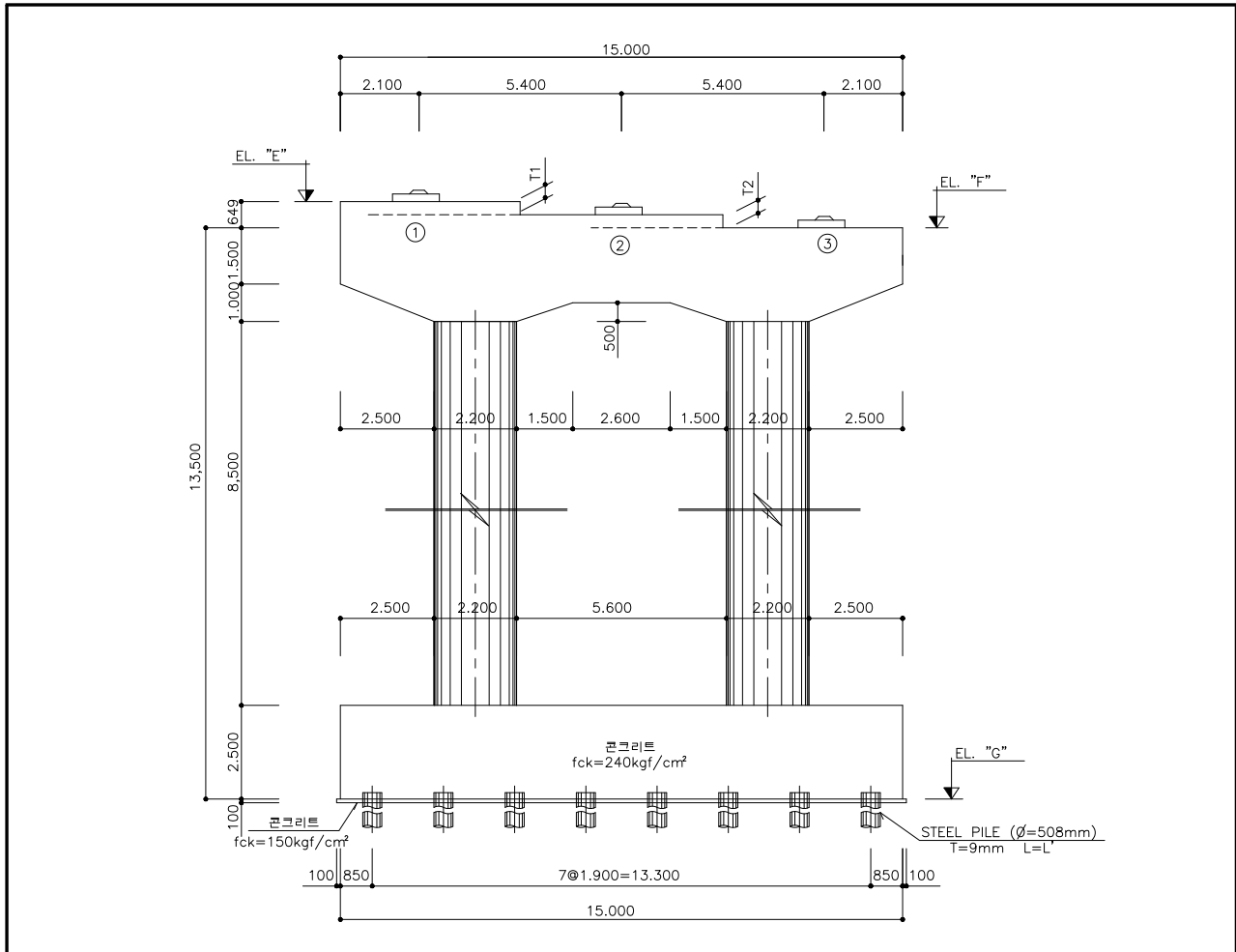
3) 사용재료

- ① 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
 - 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa
- ② 철근(SD300)
 - 항복강도(f_y) : 300MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.16】 해석단면(P11)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	5228.954	1659.836	
2	5262.459	1686.609	
3	5323.700	1596.402	
계	15815.113	4942.847	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 16.833 / 3.980 = 4.229 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 4.229] \times 3.980 = 12.553 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.553 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.980/2 + 0.400 + 2.213/2 = 3.496 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 12.553 \times 52.000 \times 3.496 = 2282.43 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.213 \times 3.000 = 28.917 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.30 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

③ 활하중에 재하되는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중은 교면상 1.5m 위치에서 1.5kN/m을 풍하중을 재하한다.

3) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용한다.

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.0312 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 3730.539 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 15815.113 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 790.756 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 790.756kN을 적용한다.

