

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개 요

5.2 상부구조 안전성 평가

5.3 기본내하력 평가

5.4 하부구조 안전성평가

5.5 안전성평가 결과요약

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개요

5.1.1 안전성검토

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

가. 검토단면 선정 및 사유

본 진단시 상부구조는 전체모델링을 통해 검토하였으며, 하부구조의 안전성 검토단면은 경간 구성(경간장 및 연속 경간수), 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, P2	- 교각형식 : T형, 기초형식 : 직접기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		동대구JCT3교의 교각은 T형이고 기초는 직접기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 구조 및 기초형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 부재를 1개소 선정하였다. ⇒ P2

나. 검토조건

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

【표 5.1.2】 설계 당시와 금회 정밀안전진단시 구조검토 조건비교

구 분		설 계 당 시	금차 정밀안전진단시	비 고
설계기준		- 도로교 설계기준(2000) - 콘크리트 구조설계기준(1999)	- 도로교 설계기준(2010) - 콘크리트 구조기준(2012)	
적용 하중	강거더	고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차	고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차	
	바닥판	- 고정하중, 활하중, 풍하중, 차량 충돌하중, 원심하중 - 좌·우측 방호벽 높이 : 1,080mm	- 고정하중, 활하중, 풍하중, 차량 충돌하중, 원심하중 - 좌·우측 방호벽 높이 : 1,080mm	
플랜지 및 바닥판 유효폭		유효폭 고려	유효폭 고려	
활하중 재하		차량의 편심재하에 대한 설계가 중요한 곡선교인 경우 3.0m 간격으로 하중재하	차량의 편심재하에 대한 설계가 중요한 곡선교인 경우 3.0m 간격으로 하중재하	

【표 5.1.3】 구조검토시 적용 물성치 및 하중조건

구 분		설 계 도 서	현 장 측 정	적 용	비고
적용단면		- 콘크리트 바닥판 : 전구간 동일단면 - 강박스거더 : 경간별 최대정모멘트부 및 최대부모멘트부 - 교각 : P2		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용 재료	설계 강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부 : 27.3~28.7MPa - 하부 : 24.5~25.3MPa	- 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 27.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성 계수	- 콘크리트 - 상부 : 246,000kgf/cm² - 하부 : 232,000kgf/cm² - 철근 : 2,040,000kgf/cm² - 강재 : 2,100,000kgf/cm²	- 콘크리트 : 현 설계기준 적용 $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} (f_{cu} = f_{ck} + \Delta f \text{ MPa})$ $\Delta f = 4 \text{ MPa} (f_{ck} \leq 40), 6 \text{ MPa} (f_{ck} \geq 60)$ - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{31} = 26,701 \text{ MPa}$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811 \text{ MPa}$ - 철근 : 200,000MPa - 강재 : 205,000MPa		
철근 간격 / 피복 두께	바닥판	100~300/40.0~60.0	준공도면과 전반적으로 일치	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교각	100~400/100.0~200.0			
하중 종류	고정 하중	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 2.5 \text{ tf/m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 2.3 \text{ tf/m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 7.85 \text{ tf/m}^3$	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 23.0 \text{ kN/m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	
	활하중	DB-24, DL-24	DB-24, DL-24		
	온도차	- 온도차 : $\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}		
	크리프	크리프 계수 : 2	크리프 계수 : 2		
	건조 수축	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 15×10^{-5}	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 27×10^{-5}	현 설계기준상의 값 적용	
	원심 하중	적용 높이 : 1.8m	적용 높이 : 1.8m	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	

다. 검토방법

동대구JCT3교는 1등급교(DB-24, DL-24)로 설계되어 있으며, 도로교 설계기준(2010)에 따라 강박스거더는 허용응력설계법, 바닥판과 하부구조(교각)는 강도설계법을 적용하여 안전성평가를 실시하였다.

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

5.1.2 내하력평가

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

가. 구조해석 및 검토의 기본가정

- 1) 사용된 해석모델은 Frame Element(강박스거더, 가로보)를 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

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $50.0+58.0+75.0 = 183.0\text{m}$
- ③ 교량폭원 : 9.0m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.5\text{m}$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

- ① 콘크리트
 - ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa (바닥판)
 - ㉡ 탄성계수(E_c) : $26,701\text{MPa}$ (바닥판)
 - ㉢ 전단탄성계수(G_c) : $10,270\text{MPa}$ (바닥판)
- ② 철근(SD400)
 - ㉠ 항복강도(f_y) : 400.0MPa
 - ㉡ 탄성계수(E_s) : $200,000\text{MPa}$
 - ㉢ 허용압축응력 : $f_{ca} = 180.0\text{MPa}$
 - ㉣ 허용인장응력 : $f_{ta} = 160.0\text{MPa}$
- ③ 강재
 - ㉠ 주부재 : SM490
 - ㉡ 부부재 : SM400
 - ㉢ 탄성계수(E_{st}) : $205,000\text{MPa}$
 - ㉣ 전단탄성계수(G_{st}) : $79,000\text{MPa}$

㉔ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

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

㉕ 허용축방향압축응력(MPa)

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

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) : 1.2×10^{-5}

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

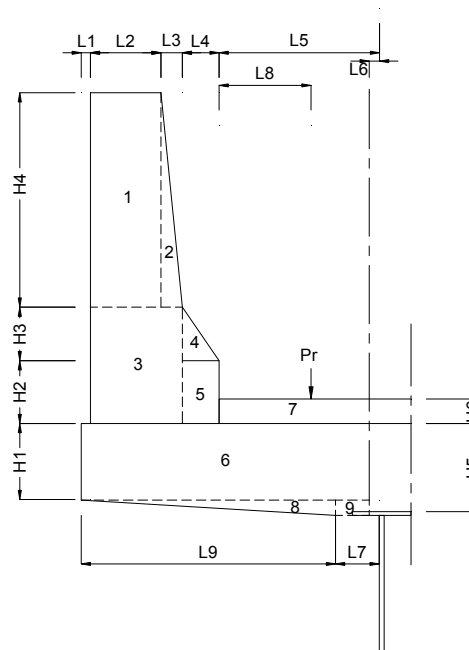
NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)	비 고
1	$0.23 \times 0.7 \times 25.0 = 4.025$	0.795	3.200	
2	$1/2 \times 0.07 \times 0.7 \times 25.0 = 0.613$	0.657	0.403	
3	$0.3 \times 0.38 \times 25.0 = 2.850$	0.760	2.166	
4	$1/2 \times 0.12 \times 0.175 \times 25.0 = 0.263$	0.570	0.150	
5	$0.12 \times 0.205 \times 25.0 = 0.615$	0.550	0.338	
6	$0.94 \times 0.25 \times 25.0 = 5.875$	0.470	2.761	
7	$0.49 \times 0.08 \times 23.0 = 0.902$	0.245	0.221	
8	$1/2 \times 0.83 \times 0.05 \times 25.0 = 0.519$	0.387	0.201	
9	$0.11 \times 0.05 \times 25.0 = 0.138$	0.055	0.075	
계	15.800		9.515	

콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3

아스팔트포장 단위중량 = 23.0 kN/m^3

트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0 kN

설계속도 = 60 km/hr



② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 윤택하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.190 + 1.14 = 1.292\text{m}$$

여기서, $X = 0.190\text{m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.19} = 0.373 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.190 \times (1+0.300)}{1.292} = 18.353\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

수평충돌력 H 가 상단부에 작용하는 것으로 한다.

$$H = 20.0 \text{ kN/m} \quad (\text{직선구간 : } 10.0 \text{ kN/m}, \text{ 곡선구간 : } 20.0 \text{ kN/m})$$

$$M_{co} = 20.000 \times 1.080 = 21.600\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0\text{kN/m}^2 \times 1.000\text{m} = 3.000\text{kN/m}$$

$$M_w = 3.000 \times 0.580 = 1.740\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 원심하중

교면상 1.8M 높이에서 작용

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{60^2}{350} (\%) = 8.126 (\%)$$

$$P_{cf} = \frac{Pr}{E} \times \frac{8.126}{100} = 6.038 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{cf} = 6.038 \times 1.8 = 10.868\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 65.957 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 78.437 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 51.488 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 39.426 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 38.736 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께($X \leq 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (28 \cdot X + 18) = (28 \times 0.190 + 18) = 233.2 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 233.2 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 단면검토

• 검토조건

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

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

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

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

• 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

• 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 78.437 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

$$\text{탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8.0$$

$$\text{철근비}(\rho) = A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 240.0) = 0.00662$$

$$\text{중립축}(k) = -n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.277$$

$$\text{중립축 거리}(x) = k \times d = 0.277 \times 240.0 = 66.48$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.277/3 = 0.908$$

$$\begin{aligned} \text{철근응력}(f_s) &= M / (A_s \times j \times d) = 38.736 / (1588.8 \times 0.908 \times 240.0) \\ &= 111.879 \text{ MPa} < 0.6 F_y = 240 \text{ MPa} \text{이므로, } \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\text{최소 두께}(c_c) = 60.0 - 16.0/2 = 52.00 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c \\ &= 375 \times (210 / 111.879) - 2.5 \times 52.000 = 573.885 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 111.879) = 563.108 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 563.108 \text{ mm}$$

$$\text{철근 평균간격 } s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 563.108 \text{ mm} \text{이므로, } \therefore \text{O.K}$$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 1.880^2}{10} = 2.859\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=1.880m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 1.880} = 0.358 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(1.88+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 32.240\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 32.240 = 25.792\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{60^2}{350} (\%) = 8.126 (\%)$$

$$(P/E) L / 4 = (L + 0.6) P / 9.6$$

$$\therefore E = 2.4 L / (L + 0.6) = 1.819$$

$$P_{cf} = P_r / E \times 8.126 / 100 = 4.289\text{kN/m}$$

$$M_{cf} = 4.289 \times 1.80 = 7.720 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_u = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 69.206 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 36.371 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 1.88 + 130) = 186.4 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

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

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 105.961\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

• 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 105.961\text{kN}\cdot\text{m} > Mu = 69.206\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

$$\bullet \text{탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8.0$$

$$\bullet \text{철근비}(\rho) = A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.00757$$

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

$$\bullet \text{중립축 거리}(x) = k \times d = 0.293 \times 210.0 = 61.530$$

$$\bullet j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{철근응력}(f_s) &= M / (A_s \times j \times d) = 36.371 / (1588.8 \times 0.902 \times 210.0) \\ &= 120.854\text{Mpa} < 0.6F_y = 240\text{Mpa} \text{이므로, } \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\bullet \text{최소 두께}(c_c) = 40.0 - 16.0/2 = 32.00 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210 / 120.854) - 2.5 \times 32.000 = 571.613\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 120.854) = 521.290\text{mm} \end{aligned}$$

$$\bullet \text{철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 521.290\text{mm}$$

$$\bullet \text{철근 평균간격 } s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 521.290\text{mm} \text{이므로, } \therefore \text{O.K}$$

4) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.53로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과

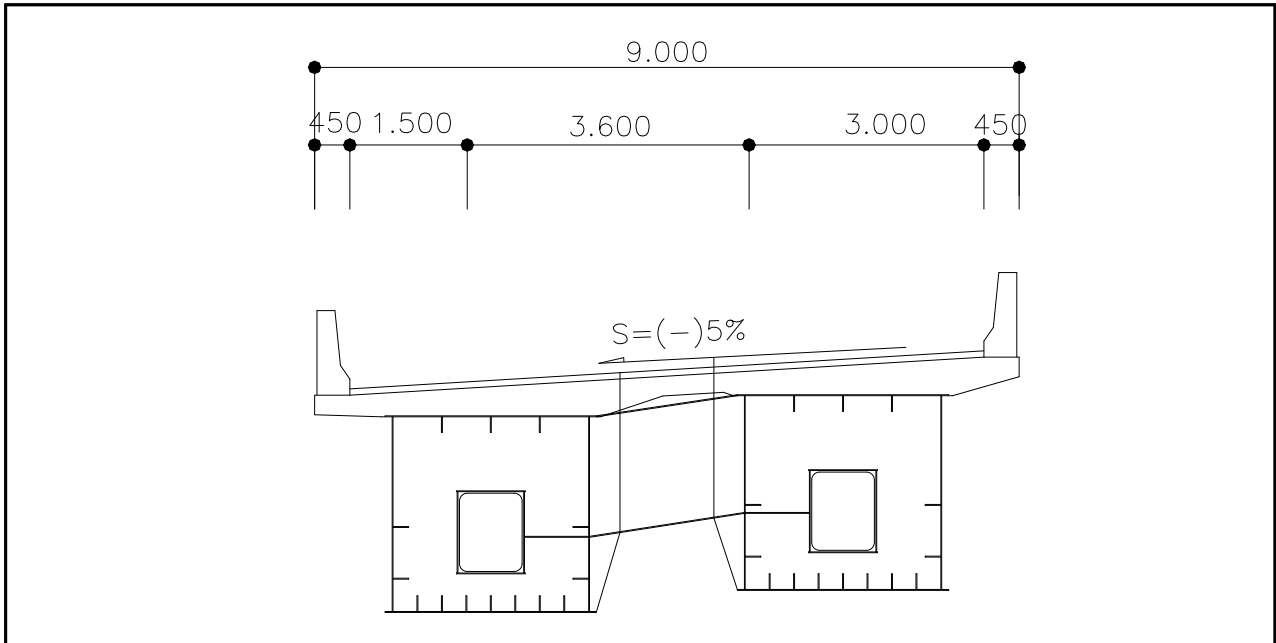
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	78.437	122.167	1.56	O.K
중양부	69.206	105.961	1.53	O.K

【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	38.736	111.879	240.000	125.000	563.108	O.K
중양부	36.371	120.854	240.000	125.000	521.290	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.1】 해석단면

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

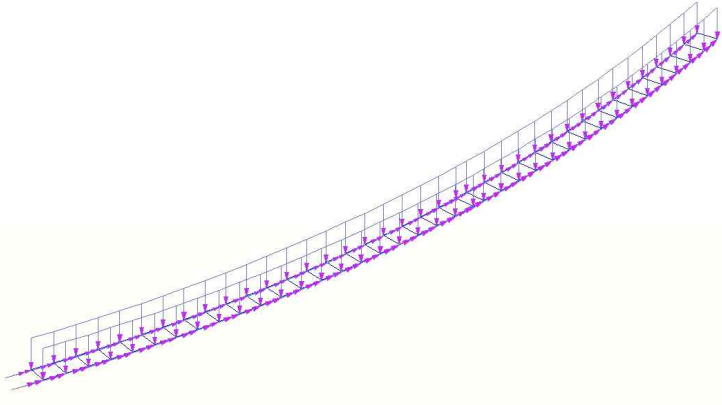
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 43.59% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

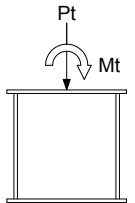
구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	17.723	21.068	38.791	4.181	
G2	2.500	17.413	21.528	38.941	5.144	

