

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 전구간 모델링을 통해 안전성을 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	P3	- 교각형식 : π형식 기초형식 : 직접기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		용계2교의 교각은 다주형이고 기초는 직접기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 상부구조에 따른 형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 교각을 구간별로 각각 1개소씩 선정하였다.

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 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	고정하중, 활하중, 차량 충돌하중, 풍하중, 원심하중	
플랜지 및 바닥판 유효폭		유효폭 고려	유효폭 고려	
활하중 재하		상부구조 전폭을 기준으로 3.6m간격으로 하중재하	상부구조 전폭을 기준으로 3.6m간격으로 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 : P3		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용 재료	설계 강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부 : 27.5~28.2MPa - 하부 : 24.6~25.8MPa	- 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 27.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성 계수	- 콘크리트 - 상부 : 250,000kgf/cm² - 하부 : 250,000kgf/cm² - 철근 : 2,000,000kgf/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	100~125/40.0~60.0	준공도면과 전반적으로 일치	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교각	100~200/100.0			
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	현 설계기준상의 값 적용	
	건조 수축	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 15×10^{-5}	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 27×10^{-5}		

다. 검토방법

용계2교는 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 MIDAS를 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)와 Plate Element(바닥판)를 Rigid Link한 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, 방음벽 및 기타하중에 대해서 합성전 및 합성후 고정하중으로 구분하여 고려한다.
- 5) 활하중은 DB하중과 DL하중, 충격하중을 고려하여 산정한다.
- 6) 강도설계법에 의한 단면검토시 하중계수는 도로교설계기준(2010)을 이용한다.
- 7) 구조검토 결과는 도로교설계기준(2010)에 준하여 SI단위계를 사용한다.

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 대구방향

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 6경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $50+4@65.0+50 = 360.0\text{m}$ (총연장)
- ③ 검토구간 : $50+4@65.0+50 = 360.0\text{m}$
- ④ 교량폭원 : 12.145m
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 거더제원 : $B = 3.0\text{m}$, $H = 2.7\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

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

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	$140 : \ell/r \leq 18.6$ $140-0.82(\ell/r-18.6) :$ $18.6 < \ell/r \leq 92.8$ $1,200,000$	$190 : \ell/r \leq 16.0$ $190-1.29(\ell/r-16.0) :$ $16.0 < \ell/r \leq 80.1$ $1,200,000$	$215 : \ell/r \leq 15.1$ $215-1.55(\ell/r-15.1) :$ $15.1 < \ell/r \leq 75.5$ $1,200,000$	$270 : \ell/r \leq 13.4$ $270-2.19(\ell/r-13.4) :$ $13.4 < \ell/r \leq 67.1$ $1,200,000$
	$6,700+(\ell/r)^2$ $92.8 < \ell/r$	$5,000+(\ell/r)^2$ $80.1 < \ell/r$	$4,400+(\ell/r)^2$ $75.5 < \ell/r$	$3,500+(\ell/r)^2$ $67.1 < \ell/r$
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)

㉔ 허용휨압축응력(MPa)

㉔ 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

㉔ ㉔에 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	$0.45 \times 1.08 \times 25 = 12.150$	0.797	9.684	
2	$1.022 \times 0.45 \times 25 = 11.498$	0.511	5.875	
3	$\frac{1}{2} \times 0.972 \times 0.06 \times 25 = 0.729$	0.374	0.273	
4	$0.05 \times 0.06 \times 25 = 0.075$	0.025	0.002	
5	$0.572 \times 0.08 \times 23 = 1.052$	0.286	0.301	
6	난간 : 교축방향 단위 길이당 자중 = 1.000	0.767	0.767	
계	= 26.504		16.901	
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)

- 율하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.272 + 1.14 = 1.358\text{m}$$

$$\text{여기서, } X = 0.272\text{m}$$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.272} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.272 \times (1+0.300)}{1.358} = 24.997\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

수평충돌력 H 가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m 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 $h = 1.335 \text{ m}$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.335 = 43.388 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 원심하중

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

$$P_{cf} = P_r/E \times 11.376/100 = 8.044 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 8.044 \times 1.8 = 14.479 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.40 \text{ m} = 4.200 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 4.2 \times 0.780 = 3.276 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 94.538 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 129.695 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 75.420 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 76.278 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 26.230 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 57.360 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께($X=0.272 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \times L + 230) = (80 \times 0.272 + 230) = 251.8 \text{ mm} > 220 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 510.00 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 251.80 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 단면검토