㉣ 작용 모멘트

$$M_h = 790.756 \times (0.4 + 2.213/2) = 1191.273 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 지점침하 ($\delta = 1.0 \text{ cm}$)

각 지점별 지점침하 입력 후 프로그램 자동 계산

5) 유수압 및 유목충돌하중

① 유수압 (준공도면의 H.W.L 적용)

- ㉠ 교량의 저항계수 : $K = 0.04$ (원형)
- ㉡ 설계유속 : $v = 2.5 \text{ m/sec}$ (당초 구조계산서 적용값)
- ㉢ 유 수 압 : $P1 = 10 \cdot K \cdot v^2 \cdot A = 10 \times 0.04 \times 2.5^2 \times 1.978 = 4.946 \text{ kN}$
- ㉣ 작용높이 : $0.6H = 3.007 \text{ m}$
- ② 유목충돌하중
- ㉠ 유송물 중량 : $W = 50.0 \text{ kN}$ (가정치)
- ㉡ 표면유속 : $v = 2.5 \text{ m/sec}$
- ㉢ 충돌하중 : $P2 = 0.1 \cdot W \cdot v = 0.1 \times 50.0 \times 2.5 = 12.500 \text{ kN}$
- ㉣ 작용높이 : $H = 3.366 \text{ m}$ (수면높이)

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	1.30	1.25
ULB11	1.25		1.25		-1.25	1.30	1.25
ULB12	1.25	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB13	1.25	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB14	1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB15	1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB16	1.00						1.00
ULB17	1.30	1.30					1.30
ULB18	1.20		1.20				1.20

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

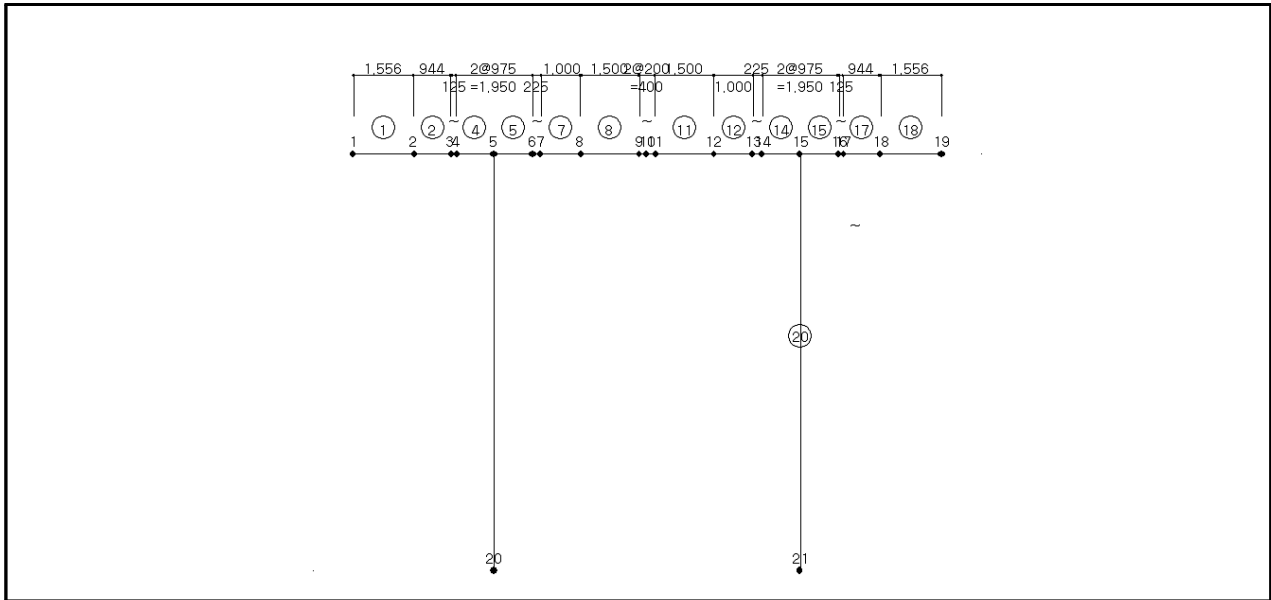
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

해석 모델의 절점 구성 및 요소번호는 다음과 같다.



【그림 5.4.17】 해석모델링(P9)