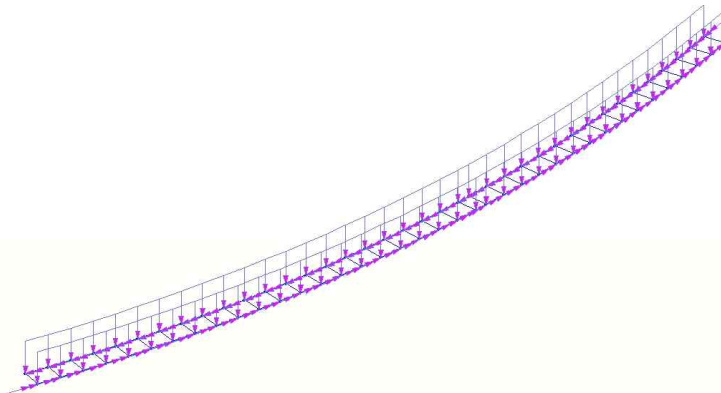
구 분	하 중 재 하 도
바닥판 자중 하중재하도	

【그림 5.2.2】 하중재하도(바닥판 자중)

② 합성후 고정하중

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

구분	방호벽 자중		포장 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt (kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN.m/m)	
G1	8.370	-18.758	7.452	1.680	
G2	8.370	18.758	7.452	-1.680	

구 분	하 중 재 하 도
합성후 고정하중 하중재하도	

【그림 5.2.3】 하중재하도(합성후 고정하중)

③ 활하중

구 분	활하중			
교 폭	• 9.000m			
지간장(L)	• 49.300m+58.000m+74.200m			
충격계수(i)	• 제1지간 $15 / (40+49.3) = 0.168 < 0.3 \quad \therefore i = 0.168$			
	• 제1내부지점 $15 / \{40+(49.3+58.0)/2\} = 0.160 < 0.3 \quad \therefore i = 0.160$			
	• 제2지간 $15 / (40+58.0) = 0.153 < 0.3 \quad \therefore i = 0.153$			
	• 제2내부지점 $15 / \{40+(58.0+74.2)/2\} = 0.141 < 0.3 \quad \therefore i = 0.141$			
	• 제3지간 $15 / (40+74.2) = 0.131 < 0.3 \quad \therefore i = 0.131$			
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	곡선교와 같이 차량의 편심재하에 대한 설계가 중요한 교량에서는 표준차로폭이나 설계차로폭에 관계없이 DB하중이나 DL하중을 표준점유폭인 3.0m마다 연속시켜서 설계차선수 이내로 최대의 편심효과가 일어날 수 있도록 재하 설계차로폭 W= 3.0m			
재하방법	• 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용 • DB-24, DL-24 재하 • 설계차로에 의거하여 2차로 재하 • DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하			

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

㉠ a) $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉠ b) $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

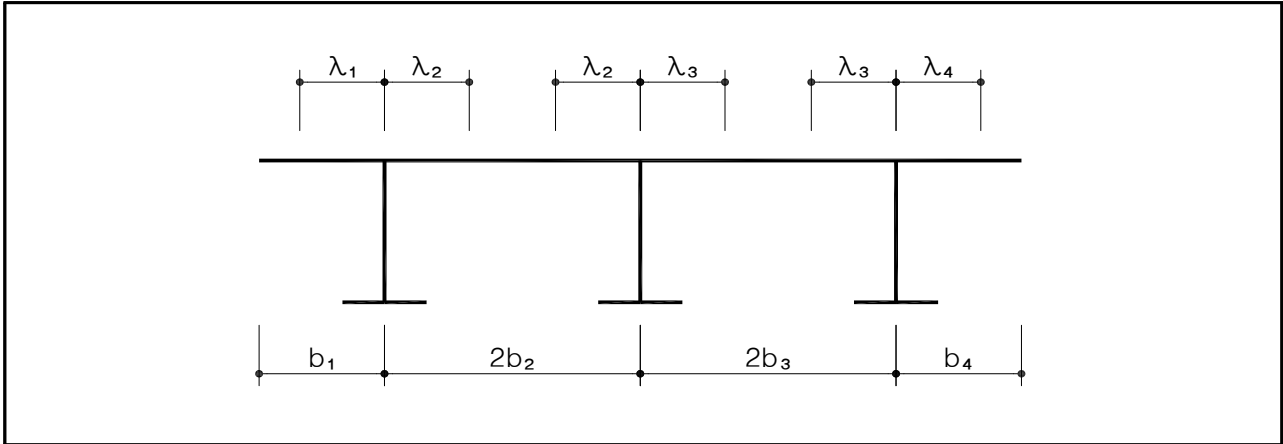
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.4】플랜지의 유효폭

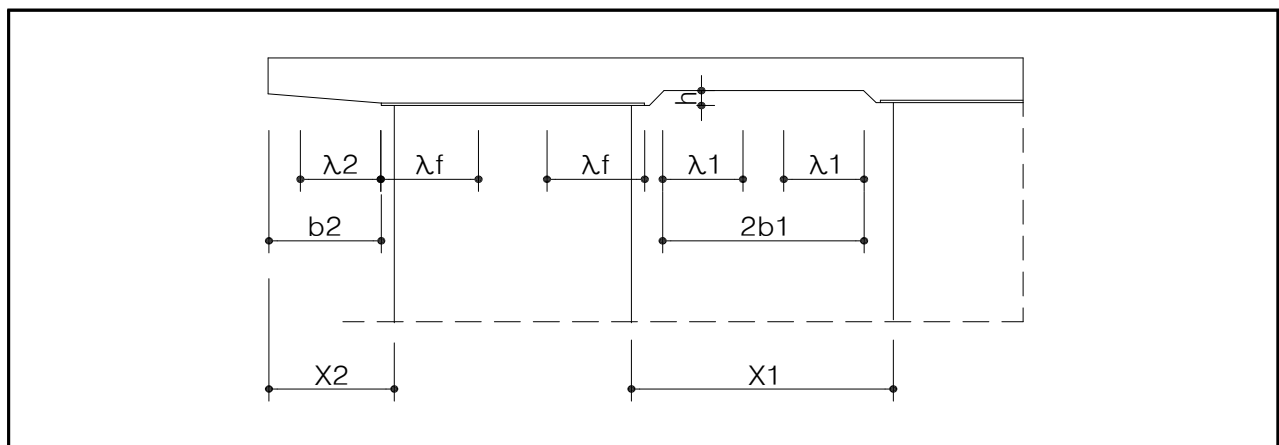
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	39.400	M	
1 경간지점부	21.450	M	
2 경간중앙부	34.800	M	
2 경간지점부	26.440	M	
3 경간중앙부	59.360	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	39.400	2.740	2.740	1.000	2.740	2.740	1.000	4.500	4.500	1.000
1 경간지점부	21.450	2.740	2.462	0.899	2.740	2.462	0.899	4.500	4.119	0.915
2 경간중앙부	34.800	2.740	2.740	1.000	2.740	2.740	1.000	4.500	4.500	1.000
2 경간지점부	26.440	2.740	2.537	0.926	2.740	2.537	0.926	4.500	4.230	0.940
3 경간중앙부	59.360	2.740	2.740	1.000	2.740	2.740	1.000	4.500	4.500	1.000

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

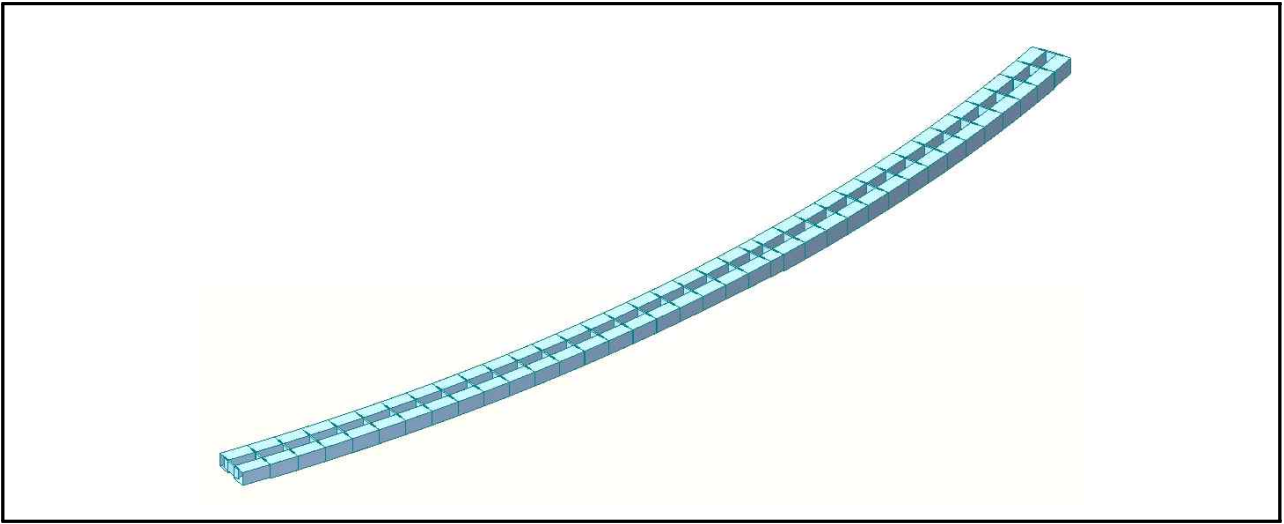
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	39.400	2.740	2.740	1.000	2.740	2.740	1.000	4.500	4.500	1.000
1~2 경간지점부	21.450	2.740	2.462	0.899	2.740	2.462	0.899	4.500	4.119	0.915
2 경간중앙부	34.800	2.740	2.740	1.000	2.740	2.740	1.000	4.500	4.500	1.000
2~3 경간지점부	26.440	2.740	2.537	0.926	2.740	2.537	0.926	4.500	4.230	0.940
3 경간중앙부	59.360	2.740	2.740	1.000	2.740	2.740	1.000	4.500	4.500	1.000

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

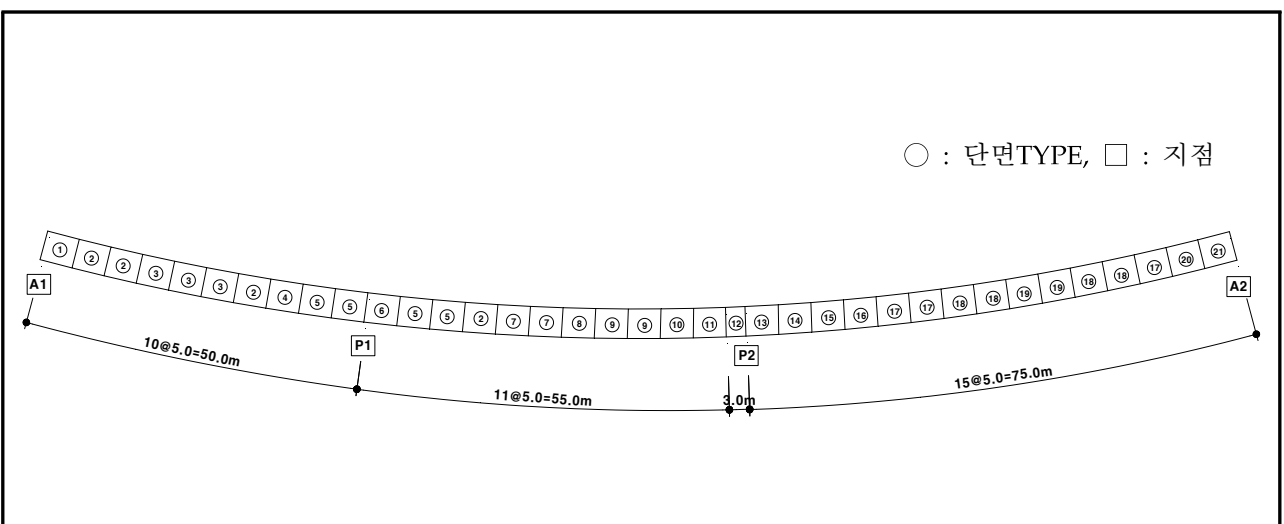
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할 만을 하므로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.6】 해석모델링

② 단면제정수

- 거더



【그림 5.2.7】 거더 단면위치

【표 5.2.6】 단면 제정수 산정

구 분	Area		Ixx		Iyy		Izz	
	합성전	합성후	합성전	합성후	합성전	합성후	합성전	합성후
단면 1	0.142	0.283	0.168	0.207	0.136	0.249	0.128	0.366
단면 2	0.147	0.287	0.190	0.232	0.163	0.296	0.136	0.373
단면 3	0.152	0.293	0.197	0.243	0.173	0.318	0.139	0.377
단면 4	0.155	0.296	0.190	0.232	0.176	0.326	0.136	0.373
단면 5	0.147	0.287	0.190	0.232	0.163	0.324	0.136	0.373
단면 6	0.158	0.298	0.203	0.252	0.178	0.363	0.143	0.380
단면 7	0.152	0.293	0.197	0.233	0.171	0.298	0.139	0.377
단면 8	0.161	0.301	0.197	0.233	0.184	0.328	0.139	0.377
단면 9	0.174	0.315	0.215	0.237	0.204	0.333	0.153	0.390
단면 10	0.220	0.360	0.264	0.283	0.292	0.446	0.183	0.420
단면 11	0.277	0.418	0.343	0.363	0.411	0.600	0.232	0.469
단면 12	0.303	0.443	0.379	0.401	0.504	0.749	0.252	0.489
단면 13	0.280	0.421	0.392	0.405	0.507	0.747	0.242	0.480
단면 14	0.237	0.377	0.357	0.385	0.405	0.627	0.215	0.452
단면 15	0.193	0.333	0.300	0.334	0.303	0.503	0.188	0.425
단면 16	0.201	0.342	0.300	0.335	0.317	0.506	0.188	0.425
단면 17	0.193	0.333	0.300	0.374	0.303	0.563	0.188	0.425
단면 18	0.242	0.384	0.364	0.406	0.418	0.685	0.218	0.456
단면 19	0.258	0.399	0.373	0.419	0.452	0.755	0.229	0.466
단면 20	0.176	0.317	0.280	0.344	0.267	0.482	0.177	0.415
단면 21	0.171	0.311	0.253	0.313	0.229	0.416	0.168	0.406
가로보	2.82×10^{-2}		1.354×10^{-6}		1.095×10^{-2}		5.425×10^{-5}	

여기서,

Area : 단면적 (m^2)

Ixx : 요소좌표계 x축 방향의 비틀림강성(Torsional Resistance) (m^4)