• 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 510.0mm

철근 피복두께(d_c) = 60.0mm , 유효깊이(d) = 450.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.80mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned}\phi Mn &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(450.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 235.607\text{kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 235.607\text{kN}\cdot\text{m} > Mu = 129.695\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1589 / (1000.0 \times 450.0) = 0.0035$
 - 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.211$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.211 \times 450.0 = 94.997$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.211/3 = 0.930$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 57.360 / (0.0035 \times 1000 \times 0.930 \times 450.0^2) = 86.302\text{MPa} < 0.6f_y = 240\text{MPa O.K}$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적

$$= bh/16 = 1000 \times 120/16 = 7500\text{mm}^2$$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 52 = 0.26\text{mm}$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$

$$= 1.08 \times 1.17 \times 86.302 \times \sqrt[3]{60 \times 7500} \times 0.00001 = 0.083\text{mm} < 0.260\text{mm O.K}$$
- 여기서 β_c =단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이

$$= 415.0/355.0 = 1.17$$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 1.800^2}{10} = 2.621\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=1.800m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 1.800} = 0.359 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L + 0.6)P_r}{9.6} (1 + i) = \frac{(1.800 + 0.6) \times 96}{9.6} \times (1 + 0.300) = 31.200 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 31.200 = 24.960 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

③ 원심하중

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

$$P_{cf} = P_r / E \times 11.376 / 100 = 8.044 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 8.044 \times 1.8 = 14.479 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 75.894 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 42.060 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 1.800 + 130) = 184 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

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

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

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

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 105.960 \text{ kN}\cdot\text{m} > Mu = 75.894 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.0076$
 - 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.293$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 61.451$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 42.060 / (0.0076 \times 1000 \times 0.902 \times 210.0^2)$
 $= 139.687 MPa < 0.6 f_y = 240 MPa \text{ O.K}$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적
 $= bh/16 = 1000 \times 80/16 = 5000 mm^2$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 32 = 0.16mm$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$
 $= 1.08 \times 1.27 \times 139.687 \times \sqrt[3]{40 \times 5000} \times 0.00001 = 0.112mm < 0.160mm \text{ O.K}$
- 여기서 β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이
 $= 188.5/148.5 = 1.27$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.389로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과(대구)

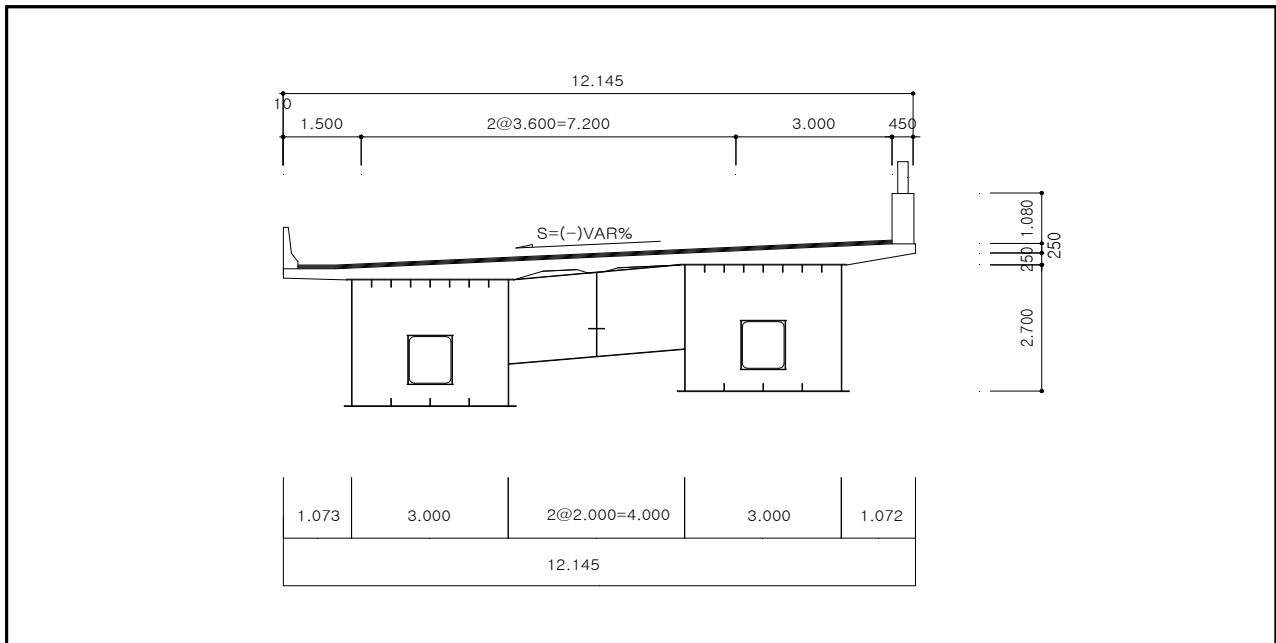
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	129.695	235.607	1.817	O.K
중양부	75.894	105.961	1.396	O.K

【표 5.2.2】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(대구)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	허용균열폭 (mm)	균열폭 (mm)	검토 결과
캔틸레버부	57.360	86.302	240.000	0.260	0.083	O.K
중양부	42.060	139.687	240.000	0.160	0.112	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.1】 해석단면(대구)