바. 코평부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-11942.448	11066.694	-11688.805	-10870.990	
ULO02	-8127.555	7498.038	-8019.719	-7438.730	
ULO03	-7138.501	7498.038	-9008.774	-7438.730	
ULO04	-9742.163	9655.830	-10930.308	-9514.050	
ULO05	-7435.484	7498.038	-8711.791	-7438.730	
ULO06	-10434.234	9655.830	-10238.236	-9514.050	
ULO07	-10434.234	9655.830	-10238.236	-9514.050	
ULO08	-8127.555	7498.038	-8019.719	-7438.730	
ULO09	-8127.555	7498.038	-8019.719	-7438.730	
ULO10	-6863.943	7209.652	-8662.282	-7152.625	
ULO11	-6863.943	7209.652	-8662.282	-7152.625	
ULO12	-9367.465	9284.452	-10509.911	-9148.125	
ULO13	-9367.465	9284.452	-10509.911	-9148.125	
ULO14	-7149.503	7209.652	-8376.722	-7152.625	
ULO15	-7149.503	7209.652	-8376.722	-7152.625	
ULO16	-6251.965	5767.722	-6169.015	-5722.100	
ULO17	-10434.234	9655.830	-10238.236	-9514.050	
ULO18	-6589.385	6921.266	-8315.791	-6866.520	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.2^2 / 4 = 3.801 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.125m(= 1.100 - 1.590/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 11066.694 \text{ kN}$$

$$M_u = 11942.448 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

- 브래킷 판정

$$a = 11942.448 / 11066.694 = 1.079 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a / d = 1.079 / 2.356 = 0.458 < 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
3000.0	2499.7	2355.6	100.0	2831.3	11066.7
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

㉠ 사용 철근량

$$\begin{aligned} \text{㉠ 주인장철근 : 2단 } D29 - 29EA (d1 = 100\text{mm}) + D25 - 29EA (d2 = 200\text{mm}) \\ = 33323.900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{㉠ 폐합스트립 : 8단 } D25 - 4EA = 16214.400 \text{ mm}^2$$

㉠ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 3000 \times 2356 / 1000 = 33920 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 5.6bd = 5.6 \times 3000 \times 2356 = 39575 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.75 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 25441 \text{ kN} > V_u = 11066.7 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

㉔ 철근량 산정

㉔ ① 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 35132.362 \text{ mm}^2$$

㉔ ② 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 9222.245 \text{ mm}^2$$

㉔ ③ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} = 22200.960 \text{ mm}^2$$

㉔ ④ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 31423.205 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 32643.820 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 22613.996 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 32643.820 \text{ mm}^2 < A_s (= 33323.900 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ ⑤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 11710.787 \text{ mm}^2 > A_{used} (= 16214.400 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

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	18406.525	12261.380	1.501	9325.993	10905.3	0.855	N.G

기존 설계 도서 2204~2205p.의 전단철근 검토시 다음과 같은 오류가 있어 최초 설계시부터 N.G로 설계 및 시공이 이루어진 것으로 판단된다.

- 수직전단철근 검토 : $A_v > 0.0025bd$ (시방서) $\rightarrow A_v > 0.0015bd$ (오류) N.G 발생(설계규정 변경)
- 수평전단철근 검토 : $A_h > 0.0015bd$ (시방서) $\rightarrow A_h > 0.0025bd$ (오류)(설계규정 변경)
- 공칭전단강도 검토 : $V_u = 1024.324$ (해석치) $\rightarrow V_u = 955.378$ (적용치) N.G 발생(적용오류)
- 전단강도감소계수 : $\phi = 0.8$ (설계당시 규정) $\rightarrow \phi = 0.75$ (현재 규정) N.G 발생(설계규정 변경)

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.16】 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	ULO01	-13608.405	-19032.184	2092.483	3415.079	-627.960	0.00019	축력최대
	ULO03	-13608.405	-14367.090	3711.512	3917.205	-908.316	0.00142	모멘트최대
	UEO18	-9421.204	-10188.154	3100.417	3116.921	-741.440	0.00128	편심최대
교축 방향	ULB01	-13608.405	-19032.999	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
	ULB10	-13085.005	-13085.005	1944.353	6890.485	589.928	0.00847	모멘트최대
	UEB10	-9944.604	-9944.603	1944.353	6890.485	589.928	0.00847	편심최대

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

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

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.17】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-19032.999	0.000	3415.080	3415.080	축력최대
UL10	-13085.005	6890.490	3185.290	7591.108	모멘트최대
UE10	-9944.603	6890.490	2686.330	7395.622	편심최대
UL03	-13608.405	954.300	3917.210	4031.777	모멘트최대
UE18	-9421.203	880.890	3116.920	3239.006	편심최대

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.18】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P9)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	47783.873	19032.184	3415.080	2.511	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	43295.598	14367.090	3917.210	3.014	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	41427.855	10188.154	3116.920	4.066	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.19】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P9)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	47783.873	19032.999	0.000	2.511	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	30793.766	13085.005	6890.490	2.353	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	25892.300	9944.603	6890.490	2.604	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