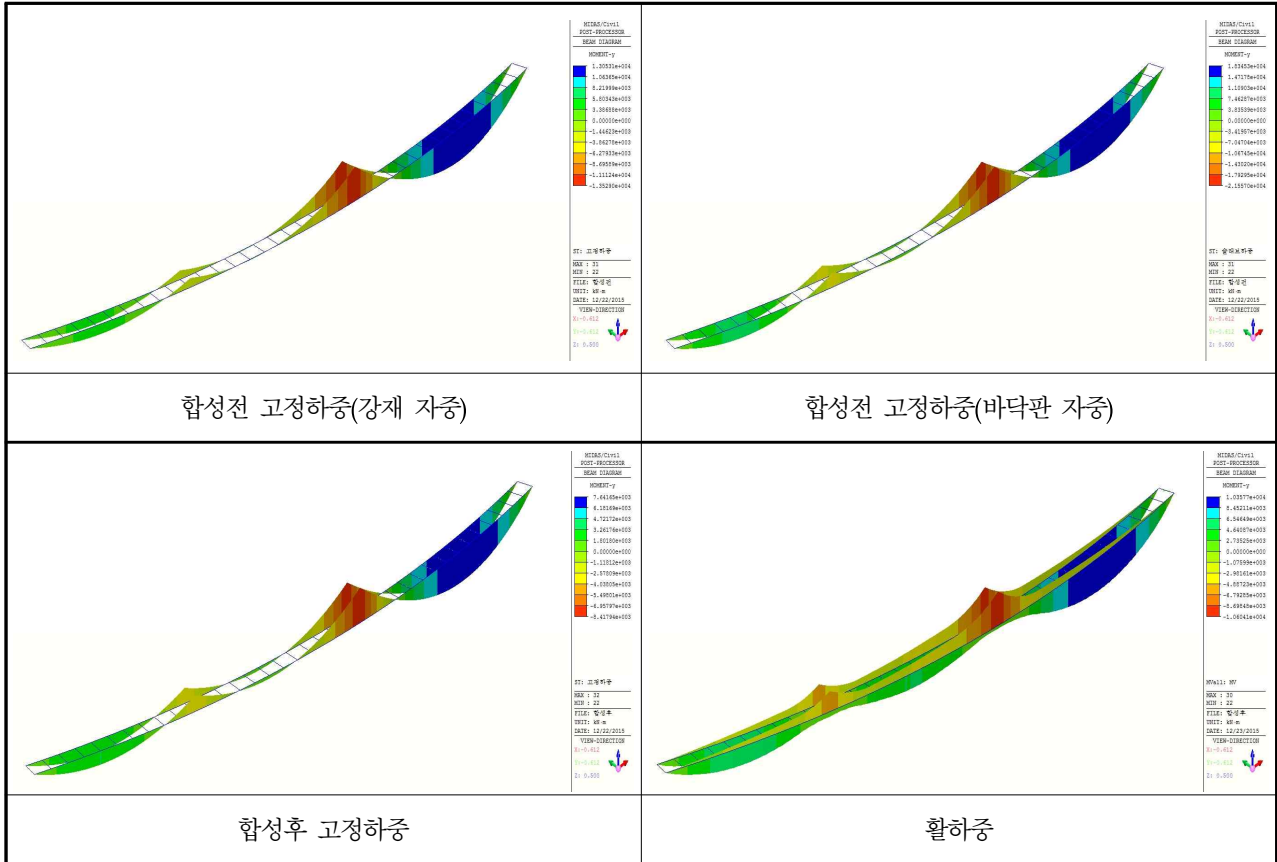
Iyy : 요소좌표계 y축 방향에 대한 단면2차모멘트(Area Moment of Inertia) (m^4)

Izz : 요소좌표계 z축 방향에 대한 단면2차모멘트(Area Moment of Inertia) (m^4)

5) 구조해석 결과

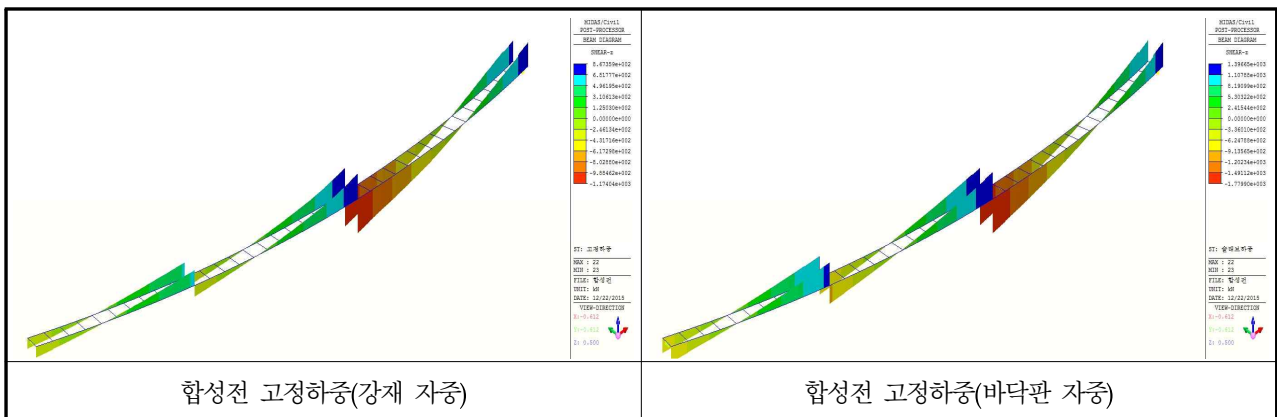
① 단면력도

㉠ 휨모멘트

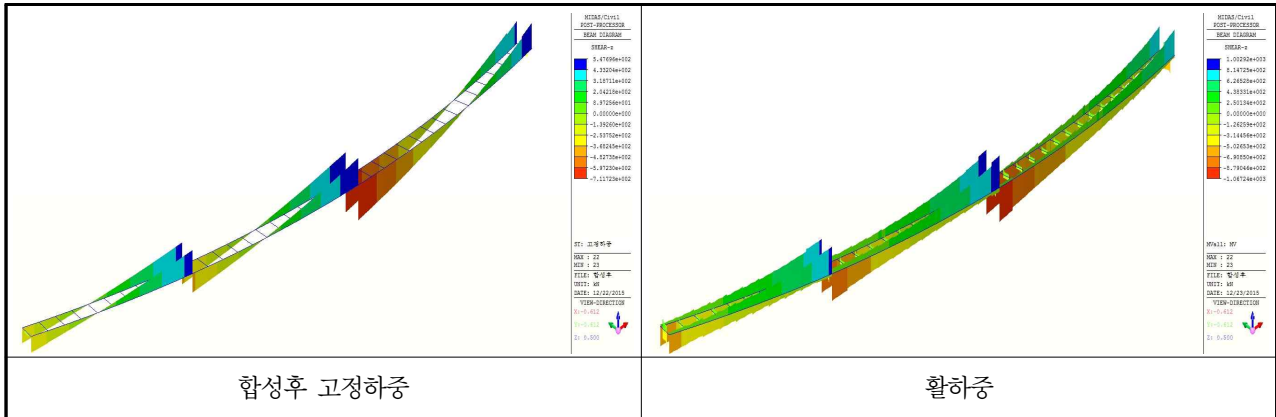


【그림 5.2.8】 휨모멘트도

㉡ 전단력



【그림 5.2.9】 전단력도



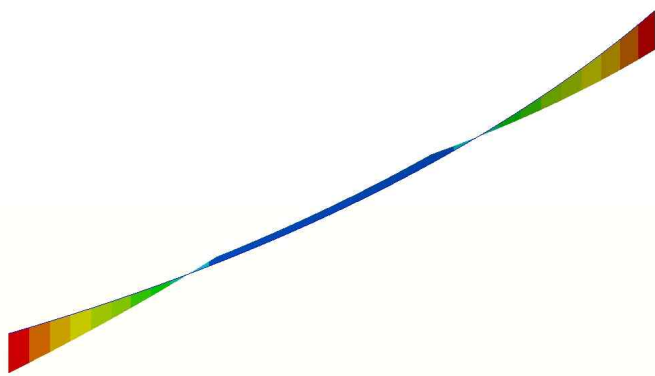
【그림 5.2.9】 전단력도(계속)

② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

콘크리트-강재 합성형 교량에서는 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 건조수축, 크리프, 강재-콘크리트 온도차에 의한 응력이 발생한다. 특히, 강합성형교가 2경간 이상의 연속 교일 경우에는 건조수축, 크리프, 온도차에 의해 부정정력이 추가로 발생되며 이와 같은 하중을 2차 모멘트라고 한다.

부정정계에서 2차 모멘트를 구하기 위하여 해석모델 교량의 양단에 단위 모멘트를 작용시켜 각 절점에서의 모멘트(이 값을 영향계수 k 라 함)를 구하여 이를 단면의 응력 검토시에 이용하였다.

【표 5.2.7】 영향계수 k 값 산출 결과

	구 분		k값
	G1	A1	1.016
		P1	-0.167
		P2	-0.231
		A2	1.007
	G2	A1	1.016
		P1	-0.167
		P5	-0.231
		A2	1.007

MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
1.01606e+000
9.02470e-001
7.68898e-001
6.78326e-001
5.61794e-001
4.46102e-001
3.34610e-001
2.21039e-001
1.07466e-001
0.00000e+000
-1.19678e-001
-2.33250e-001
ST: 2차-중첩
MAX : 1
MIN : 23
FILE: 2차-중첩
UNIT: MM-m
DATE: 12/22/2015
VIEW-DIRECTION
X1: -0.612
Y1: -0.612
Z1: 0.500



③ 단면력 산정결과

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

- 거더별 정모멘트부

【표 5.2.8】 최대정모멘트부(S3) 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	30,464.148	7,326.755	9,814.074	391.770	47,996.747
	전단력 (kN)	41.386	11.188	279.818	13.180	345.572
	비틀림모멘트 (kN · m)	-483.475	-158.891	-589.746	-13.857	-1,245.969
G2	휨모멘트 (kN · m)	31,394.897	7,641.649	10,314.035	412.322	49,762.903
	전단력 (kN)	29.241	8.639	279.680	13.453	331.013
	비틀림모멘트 (kN · m)	-472.646	-73.316	-590.635	-13.593	-1,150.19

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.9】 지점부 최대부모멘트부(P2) 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-33,654.850	-8,025.136	-9,866.898	-1,104.100	-52,650.984
	전단력 (kN)	2,105.951	520.508	983.352	52.505	3,662.316
	비틀림모멘트 (kN · m)	852.904	224.683	741.871	6.794	1,826.252
G2	휨모멘트 (kN · m)	-35,085.947	-8,417.935	-10,604.096	-891.962	-54,999.94
	전단력 (kN)	2,264.013	547.696	1,002.921	15.061	3,829.691
	비틀림모멘트 (kN · m)	834.816	172.072	731.390	6.884	1,745.162

6) 강박스거더의 응력 검토

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

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

① 정모멘트부

㉠ 거더 G1

㉡ 휨응력

【표 5.2.10】 G1 최대정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	112.551	-93.400	190.000	-190.00	1.69	2.03
1+2+3	136.401	-140.474	190.000	-190.00	1.39	1.35
1+2+3+4	143.681	-138.881	218.500	-190.00	1.52	1.37
1+2+3+4+5	157.067	-136.240	218.500	-190.00	1.39	1.39
1+2+3+4+5+6	168.586	-133.197	247.000	-218.50	1.47	1.64
1+2+3+4+5-6	145.548	-139.283	247.000	-218.50	1.70	1.57

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.940 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{157.067}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{9.940}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.517 + 0.008 = 0.525 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-140.474}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.940}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.547 + 0.008 = 0.555 < 1.2 \therefore O.K$$

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 5.2.11】 G1 최대정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.663	16.200	O.K(2.86)
	크리프, 건조수축 제외시	8.466	16.200	O.K(1.91)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	221.307	320.000	O.K(1.45)
	크리프, 건조수축 제외시	200.640	320.000	O.K(1.59)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-204.717	-320.000	O.K(1.56)
	크리프, 건조수축 제외시	-208.951	-320.000	O.K(1.53)

㉕ 거더 G2

㉔ 휨응력

【표 5.2.12】 G2 최대정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	115.990	-96.254	190.000	-190.000	1.64	1.97
1+2+3	140.976	-145.570	190.000	-190.000	1.35	1.31
1+2+3+4	148.569	-143.909	218.500	-190.000	1.47	1.32
1+2+3+4+5	161.955	-141.268	218.500	-190.000	1.35	1.34
1+2+3+4+5+6	173.474	-138.225	247.000	-218.500	1.42	1.58
1+2+3+4+5-6	150.436	-144.311	247.000	-218.500	1.64	1.51

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.321 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{140.976}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{9.321}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.551 + 0.007 = 0.558 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-145.570}{-190.000} \right)^2 + \left(\frac{9.321}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.587 + 0.007 = 0.594 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊦ 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 5.2.13】 G2 최대정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.946	16.200	O.K(2.72)
	크리프, 건조수축 제외시	8.796	16.200	O.K(1.84)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	228.169	320.000	O.K(1.40)
	크리프, 건조수축 제외시	207.189	320.000	O.K(1.54)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-212.462	-320.000	O.K(1.51)
	크리프, 건조수축 제외시	-216.764	-320.000	O.K(1.48)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1

㉡ 휨응력

【표 5.2.14】 G1 부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-103.980	101.902	-190.000	190.000	1.83	1.86
1+2+3	-129.786	154.069	-190.000	190.000	1.46	1.23
1+2+3+4	-133.501	148.009	-218.500	190.000	1.64	1.28
1+2+3+4+5	-127.856	157.614	-218.500	190.000	1.71	1.21
1+2+3+4+5+6	-121.228	167.621	-247.000	218.500	2.04	1.30
1+2+3+4+5-6	-134.485	147.608	-247.000	218.500	1.84	1.48

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 55.436 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-129.786}{-190.000} \right)^2 + \left(\frac{55.436}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.467 + 0.254 = 0.721 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{157.614}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{55.436}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.688 + 0.254 = 0.942 < 1.2 \therefore O.K$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.15】 G1 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-3.703	-16.200	O.K(4.37)
	크리프, 건조수축 제외시	-3.133	-16.200	O.K(5.17)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-172.832	-320.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	-174.761	-320.000	O.K(1.83)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	219.427	320.000	O.K(1.46)
	크리프, 건조수축 제외시	215.882	320.000	O.K(1.48)

㉕ 거더 G2

㉔ 휨응력

【표 5.2.16】 G2 부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-108.401	106.259	-190.000	190.000	1.75	1.79
1+2+3	-135.454	160.923	-190.000	190.000	1.40	1.18
1+2+3+4	-139.351	154.566	-218.500	190.000	1.57	1.23
1+2+3+4+5	-133.707	164.171	-218.500	190.000	1.63	1.16
1+2+3+4+5+6	-127.078	174.178	-247.000	218.500	1.94	1.25
1+2+3+4+5-6	-140.335	154.165	-247.000	218.500	1.76	1.42