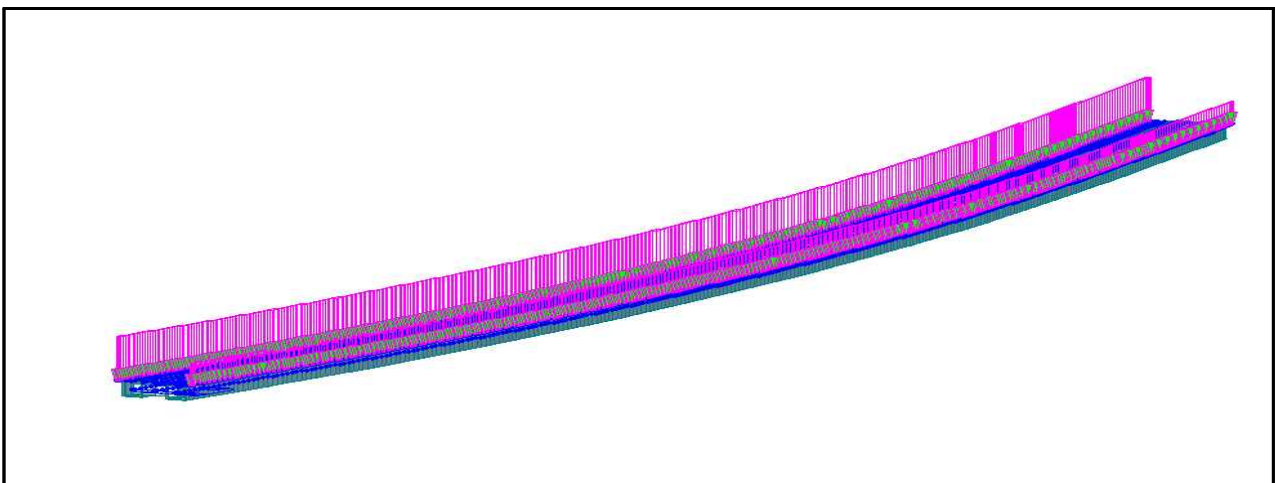
2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려
- 바닥판 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

② 합성후 고정하중

- 포장 및 난간 : 프로그램 내에서 하중으로 고려



【그림 5.2.2】 2차고정 하중 재하(대구)

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 12.145m				
지간장(L)	• 50.000 + 4@65.000 + 50.000= 360.000m				
충격계수(i)	• 제1지간 15 / (40+50.000) = 0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 적용				
	• 제1, 5내부지점 15 / (40+57.5) = 0.154< 0.3 ∴ i = 0.154 적용				
	• 제2, 3지간 15 / (40+65.000) = 0.143< 0.3 ∴ i = 0.143 적용				
	• 제2내부지점 15 / (40+65.000) = 0.143< 0.3 ∴ i = 0.143 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(11.415m를 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(대구)

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

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉠ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

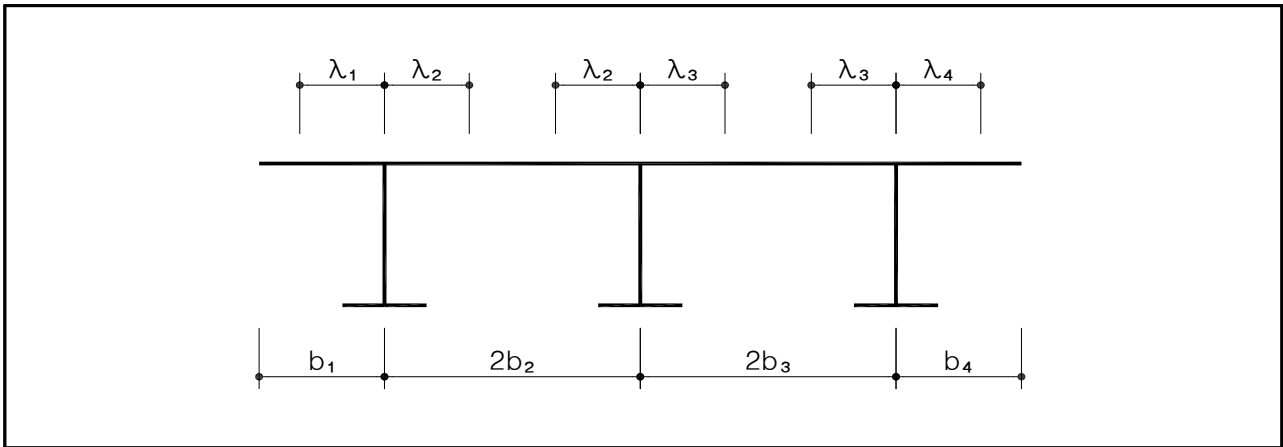
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.3】플랜지의 유효폭(대구)