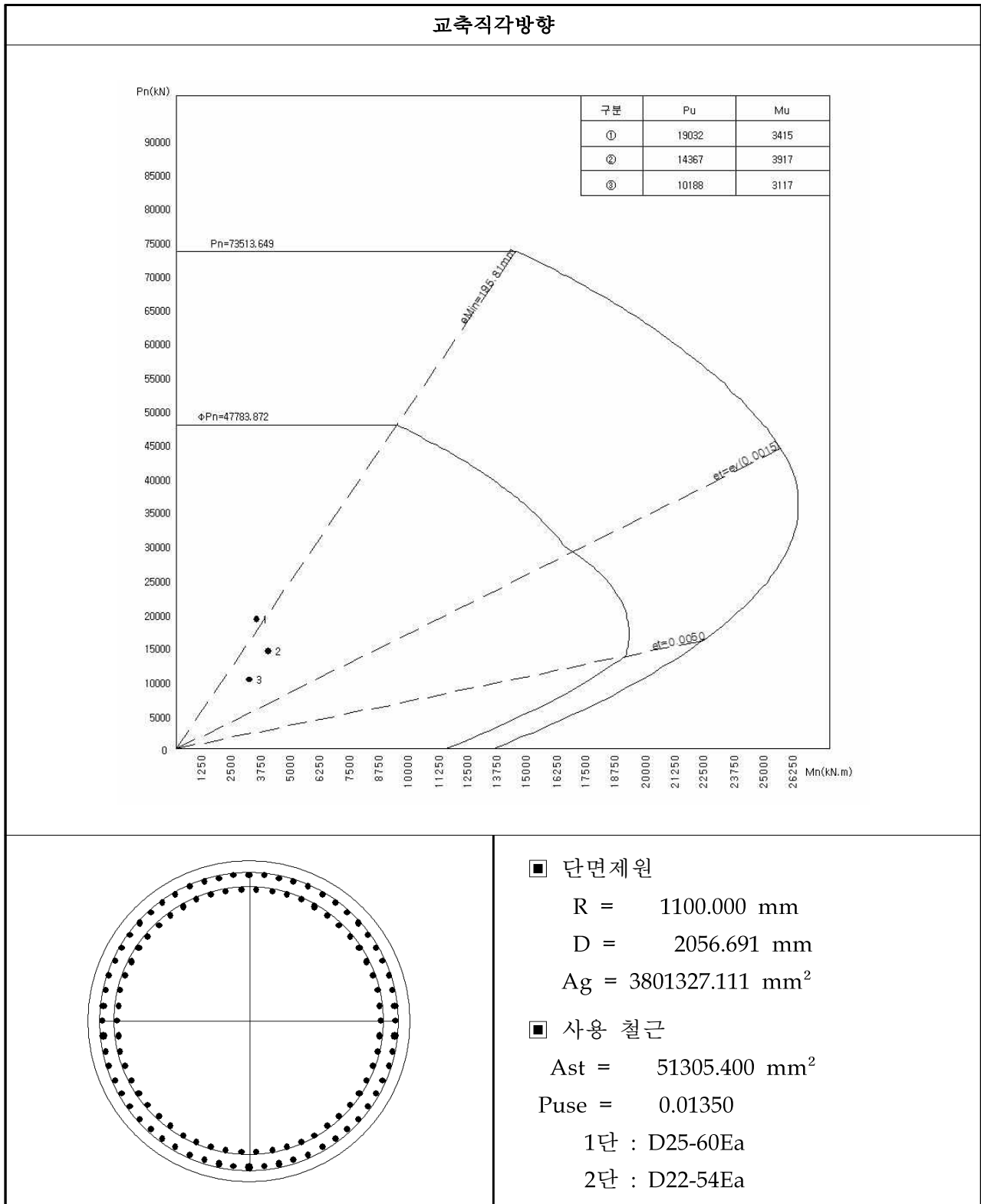
【표 5.4.20】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P9)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	O.K	47783.873	19032.184	3415.080	2.511	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	29892.453	13812.469	7591.108	2.164	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	26002.968	10738.694	7395.622	2.421	O.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	O.K	42842.630	14367.090	4031.777	2.982	O.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	O.K	40766.009	10188.154	3239.006	4.001	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