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 57.155 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-135.454}{-190.000} \right)^2 + \left(\frac{57.155}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.508 + 0.270 = 0.778 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{164.171}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{57.155}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.747 + 0.270 = 1.017 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

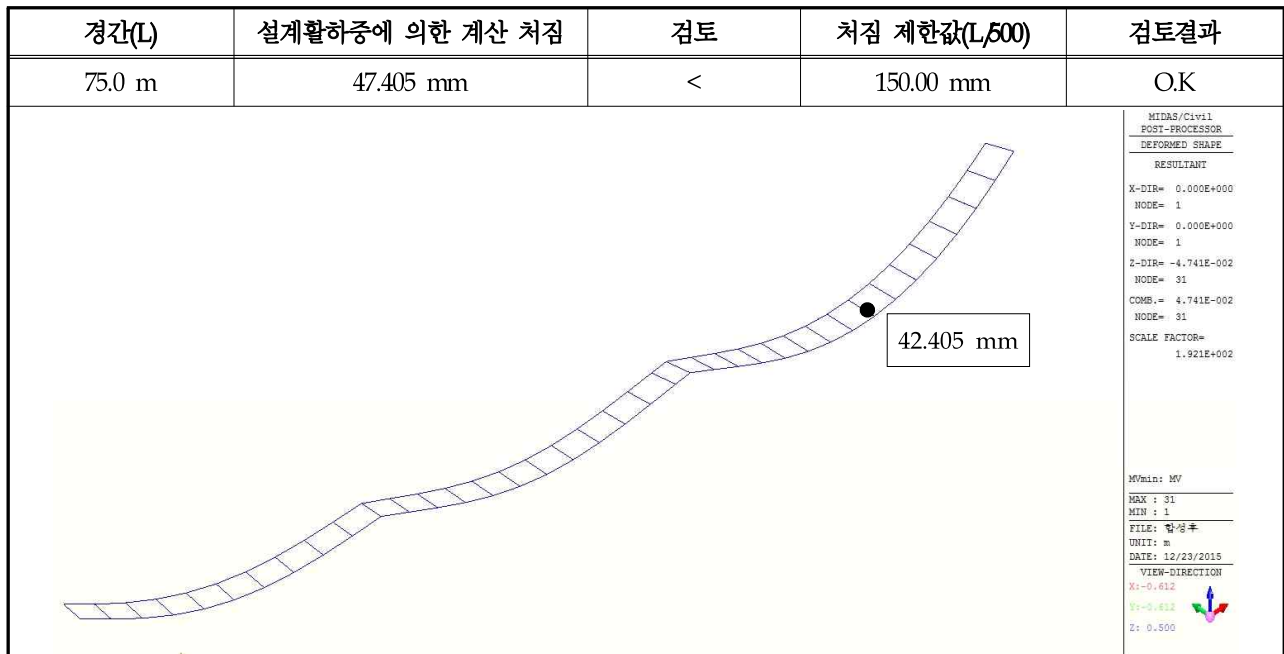
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.17】 G2 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-3.896	-16.200	O.K(4.16)
	크리프, 건조수축 제외시	-3.400	-16.200	O.K(4.76)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-180.989	-320.000	O.K(1.77)
	크리프, 건조수축 제외시	-182.736	-320.000	O.K(1.75)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	229.264	320.000	O.K(1.40)
	크리프, 건조수축 제외시	226.016	320.000	O.K(1.42)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.18】 반력 집계결과

(단위 : kN)

구 분		고정하중	활 하 중		지점침하		온도하중		합계		받침용량
			MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH-1	887.150	754.255	-151.333	141.166	-141.166	33.031	-33.031	1,815.602	561.620	2,000
	SH-2	1,442.447	911.997	-129.453	22.961	-22.961	98.312	-98.312	2,475.717	1,191.721	3,000
P1	SH-1	2,818.722	1,664.713	-216.751	92.717	-92.717	235.699	-235.699	4,811.851	2,273.555	6,000
	SH-2	3,112.768	1,671.339	-208.906	14.795	-14.795	181.534	-181.534	4,980.436	2,707.533	6,000
P2	SH-1	4,915.015	2,025.783	-151.473	102.425	-102.425	480.157	-480.157	7,523.380	4,180.960	9,000
	SH-2	5,293.951	2,064.624	-161.301	20.628	-20.628	256.024	-256.024	7,635.227	4,855.998	9,000
A2	SH-1	999.319	821.663	-252.576	4.699	-4.699	9.816	-9.816	1,835.497	732.228	2,500
	SH-2	2,914.489	1,294.587	-128.193	23.792	-23.792	156.771	-156.771	4,389.639	2,605.733	5,500

받침 최대반력이 허용용량을 하회하는 상태이며, 외관조사결과 구조적인 손상은 없는 것으로 확인된 바, 받침 용량은 양호한 것으로 판단된다.

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

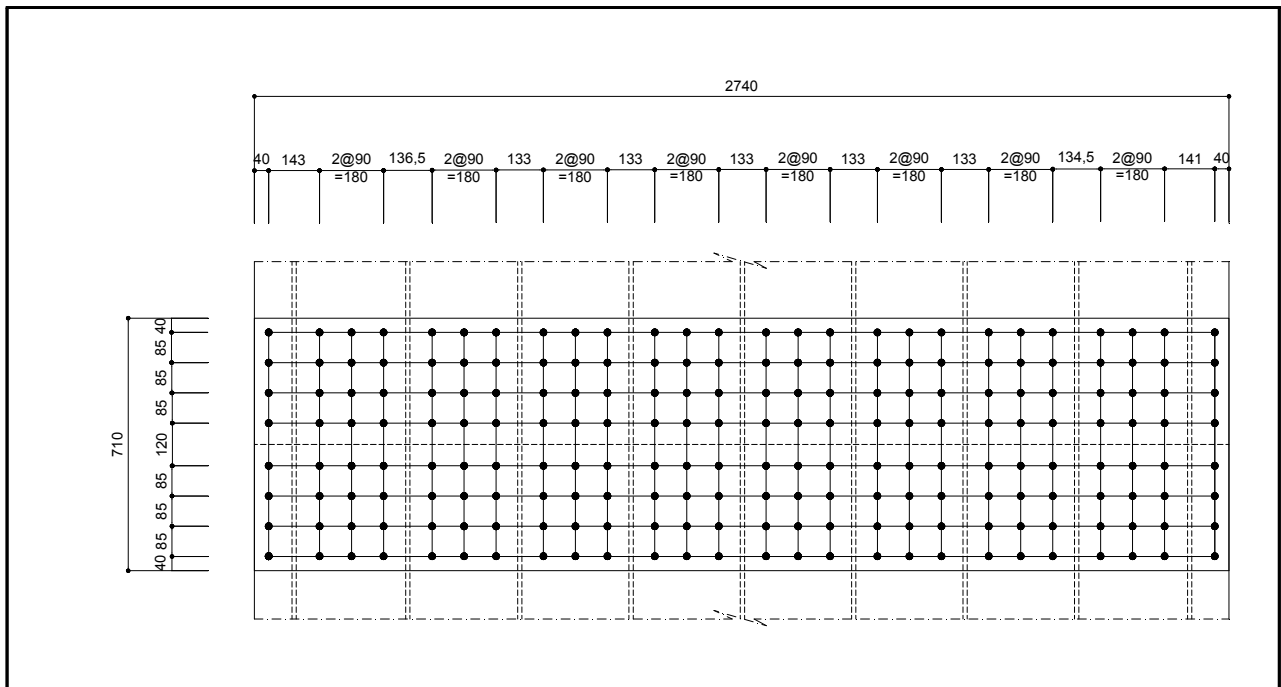
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S3-G2-SP15(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 일반조건

휨모멘트(kN · m)		전단력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t (kN · m)	상부플랜지 응력 f_u (MPa)	하부플랜지 응력 f_l (MPa)	허용 휨인장응력 f_{sa} (MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
30,670,778	18,320.034	317.730	412.890	938.915	138.235	143.222	190.00

• 강 종 : SM490B($f_a = 190$ MPa, $v_a = 110$ MPa)
 • 볼 트 : H.T.B(M22 F10T) $\rho_{sa} = 48000 \times 2$ 면 마찰 = 96000N

㉡ 압축부 플랜지의 이음



【그림 5.2.10】 압축부 플랜지 이음

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 138.235 \text{ MPa}$$

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

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

㉞ 필요 볼트수의 결정

$$\text{모재두께} = 22\text{mm}, \quad \text{모재길이} = 2,740\text{mm}$$

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 90ea \Rightarrow n_t = 104ea \quad \therefore \text{O.K}$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 45,210.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 260.0 \times 12.0 \times 8 = 24,960.0$$

$$A2 - 80.0 \times 12.0 \times 2 = 1,920.0$$

$$A3 - 2,740.0 \times 12.0 \times 1 = 32,880.0$$

$$\Sigma = 59,760.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 143.740 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㊱ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 82,595.192 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 2,724.447 \text{ N / ea}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 1.00 \times 10^8 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 6.128 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 4.52 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 7.555 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

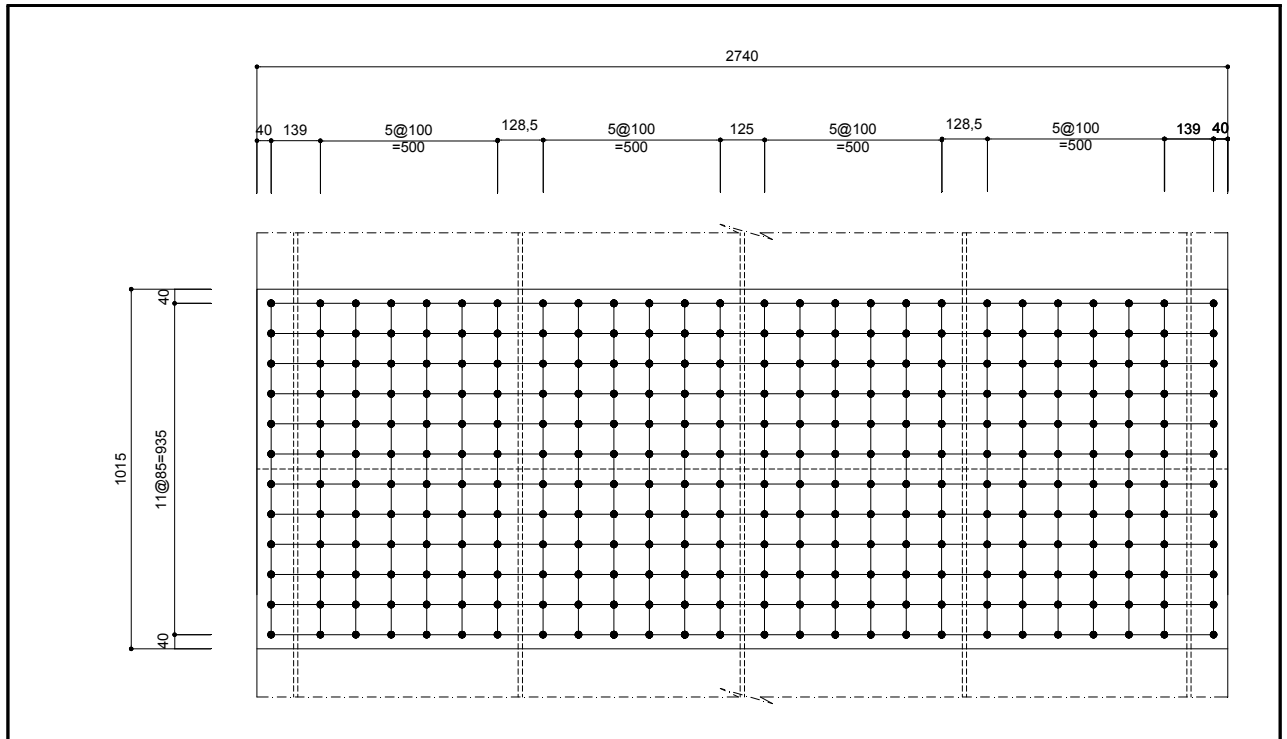
$$p = \text{플랜지 전 폭 / 횡방향 볼트 수} = 105.0\text{mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\begin{aligned} \rho &= \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = \sqrt{(82,595.192^2 + 2,724.447^2)} \\ &= 28,724.687 \text{ N/EA} < \rho_a (= 96,000.000 \text{ N/EA}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.11】 인장부 플랜지 이음

㉕ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 143.222\text{MPa}$$

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

㉖ 필요 볼트수의 결정

$$\text{모재두께} = 34\text{mm}, \quad \text{모재길이} = 2,740\text{mm}$$

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 138ea \Rightarrow n_t = 156ea \quad \therefore \text{O.K}$$

㉗ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 69,870.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 80 \times 20 \times 2 = 3,200.0$$

$$A2 - 580 \times 20.0 \times 4 = 46,400.0$$

$$A3 - 2,740 \times 20.0 \times 1 = 28,800.0(\text{공제면적})$$

$$\Sigma = 78,400.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 169.328 \text{ MPa} \leq f_{sa} \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_p = P / n_t = 85,098.077 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_n \cdot Q_n / I_n) \times p / n = 3,360.816 \text{ N / ea}$$

여기서, $Q_s = 1.275 \times 10^8 \text{ mm}^3$, $Q_n = 1.874 \times 10^8 \text{ mm}^3$

$$I_s = 4.520 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_y = 7.555 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성 후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 105.0\text{mm}(\text{볼트의 피치})$$

$$n = 6ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = \sqrt{(85,098.077^2 + 3,360.816^2)}$$

$$= 85,164.416 \text{ N/EA} < \rho_2 (= 96,000.000 \text{ N/EA}) \quad \therefore \text{O.K}$$

【그림 5.2.12】 Web 이음

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

중립축에서 연단까지의 거리 $h_0 = 1,500 \text{ mm}$

$$f_1 = f_u = 142.5 \text{ Mpa}$$

$$f_2 = f_1 \times (h_0 - 135) / h_0 = 142.5 \times (1,500 - 135) / 1,500 = 129.675 \text{ Mpa}$$

$$f_3 = f_1 \times (h_0 - 235) / h_0 = 142.5 \times (1,500 - 235) / 1,500 = 120.175 \text{ Mpa}$$

$$f_4 = f_1 \times (h_0 - 343) / h_0 = 142.5 \times (1,500 - 343) / 1,500 = 109.915 \text{ Mpa}$$

$$f_5 = f_1 \times (h_0 - 450) / h_0 = 142.5 \times (1,500 - 450) / 1,500 = 99.750 \text{ Mpa}$$

$$f_6 = f_1 \times (h_0 - 550) / h_0 = 142.5 \times (1,500 - 550) / 1,500 = 90.250 \text{ Mpa}$$

$$\text{제1열} : \frac{142.5 + 129.675}{2} \times 135 \times 14 \text{ mm} / 3EA = 85,735.125 \text{ N} \leq \rho a = 96,000.0 \text{ N}$$

$$\text{제2열} : \frac{129.675 + 120.175}{2} \times 100 \times 14 \text{ mm} / 3EA = 58,298.333 \text{ N} \leq \rho a = 96,000.0 \text{ N}$$

$$\text{제3열} : \frac{120.175 + 109.915}{2} \times 107.5 \times 14 \text{ mm} / 3EA = 57,714.242 \text{ N} \leq \rho a = 96,000.0 \text{ N}$$

$$\text{제4열} : \frac{109.915 + 99.750}{2} \times 107.5 \times 14 \text{ mm} / 2EA = 78,886.456 \text{ N} \leq \rho a = 96,000.0 \text{ N}$$

$$\text{제5열} : \frac{99.750 + 90.250}{2} \times 100 \times 14 \text{ mm} / 2EA = 66,500.000 \text{ N} \leq \rho a = 96,000.0 \text{ N}$$