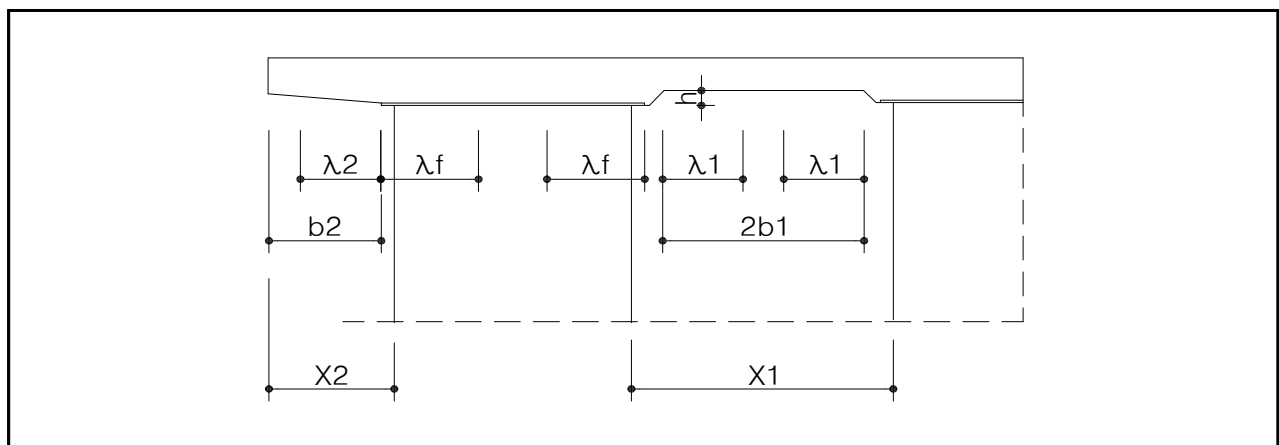
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	40.000	M	
1, 5 경간지점부	23.000	M	
2, 3, 4, 5 경간중앙부	39.000	M	
2, 3, 4 경간지점부	26.000	M	
6 경간중앙부	40.000	M	

② 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.4】바닥판의 유효폭(대구)

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(대구)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	40.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835
1, 3, 4, 5 지간지점부	23.000	3.250	2.811	0.865	3.250	2.911	0.896	6.073	4.566	0.752
2, 3, 4, 5 지간중앙부	39.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835
2 경간지점부	23.000	3.250	2.811	0.865	3.250	2.911	0.896	6.073	4.566	0.752
6 경간중앙부	40.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835

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

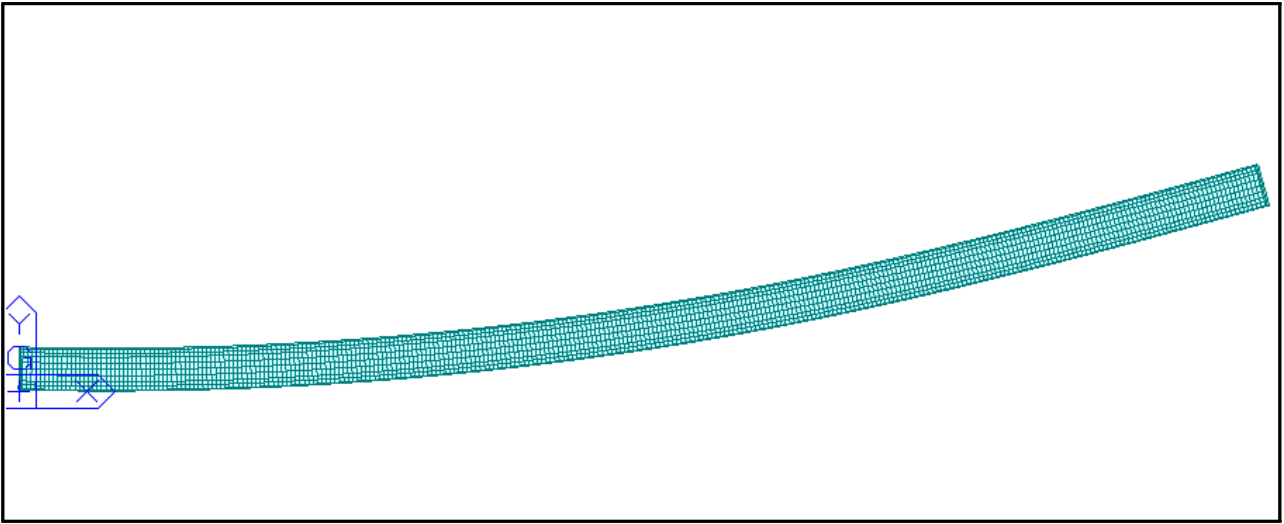
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	40.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835
1, 3, 4, 5 경간지점부	23.000	3.250	2.811	0.865	3.250	2.911	0.896	6.073	4.566	0.752
2, 3, 4, 5 경간중앙부	39.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835
2 경간지점부	23.000	3.250	2.811	0.865	3.250	2.911	0.896	6.073	4.566	0.752
6 경간중앙부	40.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

본 구조해석에서는 강박스거더 및 가로보는 보요소(Frame Element)를 사용하였고 바닥판은 판요소(Plate Element)를 Rigid Link한 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.