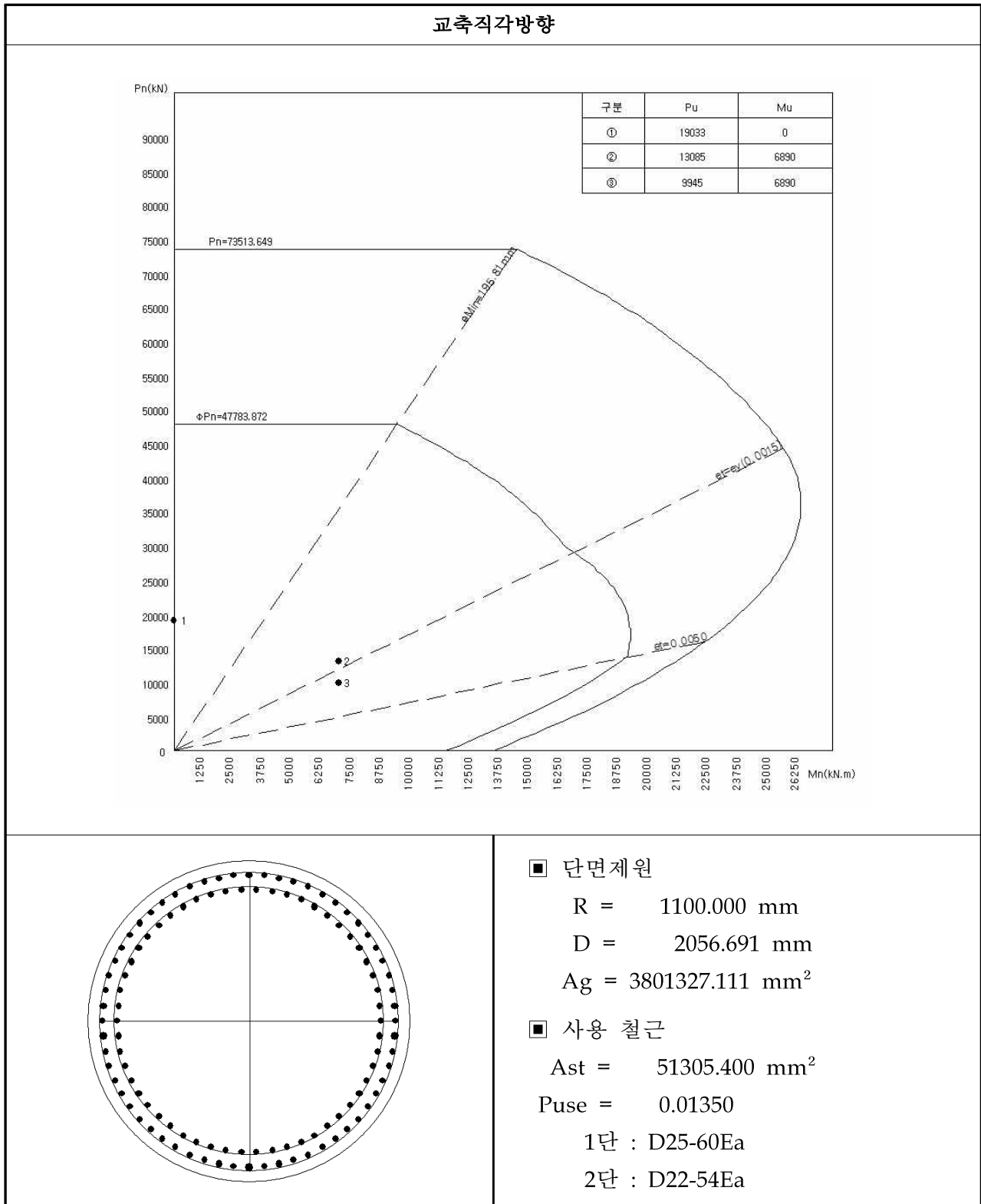
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