(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

$$\rho_s = \left[\frac{730.620 \times 10^3}{2} + \frac{938.915 \times 10^3}{2 \times 2.514} \right] / 64 EA = 8,625.739 \text{ N/EA} \leq \rho a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{85,735.125^2 + 8,625.739^2} = 86,167.947 \text{ N/EA} \leq \rho a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉢ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 3.205 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 4.322 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

- ① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 2,174.359 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 1,048.202 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_s = 4.520 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_v = 7.555 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,670.1 \text{ mm} \quad y_{sl} = 1,385.9 \text{ mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 1,027.7 \text{ mm} \quad y_{sl, v} = 2,028.4 \text{ mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 106.579 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 110.127 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

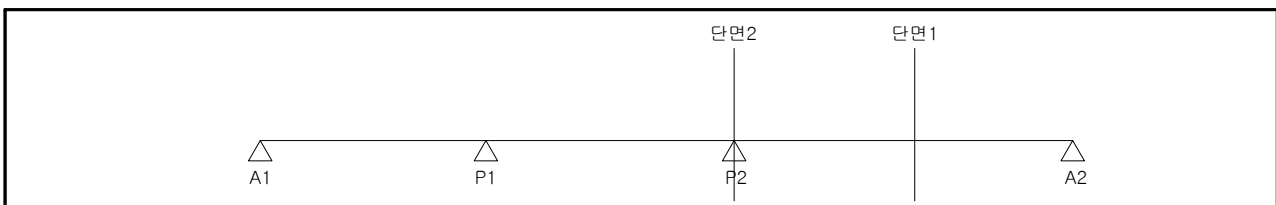
② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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

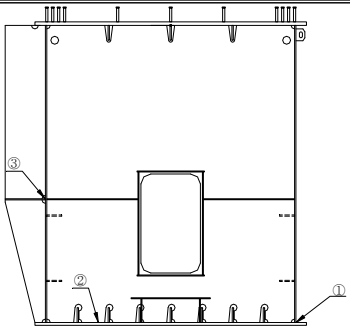
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



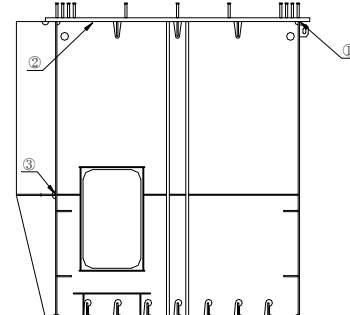
【그림 5.2.13】 피로조사 단면위치

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

<단면 1>

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

<단면 2>

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

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로점토

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

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1>

구분	ΔM (kN · m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	8,837.894	11,861.024	7.555E+11	2,028.3	23.728	31.845	B	126	203	O.K
②				2,028.3	23.728	31.845	C	91	147	O.K
③				767.3	8.976	12.047	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	4,900.323	11,550.269	7.488E+11	958.1	6.270	14.778	B	126	203	O.K
②				958.1	6.270	14.778	C	91	147	O.K
③				816.9	5.346	12.600	E	56	91	O.K

㉔ 전단에 대한 피로검토

플랜지와 복부판의 필렛용접부에 대한 전단피로 검토 : 이 부위의 피로상세범주는 “F” 이며, 검토 단면은 전단력이 가장 큰 절점 23을 설정하였음.

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

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

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

Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한
단면1차모멘트(mm³ = A (mm²) · y(mm))

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

Σa : 필렛용접 목두께의 합(mm = 4EA × s / √2)

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	729.522	38	2,740	104120	1,299	1.332E+08	5.471E+11	9	25.5	6.970	63	OK
DL하중	1,126.816									10.765	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_ℓ (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	729.522	36	2,740	98,640	1,595	1.556E+08	5.471E+11	9	25.5	8.135	63	O.K
DL하중	1,126.816									12.565	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. 국토교통부에서 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 탄산화, 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

■ 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

5.3.4 기본내하력 평가

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	122.167	9.515	18.353	78.437	$\frac{122.167-1.3 \times 9.515}{2.15 \times 18.353}$	2.78	DB-24 이상
중앙부	105.961	2.859	25.792	69.206	$\frac{105.961-1.3 \times 2.859}{2.15 \times 25.792}$	1.84	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
G1	중앙부	상부 플랜지	112.551	9.967	13.833	190.000	$\frac{190-(112.551+9.967)}{13.833}$	4.88	DB24 이상
		하부 플랜지	-93.400	-19.672	-27.402	-190.000	$\frac{-190-(-93.400-19.672)}{-27.402}$	2.81	“
	지점부	상부 플랜지	-103.980	-10.902	-14.904	-190.000	$\frac{-190-(-103.980-10.902)}{-14.904}$	5.04	“
		하부 플랜지	110.924	22.029	30.115	190.000	$\frac{190-(110.924+22.029)}{30.115}$	1.89	“
G2	중앙부	상부 플랜지	115.990	10.395	14.591	190.000	$\frac{190-(115.990+10.395)}{14.591}$	4.36	“
		하부 플랜지	-96.254	-20.517	-28.799	-190.000	$\frac{-190-(-96.254-20.517)}{-28.799}$	2.54	“
	지점부	상부 플랜지	-108.401	-11.436	-15.617	-190.000	$\frac{-190-(-108.401-11.436)}{-15.617}$	4.49	“
		하부 플랜지	106.259	23.107	31.557	190.000	$\frac{190-(106.259+23.107)}{31.107}$	1.92	“

5.3.5 안전성 평가등급

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	122.167	9.515	18.353	78.437	1.56	A
중양부	105.961	2.859	25.792	69.206	1.53	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
G1	중양부	상부플랜지	112.551	9.967	13.833	136.351	190	1.39	A
		하부플랜지	-93.400	-19.672	-27.402	-140.474	-190	1.35	A
	지점부	상부플랜지	-103.980	-10.902	-14.904	-129.786	-190	1.46	A
		하부플랜지	110.924	22.029	30.115	163.068	190	1.17	A
G2	중양부	상부플랜지	115.990	10.395	14.591	140.976	190	1.35	A
		하부플랜지	-96.254	-20.517	-28.799	-145.57	-190	1.31	A
	지점부	상부플랜지	-108.401	-11.436	-15.617	-135.454	-190	1.40	A
		하부플랜지	106.259	23.107	31.557	160.923	190	1.18	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 교각(P2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

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

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$

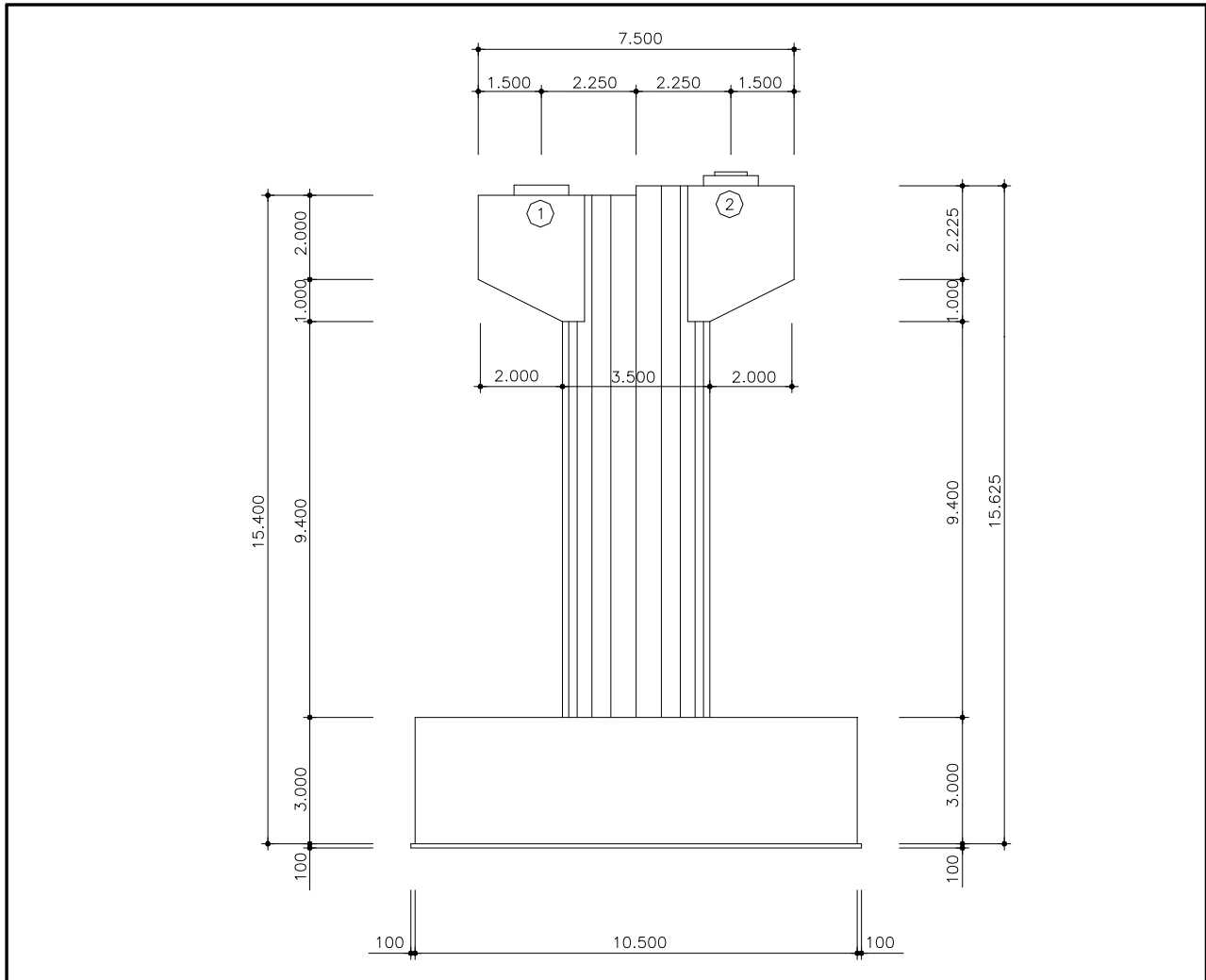
3) 사용재료

- 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(P2)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-6,125.869	-2,025.783	
2	-6,559.857	-2,064.624	
계	-12,685.726	-4,090.407	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

㉠ 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 9.000 / 4.380 = 2.055 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 2.055] \times 4.380 = 15.719 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 15.719 \text{ kN/m}$$

$$P_h = 15.719 \times (58.0 + 75.0) / 2 \times \sin 90.0 = 1,045.314 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.380 / 2 + 0.4 = 2.590 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 1,045.314 \times 2.590 = 2,707.363 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.000 \times 2.500 = 22.500 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.5 = 5.25 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

㉠ 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times (1.000 / 2 + 2.000) = 7.500 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.5 = 5.25 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

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

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \Delta T L$$

$$= 1.2 \times 10^{-5} \times 25.0 \times 75.0 = 0.023 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I}, \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$P_h = 3 \times 25811 \times 7.366 \times 10^{12} \times 23 / 12500^3 \times \sin 90.0 = 6,716.695 \text{ KN}$$

㉔ 교량받침 마찰에 의한 수평력

상부고정하중 : 12,685.726 kN

교량받침마찰계수 : 0.050

$$P_h = \mu \times W = 12,685.726 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 634.286 \text{ KN}$$

※ 수평력은 ㉓, ㉔ 중 작은값 634.286 kN을 적용한다.

㉕ 작용모멘트

$$M_h = 634.286 \times 0.400 = 253.714 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L	W	WL	G
ULB01	1.3	2.15			
ULB02	1.3		1.3		
ULB03	1.3	1.3		0.65	
ULB04	1.3	1.3			-1.3
ULB05	1.3	1.3			+1.3
ULB06	1.25		1.25		-1.25
ULB07	1.25		1.25		+1.25
ULB08	1.25	1.25		0.625	-1.25
ULB09	1.25	1.25		0.625	+1.25

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

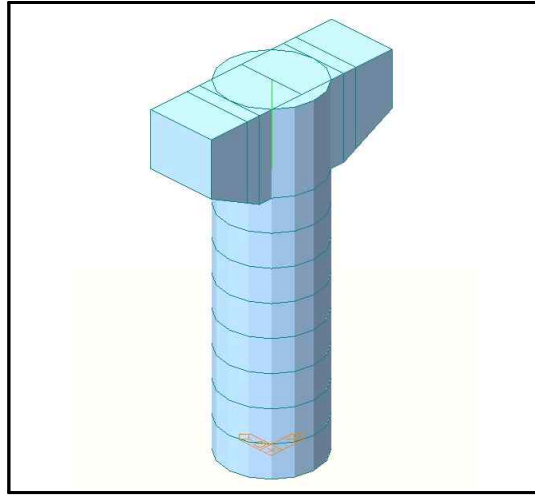
WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

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

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(P2)

바. 코핑부 검토

1) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3.5^2 / 4 = 9.621\text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{9.621} = 3.102 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 $0.199\text{m} (= 1.75 - 3.102/2)$ 에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 12,765.015 \text{ kN}$$

$$M_u = 9,066.857 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 2,553.003 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 9,066.857 / 12,765.015 = 0.710\text{m}$$

$$d = 3.000 - 0.200 = 2.800\text{m}$$

$$a/d = 0.710 / 2.800 = 0.250 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)
2,500.00	3,000.00	2,800.00	200.00	9,066.857	12,765.857
f _{ck} = 24MPa, f _y = 300MPa, k ₁ = 0.85, ϕ _f = 0.85, ϕ _v = 0.80					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D32 - 24EA (= 38,121.6mm²)

㉠ 폐합스트립 : 12단 D19 - 6EA (= 20,628.0mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,500 \times 2,800 / 1,000 = 33,600.0 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,500 \times 2,800 / 1,000 = 392,000.0 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 26,880.0 \text{ kN}$$

㉣ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 37,993.622 \text{ mm}^2$$

㉠ 인장력에 저항할 철근

$$A_n = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 10,638.214 \text{ mm}^2$$