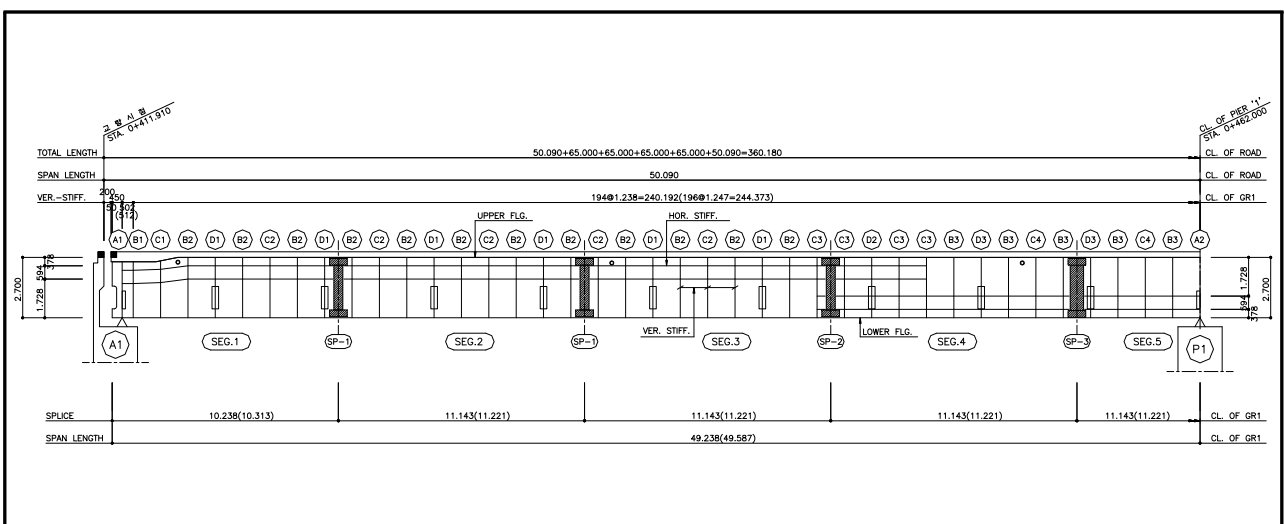
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.5】해석모델링(대구)

② 단면제정수

- 거더



【그림 5.2.6】거더 단면위치(대구)

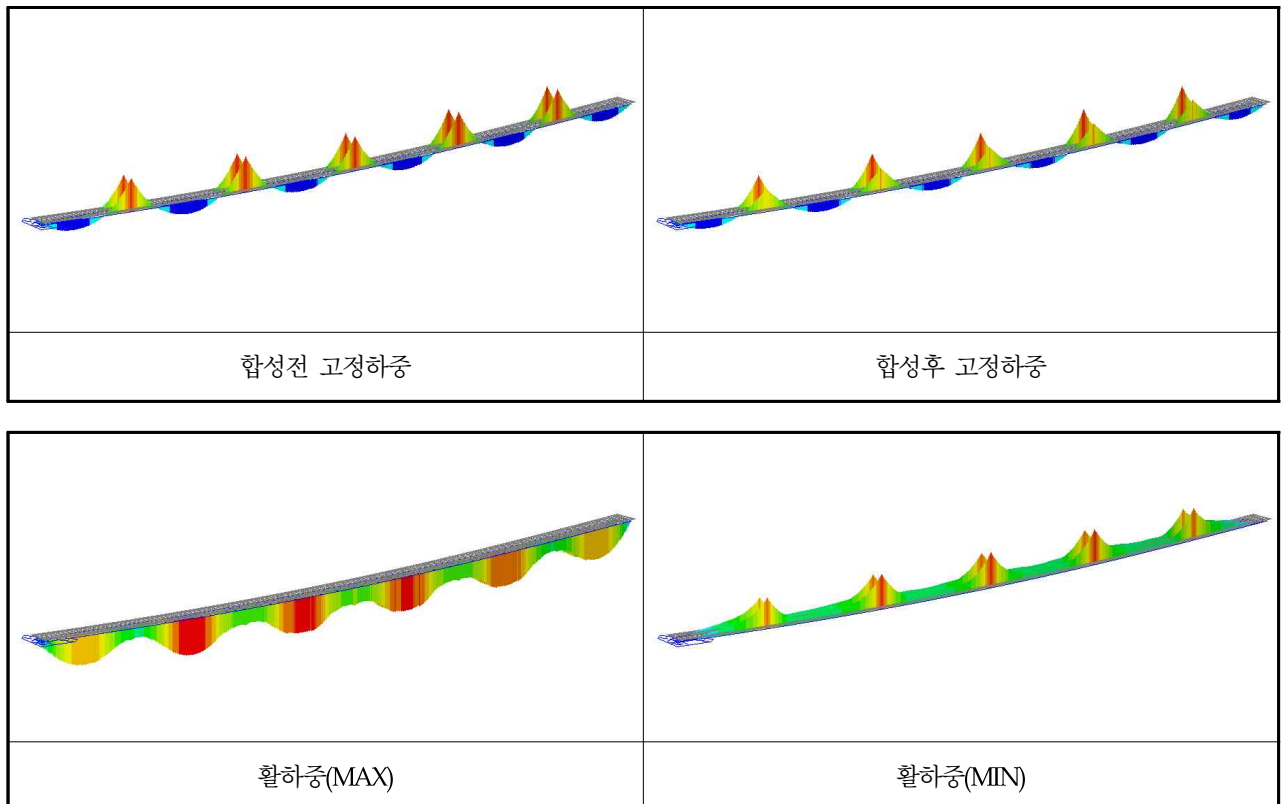
【표 5.2.6】 단면 제정수(대구)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	150,400.0	200,063,875,699	176,925,133,333	232,651,330,105	
	합성후	340,181.3	357,713,972,120	760,207,193,273	290,569,789,067	
단면 - 2	합성전	156,800.0	213,321,478,944	182,386,466,667	243,456,549,936	
	합성후	346,581.3	389,005,507,654	765,668,526,607	307,561,950,165	
단면 - 3	합성전	182,400.0	260,934,522,442	204,231,800,000	282,347,620,547	
	합성후	372,181.3	453,013,560,697	787,513,859,940	334,906,336,186	
단면 - 4	합성전	233,600.0	354,507,451,368	247,922,466,667	333,045,536,340	
	합성후	423,381.3	617,732,453,389	831,204,526,607	369,851,384,045	
단면 - 5	합성전	291,200.0	465,580,271,344	297,074,466,667	368,254,269,480	
	합성후	480,981.3	735,914,726,425	880,356,526,607	393,127,540,170	
부부재	가로보	21,000.0	6,232,700,000	45,125,000	700,000	
	세로보	13,000.0	1,246,833,333	26,108,333	433,333	