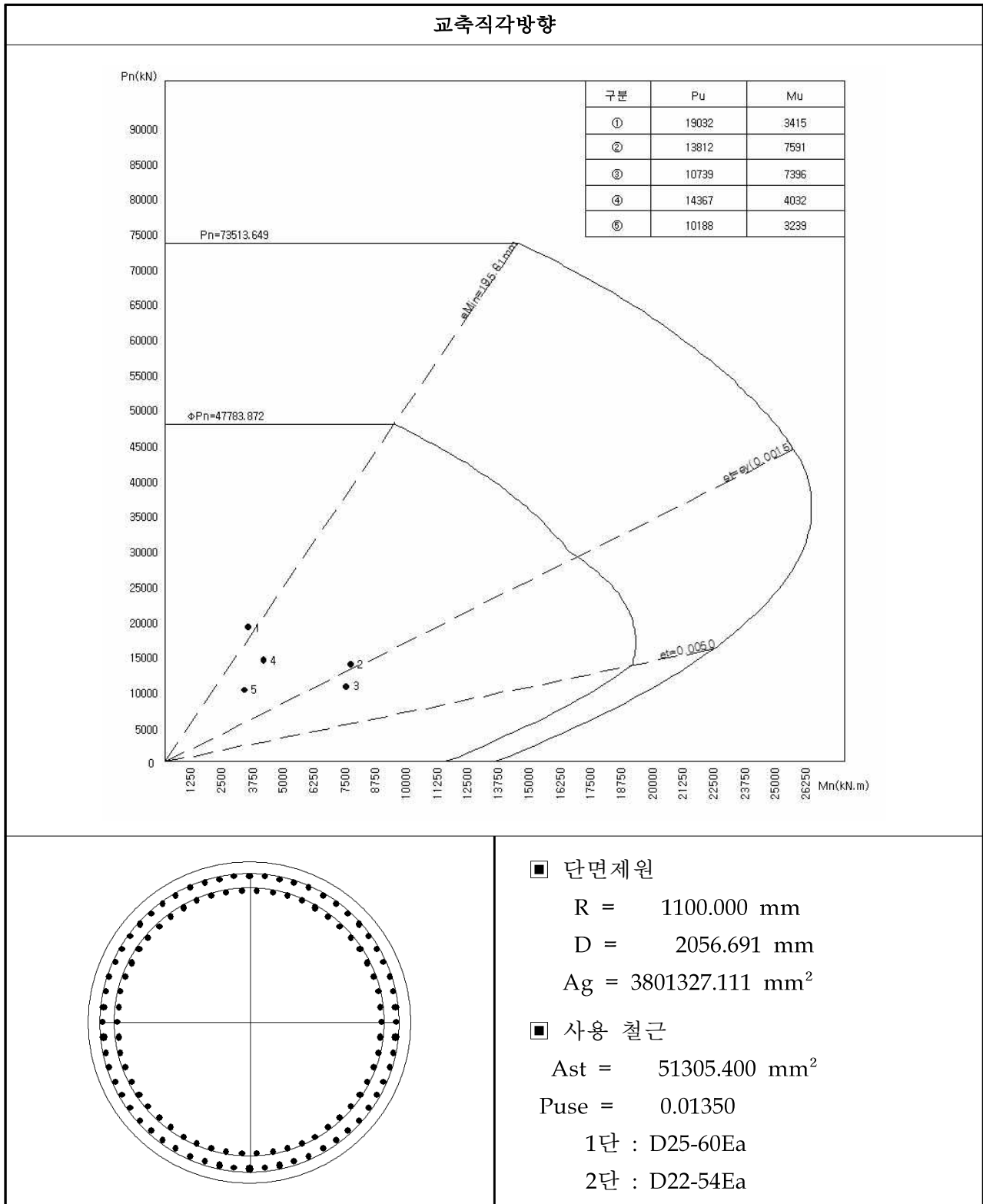
【그림 5.4.18】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.19】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.20】 P-M 상관도(합성부재력)

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 대구방향(5@52, S6~S10)

5.5.1.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.1】 상부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	측경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{158.175} = 1.201$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{10.425} = 10.552$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{169.935} = 1.118$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{9.512} = 11.564$	A	MPa
	부모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{109.971} = 1.728$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{61.068} = 1.801$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{147.181}{106.108} = 1.387$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.961}{91.766} = 1.155$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P9	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{44061.518}{15032.826} = 2.931$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{11423.358}{3897.400} = 2.931$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{34982.491}{10548.425} = 3.316$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{15075.394}{4545.750} = 3.316$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{40238.164}{7629.217} = 5.274$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{19095.786}{3620.590} = 5.274$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{47783.873}{15034.489} = 3.178$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{0.000}{0.000} = 3.178$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{31270.088}{10301.017} = 3.036$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{16100.138}{5303.720} = 3.036$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{30725.327}{7828.773} = 3.925$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{20815.335}{5303.720} = 3.925$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{44061.518}{15032.826} = 2.931$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{11423.358}{3897.400} = 2.931$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{26841.583}{10139.510} = 2.647$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{17646.602}{6666.071} = 2.647$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{26369.069}{8031.720} = 3.283$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{20792.683}{6333.216} = 3.283$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{34745.761}{10548.425} = 3.294$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{15147.715}{4598.677} = 3.294$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{39841.825}{7629.217} = 5.222$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{19202.801}{3677.099} = 5.222$		kN · m

5.5.1.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.3】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	147.181	14.031	17.063	106.108	$\frac{147.181-1.3 \times 14.031}{2.15 \times 17.063}$	3.515	DB-24 이상
중양부	105.961	5.469	33.28	91.766	$\frac{105.961-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 33.28}$	1.382	“

【표 5.5.4】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중양부	상부 플랜지	103.035	5.867	10.650	190	$\frac{190-(103.035+5.867)}{10.65}$	7.615	DB24 이상
		하부 플랜지	-92.659	-23.272	-42.244	-190	$\frac{190-(92.659+23.272)}{42.244}$	1.753	“
	지점부	상부 플랜지	-105.015	-21.041	-33.571	-190	$\frac{190-(105.015+21.041)}{33.571}$	1.905	“
		하부 플랜지	98.685	27.451	43.799	190	$\frac{190-(98.685+27.451)}{43.799}$	1.458	“
	중앙경간 중양부	상부 플랜지	59.761	3.489	8.892	190	$\frac{190-(59.761+3.489)}{8.892}$	14.254	“
		하부 플랜지	-57.405	-14.813	-37.753	-190	$\frac{190-(57.405+14.813)}{37.753}$	3.120	“

5.5.2 대구방향(45+4@52, S11~S15)