㉠ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$A_f^2 - 1,120,000A_f + 1.422 \times 10^{10} = 0 \quad \therefore A_f = 12,846.019 \text{ mm}^2$$

㉠ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 23,484.233 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3A_{vf} + A_n = 35,967.295 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 22,400.000 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 35,967.295 \text{ mm}^2 < A_s (= 38,121.6 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 12,664.541 \text{ mm}^2 < A_{used}(20,628.0) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

1단지지 캔틸레버 보의 경우 작용점에서 받침부 거리의 2배를 L_n 으로 하여 단순 지지된 깊은 보에 대한 규정에 따르고, a/d 가 1이하인 경우는 7.8의 규정(브라켓)도 따라야 한다. [콘크리트 구조설계기준 7.7.1]

- $L_n = 2 \times a = 2 \times 0.710m = 1.420m$, $L_n/d = 0.507 < 5 \quad \therefore$ 깊은보로 설계
- $a/d = 0.250m$ ($d = 2.80m$) L 위험단면 위치
- $V_u = 12,765.015 \text{ kN}$

㉕ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	Fck(Mpa)	Fy(Mpa)
2,500.00	1,420.00	2,800.00	12,765.015	24	300

㉖ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \phi Max V_n &= \frac{5 \times \sqrt{Fck}}{6} \times b \times d \\ &= \frac{5 \times \sqrt{24}}{6} \times 2500 \times 2800 \\ &= 28,577.380 \text{ kN} \geq V_u (= 12,765.015 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉗ 콘크리트의 전단강도

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{Fck} \times b \times d = 5,715.476 \text{ kN} < V_u (= 12,965.015 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 필요}$$

㉘ 전단철근의 전단강도

㉙ 수직 전단철근

$$s = 150 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 400 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = D19 - 6EA (= 1719.0 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s (= 562.5 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉚ 수평 전단철근

$$sh = 100 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 400 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = D32 - 24EA (= 19,060.8 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times sh (= 6,250.0 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{☞ } V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{L_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{sh} \left(\frac{11 - \frac{L_n}{d}}{12} \right) \right] \times F_y \times d = 141,212.397 \text{ kN}$$

㉛ 전단강도

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times (S_s + S_c) = 0.8 \times (141,212.397 + 5,715.476) \\ &= 117,542.298 \text{ kN} \geq V_u (= 12,765.015 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

구 분	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	117,542.298	12,765.015	9.208	O.K

2) 검토 결과

구 분	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	117,542.298	12,765.015	9.208	O.K

구 분	주인장철근		S.F	폐합스트럽		S.F	검토 결과
	사용량(㎟)	필요량(㎟)		사용량(㎟)	필요량(㎟)		
내민받침 검토	38,121.600	35,967.295	1.060	20,628.000	12,664.541	1.629	O.K

교각 코핑부에 대한 검토결과, 안전율이 1.0을 상회하는 것으로 확인되었다.

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.1】 부재력 산정결과

구 분		P_e (kN)	P_u (kN)	M_u (kN·m)	Δ (m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	21,042.908	29,837.293	1,467.683	0.0011286	축력최대
	ULB02	21,042.908	21,042.908	22,151.340	0.0043417	모멘트 최대
	ULB03	21,042.908	26,360.437	11,829.175	0.0024992	
	ULB04	21,042.908	26,360.437	1,393.400	0.0021800	
	ULB05	21,042.908	26,360.437	1,393.400	0.0016203	
	ULB06	20,233.565	20,233.565	21,299.365	0.0057356	
	ULB07	20,233.565	20,233.565	21,299.365	0.0026339	
	ULB08	20,233.565	25,346.574	11,374.206	0.0039097	
	ULB09	20,233.565	25,346.574	11,374.206	0.0011148	
교축 방향	ULB01	21,042.908	29,837.283	1,467.683	0.0011286	축력최대
	ULB02	21,042.908	21,042.908	1,279.790	0.0008258	
	ULB03	21,042.908	26,360.437	1,393.400	0.0010033	
	ULB04	21,042.908	26,360.437	1,063.572	0.0021164	
	ULB05	21,042.908	26,360.437	1,7223.228	0.0021398	
	ULB06	20,233.565	20,233.565	913.425	0.0017729	
	ULB07	20,233.565	20,233.565	1,547.710	0.0021564	
	ULB08	20,233.565	25,346.574	1,022.665	0.0019482	
	ULB09	20,233.565	25,346.574	1,656.950	0.0021444	모멘트 최대

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

P_u : 전체축력 , M_u : 모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

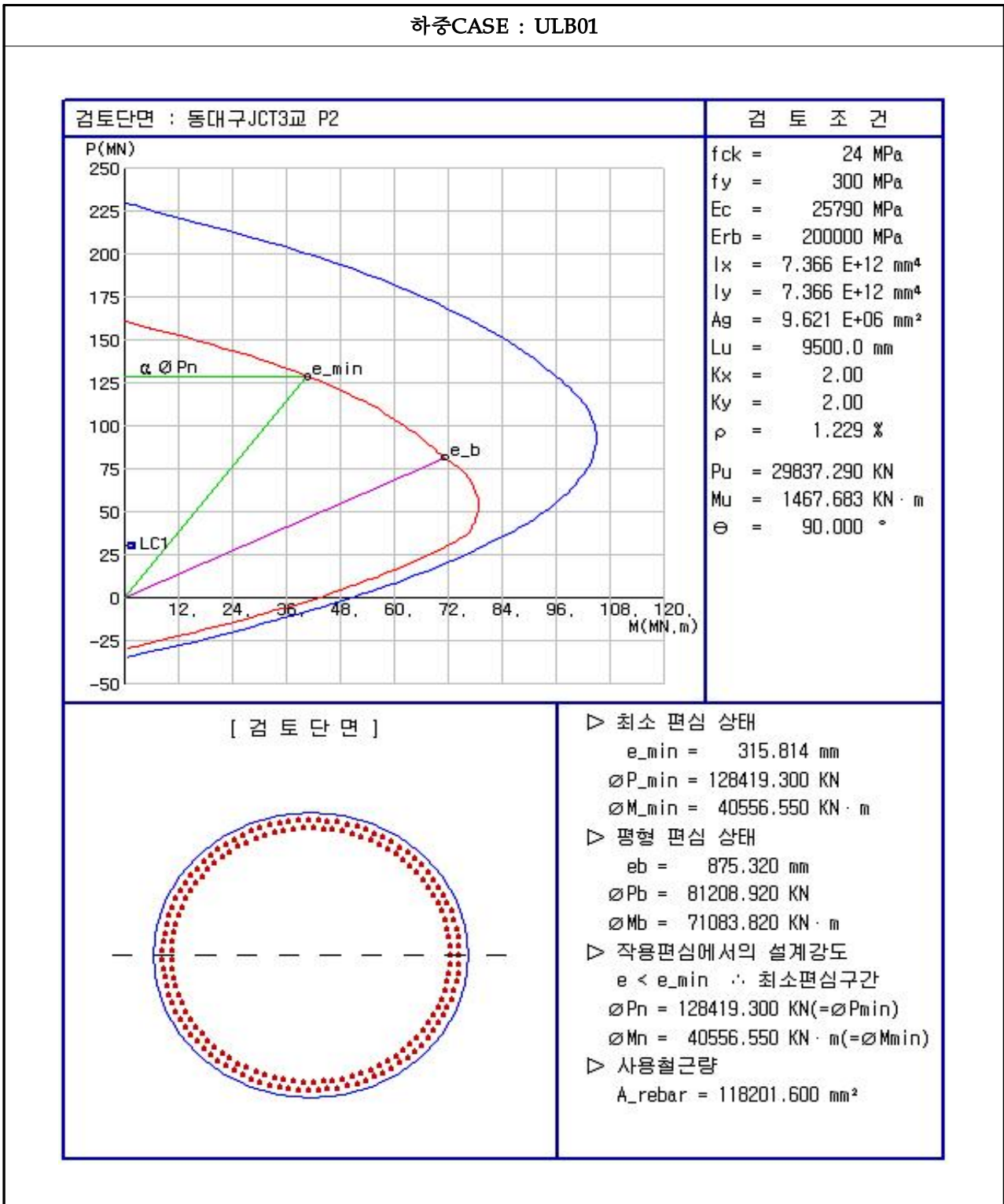
2) 기둥 단면검토

【표 5.4.2】 기둥 단면검토 결과(P2)

구 분	P_u (kN)	ϕP_n (kN)	안전율	M_u (kN·m)	ϕM_n (kN·m)	안전율	검토결과
ULB01	29,837.290	128,419.300	4.30	1,467.683	40,556.550	27.63	O.K
ULB02	21,042.910	71,763.560	3.41	22,151.340	75,543.730	3.41	O.K
ULB03	26,360.440	115,459.400	4.38	11,829.710	51,814.520	4.38	O.K
ULB04	26,360.440	128,419.300	4.87	1,393.400	40,556.550	29.11	O.K
ULB05	26,360.440	128,419.300	4.87	1,393.400	40,556.550	29.11	O.K
ULB06	20,233.560	71,763.560	3.55	21,299.370	75,543.730	3.55	O.K
ULB07	20,233.560	74,317.520	3.67	21,299.370	74,559.200	3.50	O.K
ULB08	25,346.570	115,461.400	4.56	11,374.210	51,813.000	4.56	O.K
ULB09	25,346.570	115,461.400	4.56	11,374.210	51,813.000	4.56	O.K