5) 구조해석 결과

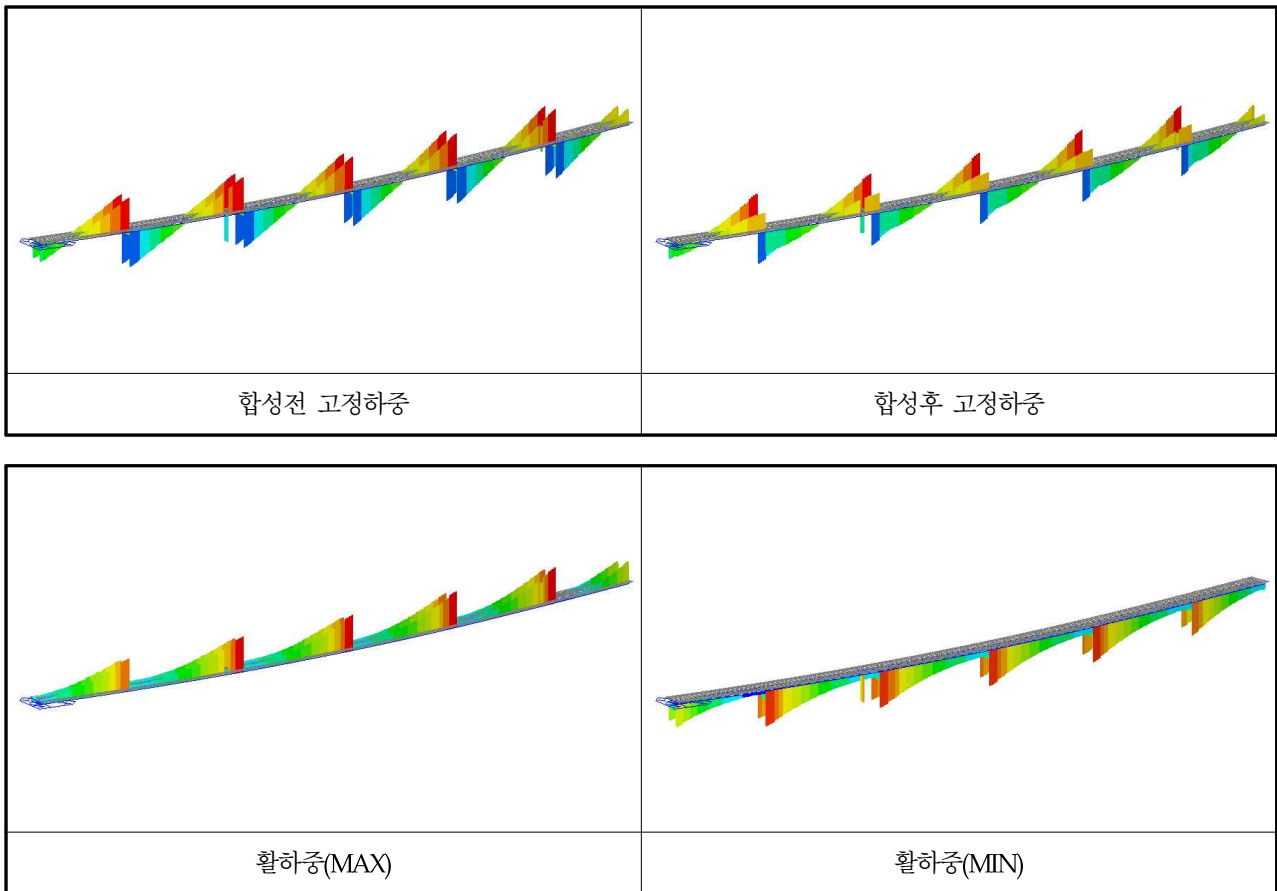
① 단면력도

㉠ 휨모멘트



【그림 5.2.7】 휨모멘트도(대구)

㉠ 전단력



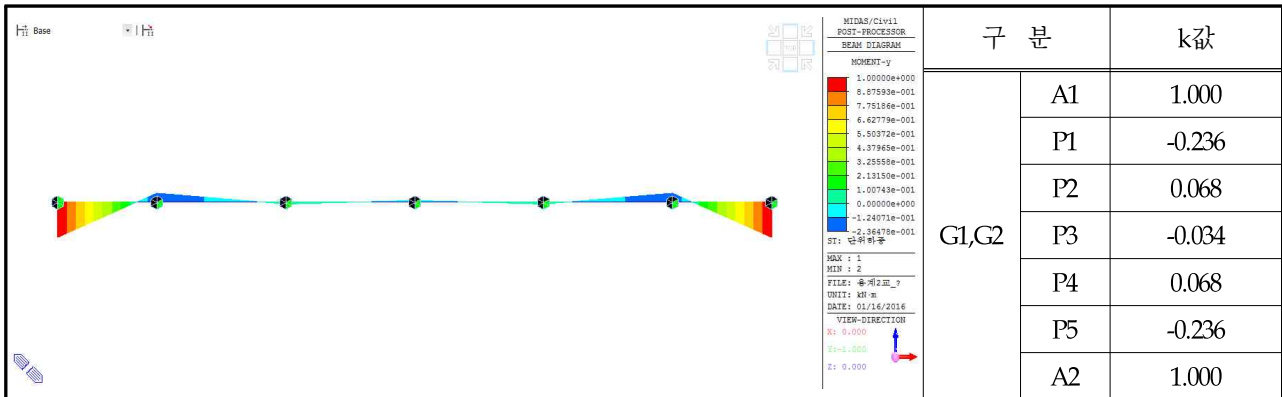
【그림 5.2.8】 전단력도(대구)

② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

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

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

【표 5.2.7】영향계수 k 값 산출 결과(대구)



③ 단면력 산정결과

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

• 정모멘트부

【표 5.2.8】측경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	6,770.004	2,247.548	6,040.749	506.784	15,565.085
	G2	6,787.372	2,964.088	5,741.220	517.222	16,009.902
전단력 (kN)	G1	60.109	13.144	236.711	25.097	335.061
	G2	59.345	33.019	231.216	25.915	349.495
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	27.458	69.954	205.511	3.483	306.406
	G2	15.095	38.043	170.117	0.890	224.145

【표 5.2.9】 중앙경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	6,996.689	2,325.037	6,732.778	433.621	16,488.124
	G2	6,955.955	2,890.295	6,321.435	431.938	16,599.623
전단력 (kN)	G1	60.493	18.483	311.947	40.103	431.026
	G2	64.211	30.128	286.943	40.136	421.418
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	24.630	1.086	257.032	4.919	287.667
	G2	14.113	33.466	236.005	3.312	286.896

• 부모멘트부

【표 5.2.10】 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	19,045.216	5,554.468	10,354.807	1,391.817	36,346.307
	G2	18,967.517	8,331.755	9,148.065	1,450.437	37,897.774
전단력 (kN)	G1	1,492.792	373.771	144.967	36.690	2,048.220
	G2	1,509.793	689.092	171.028	45.522	2,415.435
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	102.362	43.854	788.818	6.521	941.555
	G2	62.174	121.513	725.144	4.734	913.565

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
 - ㉠ 휨응력

【표 5.2.11】 외측경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	41.607	-44.057	137.350	190.000	3.301	4.313
1+2+3	65.493	-97.391	137.350	190.000	2.097	1.951
1+2+3+4	71.864	-98.579	157.953	190.000	2.198	1.927
1+2+3+4+5	87.696	-101.547	157.953	190.000	1.801	1.871
1+2+3+4+5+6	100.983	-103.997	178.555	218.500	1.768	2.101
1+2+3+4+5-6	74.410	-99.097	178.555	218.500	2.400	2.205