5.5.2.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.5】 상부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	측경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{155.174} = 1.224$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{10.425} = 10.552$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{164.252} = 1.157$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{9.512} = 11.564$	A	MPa
	부모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{89.934} = 2.113$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{61.068} = 1.801$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{147.181}{128.963} = 1.141$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.961}{91.766} = 1.155$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.6】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P11	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{43669.615}{13961.349} = 3.128$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{11619.781}{3714.890} = 3.128$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{35858.598}{10755.953} = 3.334$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{14800.304}{4439.420} = 3.334$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{40567.938}{7772.793} = 5.219$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{19004.599}{3641.270} = 5.219$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{47783.873}{13962.087} = 3.422$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{0.000}{0.000} = 3.422$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{30707.269}{9761.667} = 3.146$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{16236.181}{5161.390} = 3.146$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{29965.827}{7418.867} = 4.039$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{20847.566}{5161.390} = 4.039$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{43669.615}{13961.349} = 3.128$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{11619.781}{3714.890} = 3.128$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{27649.349}{10339.056} = 2.674$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{17358.359}{6490.896} = 2.674$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{27650.657}{8183.278} = 3.379$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{20852.591}{6171.374} = 3.379$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{35587.010}{10755.953} = 3.309$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{14887.303}{4499.595} = 3.309$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{40134.071}{7772.793} = 5.163$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{19123.550}{3703.671} = 5.163$		kN · m

5.5.2.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.7】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	147.181	8.727	42.87	128.963	$\frac{147.181-1.3 \times 8.727}{2.15 \times 42.87}$	1.474	DB-24 이상
중양부	105.961	5.469	33.28	91.766	$\frac{105.961-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 33.28}$	1.382	“

【표 5.5.8】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중양부	상부 플랜지	101.696	5.811	11.198	190	$\frac{190-(101.696+5.811)}{11.198}$	7.367	DB24 이상
		하부 플랜지	-91.456	-21.769	-41.949	-190	$\frac{190-(91.456+21.769)}{41.949}$	1.830	“
	지점부	상부 플랜지	-102.864	-19.869	-32.852	-190	$\frac{190-(102.864+19.869)}{32.852}$	2.048	“
		하부 플랜지	96.617	25.49	42.145	190	$\frac{190-(96.617+25.49)}{42.145}$	1.611	“
	중앙경간 중양부	상부 플랜지	42.711	2.743	8.494	190	$\frac{190-(42.711+2.743)}{8.494}$	17.017	“
		하부 플랜지	-43.943	-11.225	-34.766	-190	$\frac{190-(43.943+11.225)}{34.766}$	3.878	“

5.5.3 부산방향(5@52, S6~S10)

5.5.3.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.9】 상부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	측경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{135.735} = 1.400$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{10.425} = 10.552$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{145.147} = 1.309$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{9.512} = 11.564$	A	MPa
	부모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{92.872} = 2.046$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{61.068} = 1.801$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{147.181}{129.844} = 1.134$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.961}{91.766} = 1.155$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.10】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P9	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{47783.873}{18955.625} = 2.521$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{8523.752}{3381.330} = 2.521$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{43310.960}{14349.418} = 3.018$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{11797.026}{3908.490} = 3.018$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{41439.281}{10175.974} = 4.072$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{12669.229}{3111.100} = 4.072$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{47783.873}{18957.390} = 2.521$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{0.000}{0.000} = 0.000$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{30840.662}{13074.460} = 2.359$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{16204.742}{6869.770} = 2.359$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{25932.680}{9936.590} = 2.610$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{17928.841}{6869.770} = 2.610$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{47783.873}{18955.625} = 2.521$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{8523.752}{3381.330} = 2.521$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{29929.073}{13795.477} = 2.169$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{16420.359}{7568.784} = 2.169$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{26034.373}{10725.834} = 2.427$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{17898.807}{7374.083} = 2.427$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{42869.185}{14349.418} = 2.988$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{12010.276}{4020.148} = 2.988$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{40793.731}{10175.974} = 4.009$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{12948.743}{3230.057} = 4.009$		kN · m

5.5.3.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.11】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	147.181	9.239	43.054	129.844	$\frac{147.181-1.3 \times 9.239}{2.15 \times 43.054}$	1.460	DB-24 이상
중앙부	105.961	5.469	33.28	91.766	$\frac{105.961-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 33.28}$	1.382	“

【표 5.5.12】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	95.525	4.817	9.483	190	$\frac{190-(95.525+4.817)}{9.483}$	9.455	DB24 이상
		하부 플랜지	-85.906	-16.786	-33.043	-190	$\frac{190-(85.906+16.786)}{33.043}$	2.642	“
	지점부	상부 플랜지	-99.877	-15.213	-29.548	-190	$\frac{190-(99.877+15.213)}{29.548}$	2.535	“
		하부 플랜지	90.108	18.706	36.333	190	$\frac{190-(90.108+18.706)}{36.333}$	2.234	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	55.492	2.739	7.77	190	$\frac{190-(55.492+2.739)}{7.77}$	16.959	“
		하부 플랜지	-53.305	-10.314	-29.253	-190	$\frac{190-(53.305+10.314)}{29.253}$	4.320	“