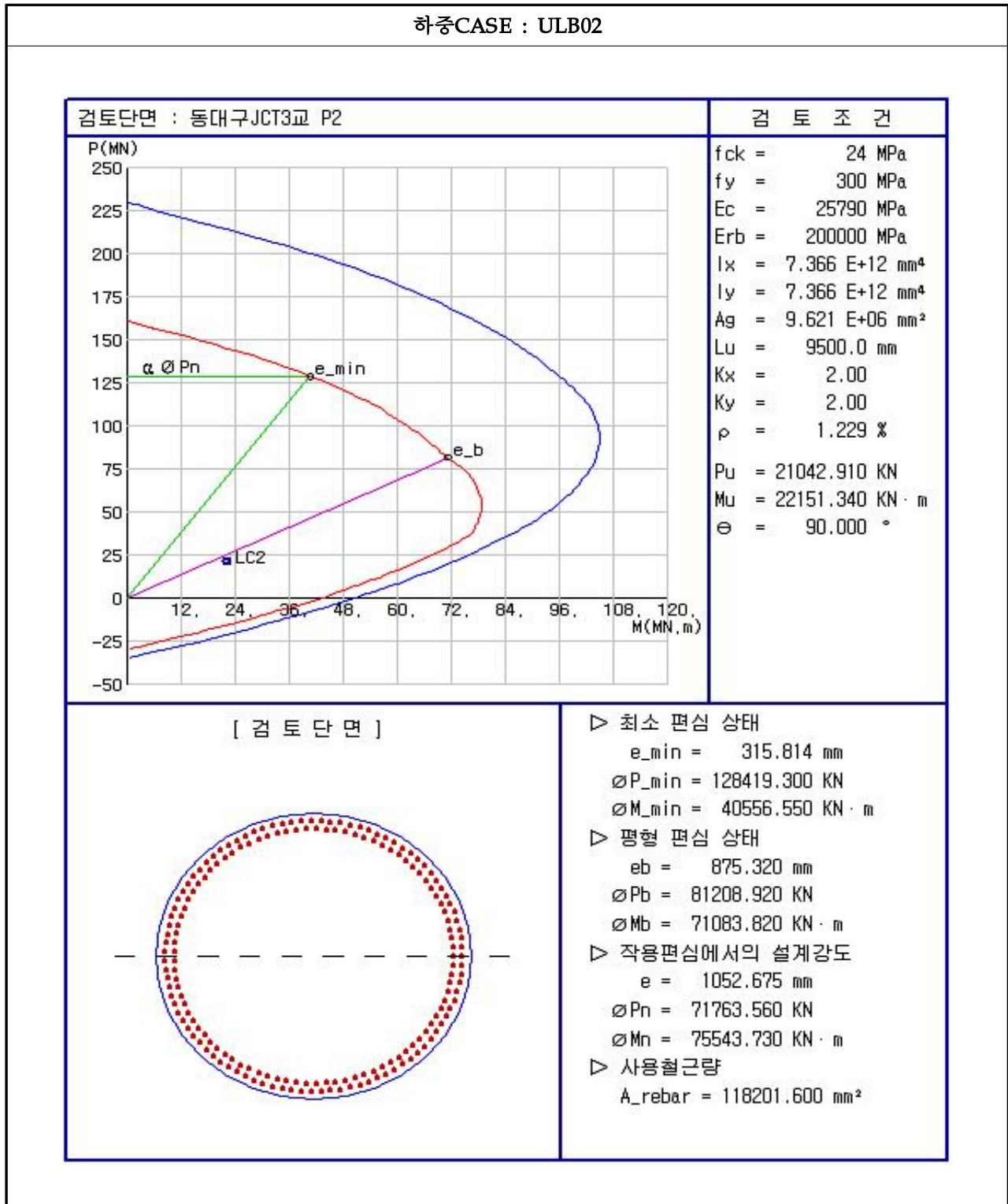
3) P-M 상관도

① 하중CASE : ULB01



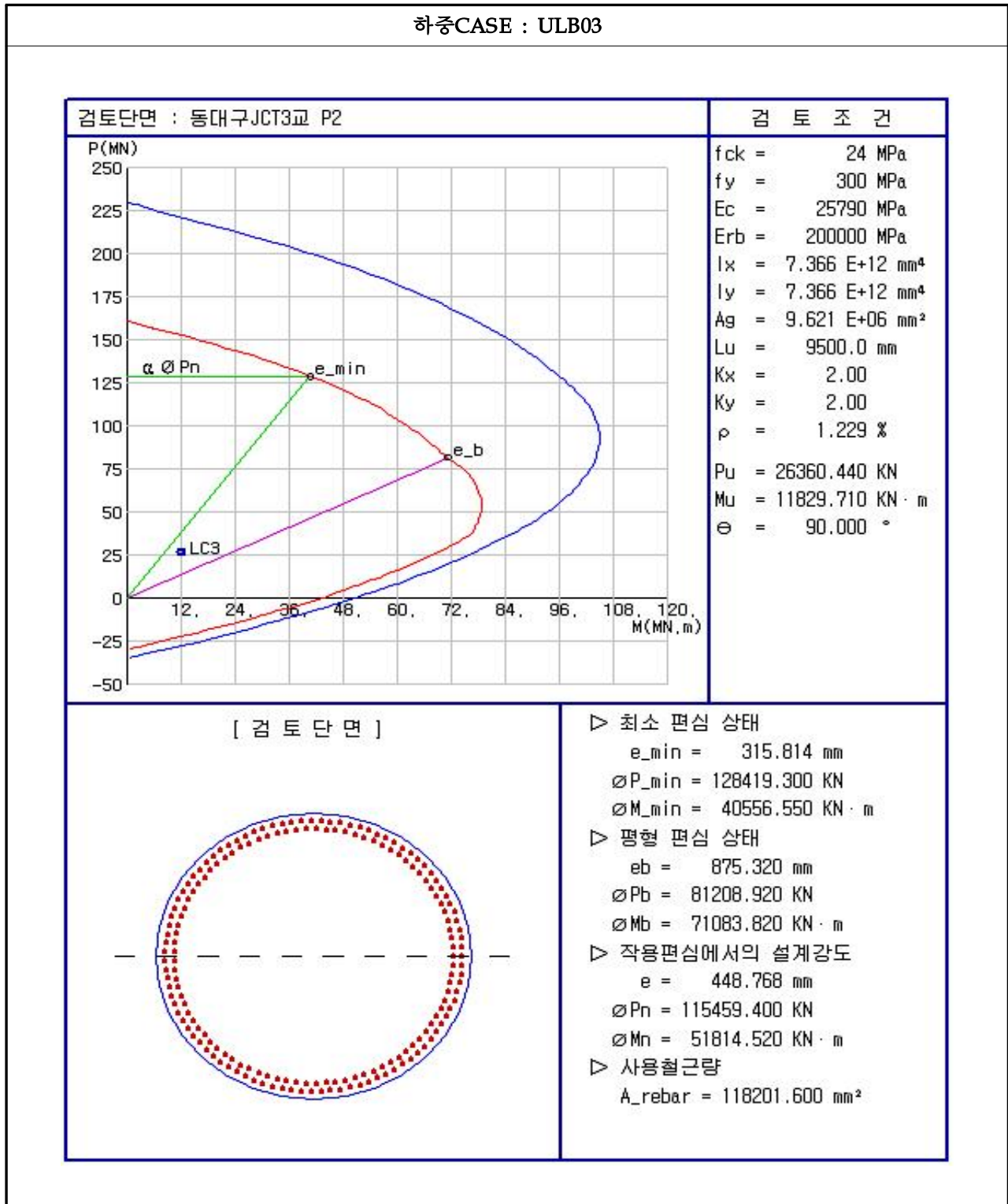
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(하중CASE : ULB01)

② 하중CASE : ULB02



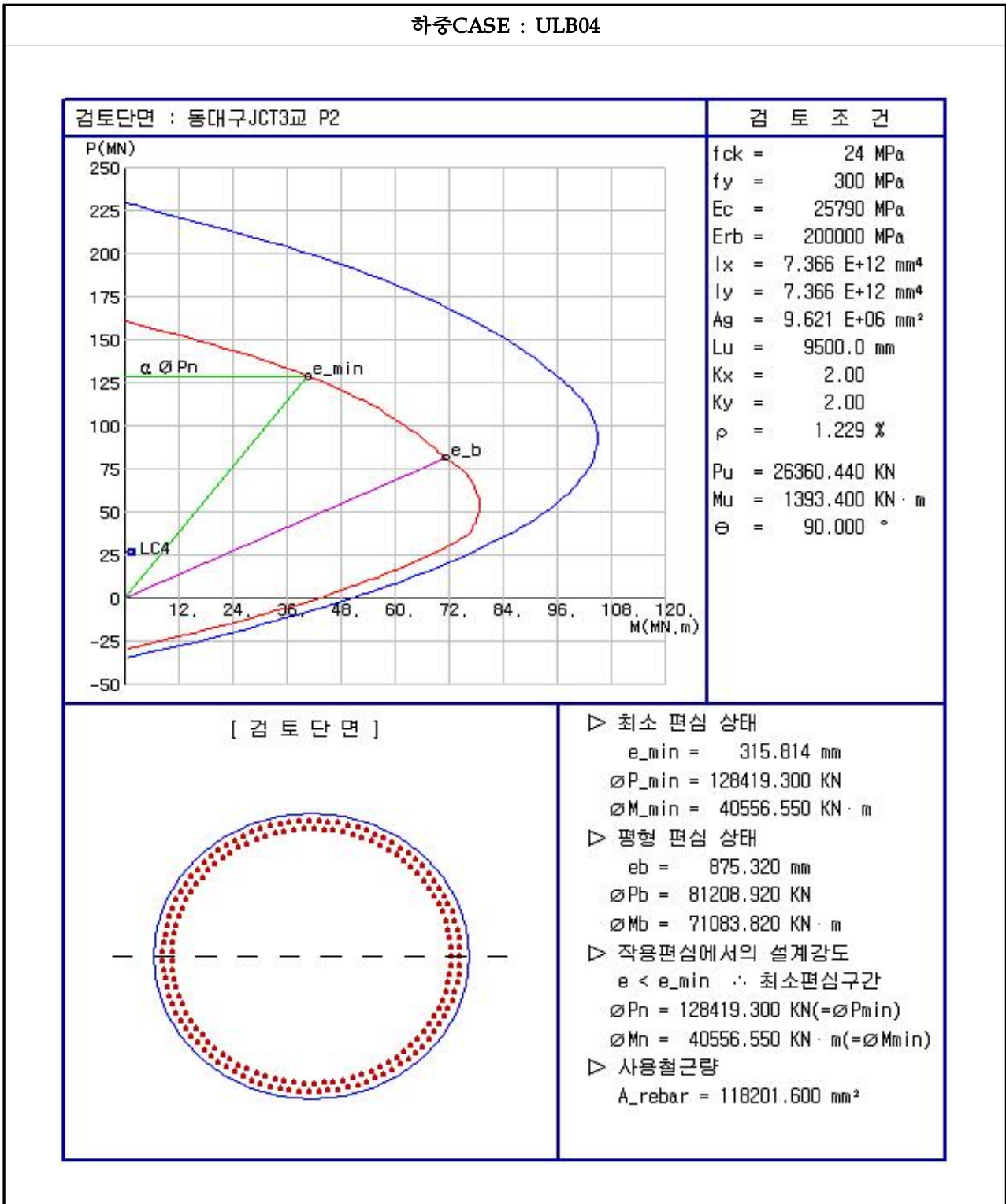
【그림 5.4.4】 P-M 상관도(하중CASE : ULB02)

③ 하중CASE : ULB03



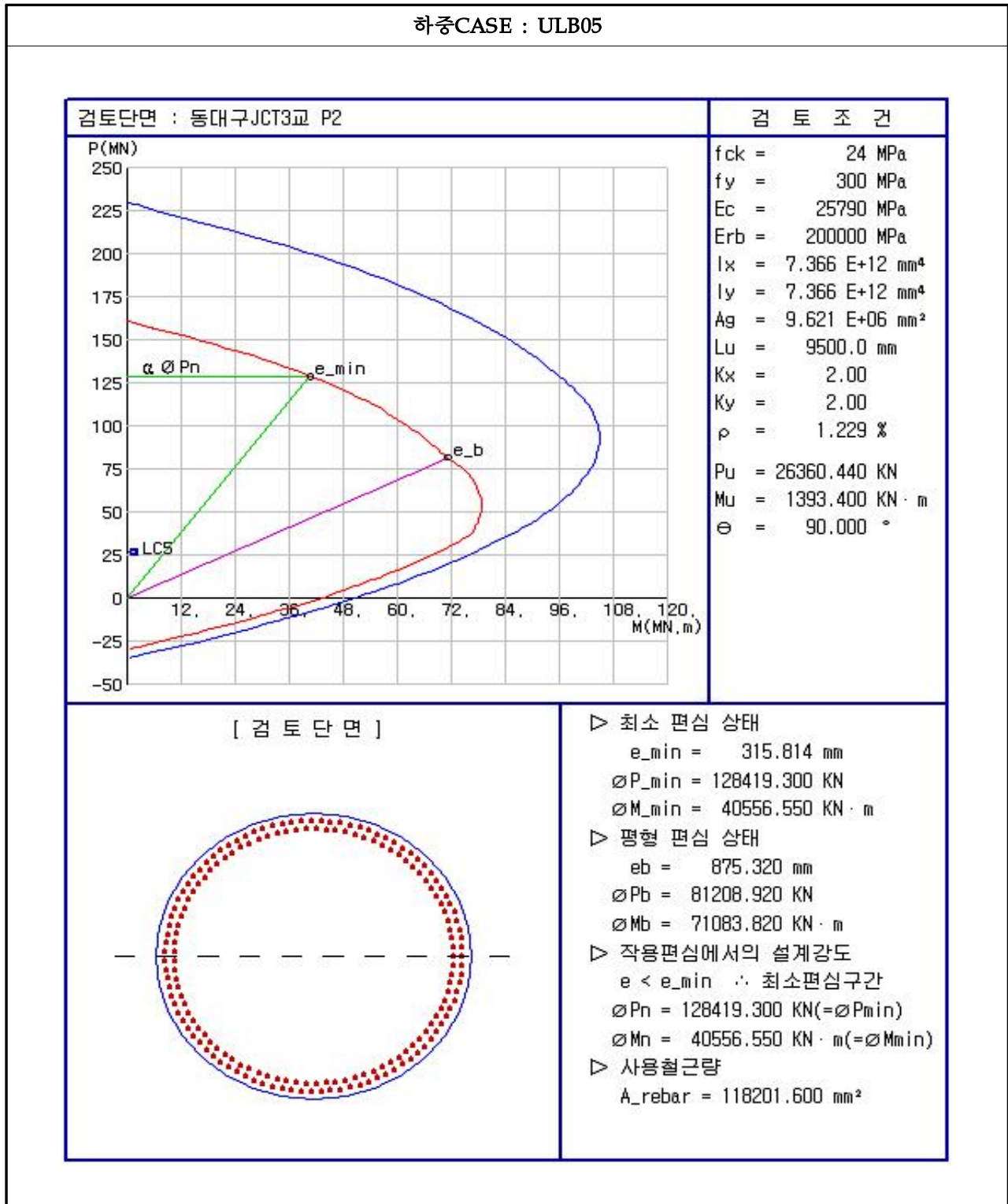
【그림 5.4.5】 P-M 상관도(하중CASE : ULB03)

④ 하중CASE : ULB04



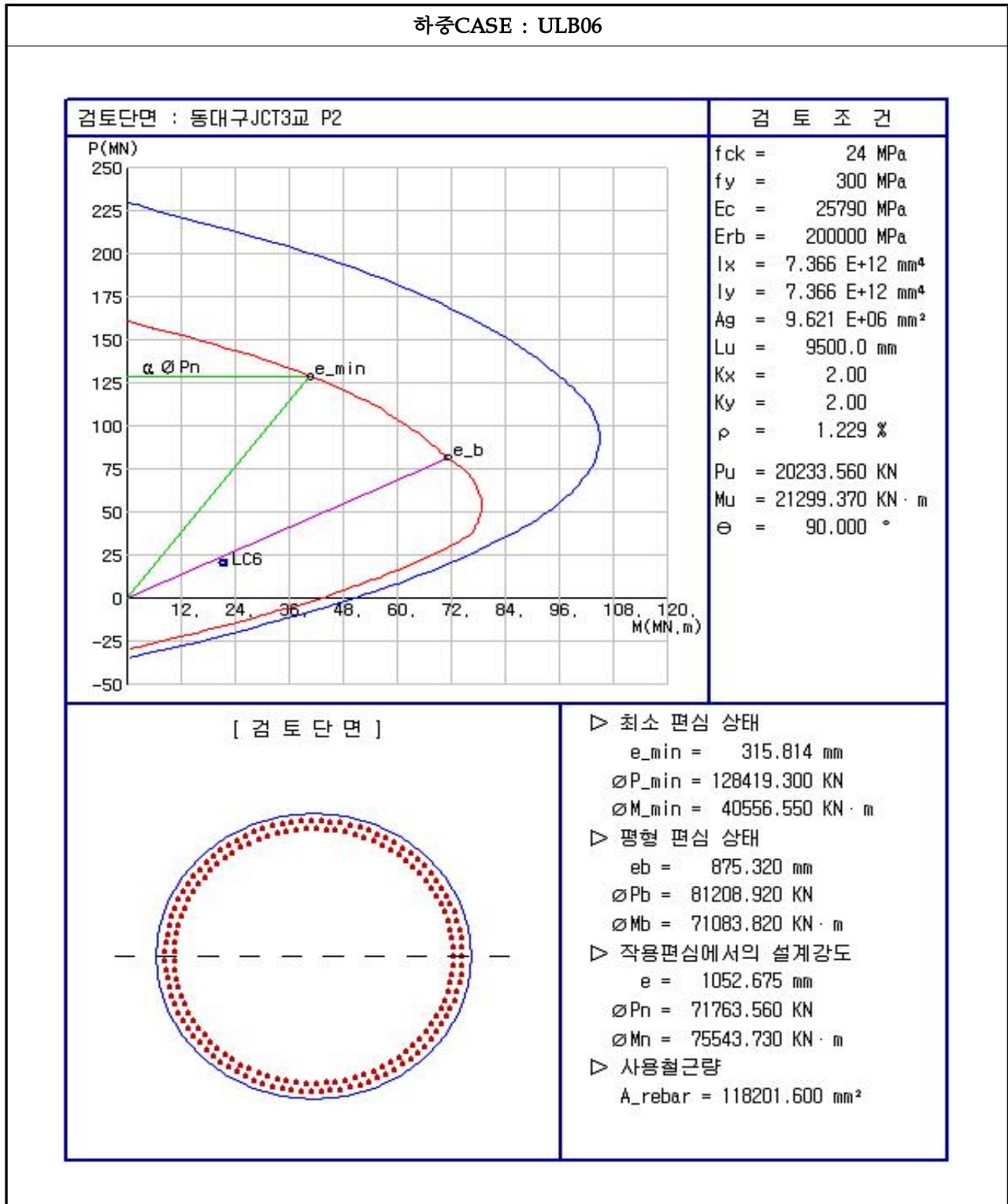
【그림 5.4.6】 P-M 상관도(하중CASE : ULB04)