5.5.4 부산방향(45+4@52, S11~S15)

5.5.4.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.13】 상부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	측경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{137.853} = 1.378$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{10.425} = 10.552$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{155.131} = 1.225$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{9.512} = 11.564$	A	MPa
	부모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{139.917} = 1.358$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{61.068} = 1.801$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{147.181}{129.844} = 1.134$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.961}{78.662} = 1.347$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.14】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P9	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{47783.873}{19032.184} = 2.511$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{8574.200}{3415.080} = 2.511$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{43295.598}{14367.090} = 3.014$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{11804.614}{3917.210} = 3.014$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{41427.855}{10188.154} = 4.066$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{12674.260}{3116.920} = 4.066$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{47783.873}{19032.999} = 2.511$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{0.000}{0.000} = 2.511$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{30793.766}{13085.005} = 2.353$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{16215.824}{6890.490} = 2.353$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{25892.300}{9944.603} = 2.604$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{17940.448}{6890.490} = 2.604$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{47783.873}{19032.184} = 2.511$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{8574.200}{3415.080} = 2.511$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{29892.453}{13812.469} = 2.164$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{16428.405}{7591.108} = 2.164$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{26002.968}{10738.694} = 2.421$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{17907.962}{7395.622} = 2.421$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{42842.630}{14367.090} = 2.982$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{12022.750}{4031.777} = 2.982$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{40766.009}{10188.154} = 4.001$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{12960.282}{3239.006} = 4.001$		kN · m

5.5.4.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.15】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	147.181	9.239	43.054	129.844	$\frac{147.181-1.3 \times 9.239}{2.15 \times 43.054}$	1.460	DB-24 이상
중양부	105.961	5.469	33.28	78.662	$\frac{105.961-1.3 \times 5.469}{2.15 \times 33.28}$	1.382	“

【표 5.5.16】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중양부	상부 플랜지	96.954	4.851	9.688	190	$\frac{190-(96.954+4.851)}{9.688}$	9.104	DB24 이상
		하부 플랜지	-87.191	-16.904	-33.758	-190	$\frac{190-(87.191+16.904)}{33.758}$	2.545	“
	지점부	상부 플랜지	-102.028	-15.629	-30.69	-190	$\frac{190-(102.028+15.629)}{30.69}$	2.357	“
		하부 플랜지	95.571	19.945	39.615	190	$\frac{190-(95.571+19.945)}{39.615}$	1.880	“
	중앙경간 중양부	상부 플랜지	80.853	3.848	7.275	190	$\frac{190-(80.853+3.848)}{7.275}$	14.474	“
		하부 플랜지	-89.99	-17.272	-32.655	-190	$\frac{190-(89.99+17.272)}{32.655}$	2.534	“

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향 (5@52, S6~S10)

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.155 및 1.118로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P9의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.647로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

2) 대구방향 (45+4@52, S11~S15)

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.141 및 1.157로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P11의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.674로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

3) 부산방향 (5@52, S6~S10)

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.134 및 1.309로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P9의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.169로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

4) 부산방향 (45+4@52, S11~S15)

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.134 및 1.225로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P11의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.164로서 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

교각 코핑부에 대해 설계당시 수평전단철근 최소 규정 및 극한전단강도 산정 실수로 극한전단강도에 대한 공칭전단강도가 부족한 것으로 판단되었다.

- 수직전단철근 검토 : $A_v > 0.0025bd$ (시방서) $\rightarrow A_v > 0.0015bd$ (오류) N.G 발생(설계규정 변경)
- 수평전단철근 검토 : $A_h > 0.0015bd$ (시방서) $\rightarrow A_h > 0.0025bd$ (오류)(설계규정 변경)
- 공칭전단강도 검토 : $V_u = 1024.324$ (해석치) $\rightarrow V_u = 955.378$ (적용치) N.G 발생(적용오류)
- 전단강도감소계수 : $\phi = 0.8$ (설계당시 규정) $\rightarrow \phi = 0.75$ (현재 규정) N.G 발생(설계규정 변경)

구 분	ϕM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ϕV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	18406.525	12261.380	1.501	9325.993	10905.3	0.855	N.G

현행 설계기준에 따라 코핑부를 깊은보로 검토한 결과 공칭모멘트는 1.501의 충분한 안전율을 확보하고 있으나 전단강도는 0.855로 안전율이 다소 부족한 결과를 보이거나 특별한 구조적 손상이 발견되지 않은바 특별한 주의 관찰이 필요하다.