⑤ 하중CASE : ULB05



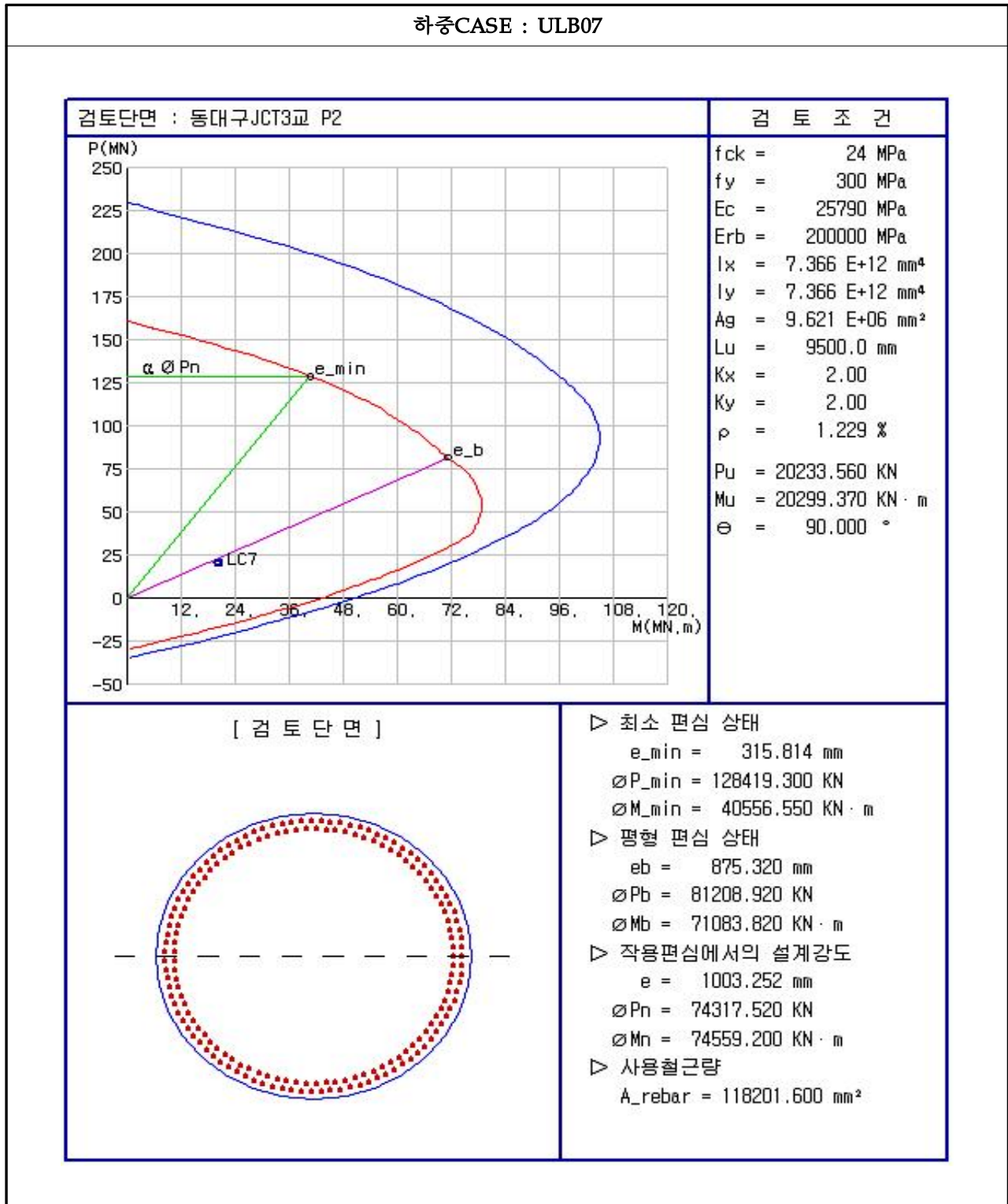
【그림 5.4.7】 P-M 상관도(하중CASE : ULB05)

⑥ 하중CASE : ULB06



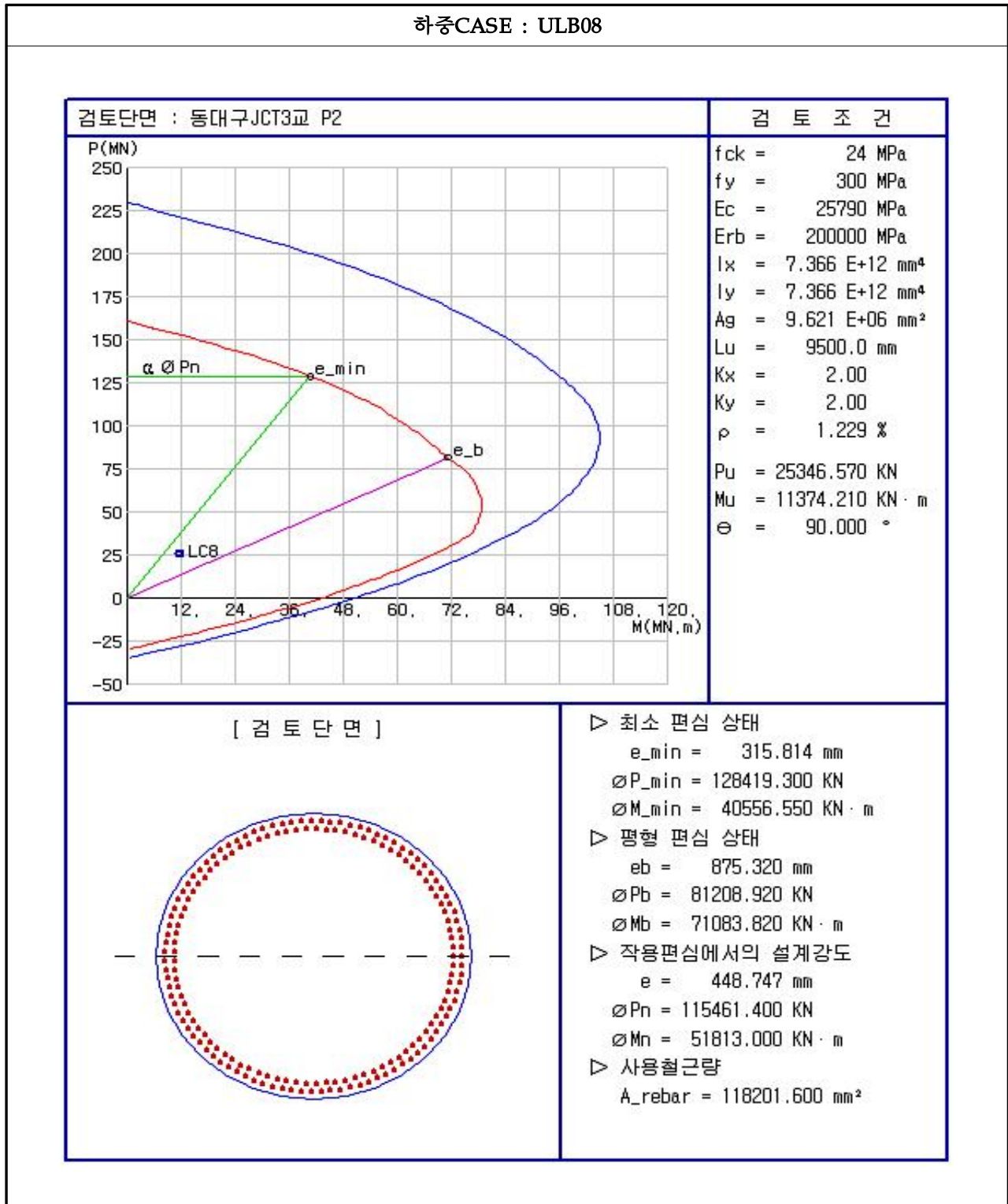
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(하중CASE : ULB06)

⑦ 하중CASE : ULB07



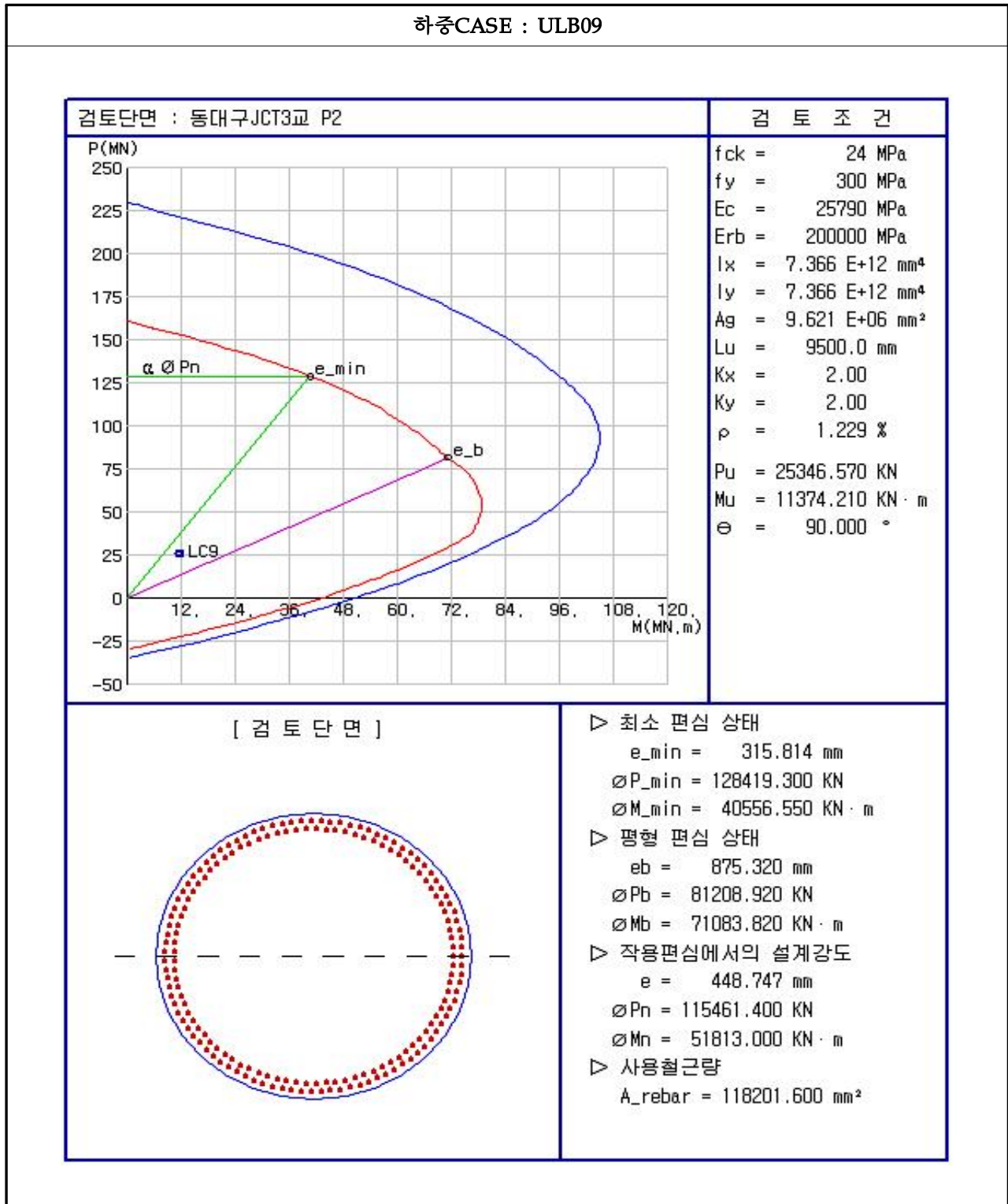
【그림 5.4.9】 P-M 상관도(하중CASE : ULB07)

⑧ 하중CASE : ULB08



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(하중CASE : ULB08)

⑨ 하중CASE : ULB09



【그림 5.4.11】 P-M 상관도(하중CASE : ULB09)

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.1】 상부구조 안전성 평가결과

구 분				계산식	등급	비고
강박스거더	G1	중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{218.500}{157.067} = 1.39$	A	MPa
			전단 및 비틀림	$\frac{f_a}{f} = \frac{110.000}{9.940} = 11.07$	A	MPa
		지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{129.786} = 1.46$	A	MPa
			전단 및 비틀림	$\frac{f_a}{f} = \frac{110.000}{55.436} = 1.98$	A	MPa
	G2	중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{140.976} = 1.35$	A	MPa
			전단 및 비틀림	$\frac{f_a}{f} = \frac{110.000}{9.321} = 11.80$	A	MPa
		지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{135.454} = 1.40$	A	MPa
			전단 및 비틀림	$\frac{f_a}{f} = \frac{110.000}{57.155} = 1.92$	A	MPa
바닥판	단면 검토	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{122.167}{78.437} = 1.56$	A	kN · m
		중양부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.961}{69.206} = 1.53$	A	kN · m

안전성평가등급

A

나. 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과

구 분		계산식	평가	비고
P2	기둥 검토	ULB01 $\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{128,419.300}{29,837.290} = 4.30 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{40,556.550}{1,467.683} = 27.63 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB02 $\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{71,763.560}{21,042.910} = 3.41 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{75,543.730}{22,151.340} = 3.41 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB03 $\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{115,459.400}{26,360.440} = 4.38 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{51,814.520}{11,829.710} = 4.38 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB04 $\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{128,419.300}{26,360.440} = 4.87 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{40,556.550}{1,393.400} = 29.11 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB05 $\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{128,419.300}{26,360.440} = 4.87 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{40,556.550}{1,393.400} = 29.11 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB06 $\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{71,763.560}{20,233.560} = 3.55 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{75,543.730}{21,299.370} = 3.55 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB07 $\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{74,317.520}{20,233.560} = 3.67 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{74,559.200}{21,299.370} = 3.50 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB08 $\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{115,461.400}{25,346.570} = 4.56 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{51,813.000}{11,374.210} = 4.56 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB09 $\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{115,461.400}{25,346.570} = 4.56 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{51,813.000}{11,374.210} = 4.56 > 1$	O.K	kN kN · m

5.5.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.3】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	122.167	9.515	18.353	78.437	$\frac{122.167-1.3 \times 9.515}{2.15 \times 18.353}$	2.78	DB-24 이상
중앙부	105.961	2.859	25.792	69.206	$\frac{105.961-1.3 \times 2.859}{2.15 \times 25.792}$	1.84	“

【표 5.5.4】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
G1	중앙부	상부 플랜지	112.551	9.967	13.833	190.000	$\frac{190-(112.551+9.967)}{13.833}$	4.88	DB24 이상
		하부 플랜지	-93.400	-19.672	-27.402	-190.000	$\frac{-190-(-93.400-19.672)}{-27.402}$	2.81	“
	지점부	상부 플랜지	-103.980	-10.902	-14.904	-190.000	$\frac{-190-(-103.980-10.902)}{-14.904}$	5.04	“
		하부 플랜지	110.924	22.029	30.115	190.000	$\frac{190-(110.924+22.029)}{30.115}$	1.89	“
G2	중앙부	상부 플랜지	115.990	10.395	14.591	190.000	$\frac{190-(115.990+10.395)}{14.591}$	4.36	“
		하부 플랜지	-96.254	-20.517	-28.799	-190.000	$\frac{-190-(-96.254-20.517)}{-28.799}$	2.54	“
	지점부	상부 플랜지	-108.401	-11.436	-15.617	-190.000	$\frac{-190-(-108.401-11.436)}{-15.617}$	4.49	“
		하부 플랜지	106.259	23.107	31.557	190.000	$\frac{190-(106.259+23.107)}{31.557}$	1.92	“

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.84 및 1.89으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 3.41로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계 활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.