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 7.842 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{100.983}{178.555} \right)^2 + \left(\frac{7.842}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.320 + 0.005 = 0.325 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-101.547}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{7.842}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.286 + 0.005 = 0.291 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉠ 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 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.674	16.200	O.K(3.47)
	크리프, 건조수축 제외시	5.887	16.200	O.K(2.76)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	134.408	315.000	O.K(2.35)
	크리프, 건조수축 제외시	112.205	315.000	O.K(2.81)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-163.978	315.000	O.K(1.93)
	크리프, 건조수축 제외시	-159.822	315.000	O.K(1.98)

㉠ 중앙경간 정모멘트부

㉠ 휨응력

【표 5.2.13】 중앙경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	41.215	-40.466	121.100	190.000	2.938	4.695
1+2+3	64.310	-88.886	121.100	190.000	1.883	2.138
1+2+3+4	68.246	-88.474	139.265	190.000	2.041	2.148
1+2+3+4+5	81.574	-87.295	139.265	190.000	1.707	2.177
1+2+3+4+5+6	93.250	-85.653	157.430	218.500	1.688	2.551
1+2+3+4+5-6	69.897	-88.937	157.430	218.500	2.252	2.457

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.082 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{93.250}{157.430} \right)^2 + \left(\frac{9.082}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.351 + 0.007 = 0.358 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-88.886}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.082}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.219 + 0.007 = 0.226 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.724	16.200	O.K(3.43)
	크리프, 건조수축 제외시	5.917	16.200	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	127.365	315.000	O.K(2.48)
	크리프, 건조수축 제외시	110.101	315.000	O.K(2.87)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-146.678	315.000	O.K(2.15)
	크리프, 건조수축 제외시	-148.269	315.000	O.K(2.13)

② 부모멘트부

㉑ 내부 지점부 부모멘트부

㉒ 휨응력

【표 5.2.15】 지점부 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-58.244	52.193	190.000	190.000	3.262	3.640
1+2+3	-80.096	75.834	190.000	190.000	2.372	2.505
1+2+3+4	-82.906	71.196	190.000	190.000	2.292	2.669
1+2+3+4+5	-76.239	82.632	190.000	190.000	2.492	2.299
1+2+3+4+5+6	-66.655	97.129	218.500	218.500	3.278	2.250
1+2+3+4+5-6	-85.823	68.136	218.500	218.500	2.546	3.207

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 50.976 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-82.906}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{50.976}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.190 + 0.215 = 0.405 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{97.129}{218.500} \right)^2 + \left(\frac{50.976}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.198 + 0.215 = 0.412 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊦ 항복에 대한 안전도 검사

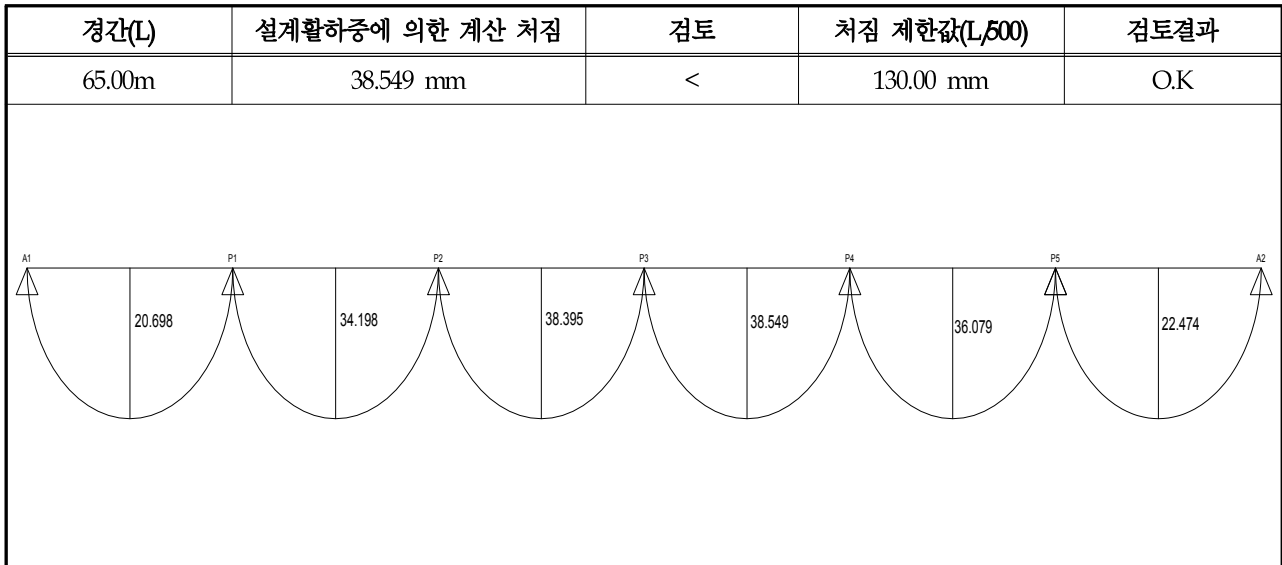
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.16】 지점부 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-51.277	400.000	O.K(7.81)
	크리프, 건조수축 제외시	-54.983	400.000	O.K(7.28)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-116.765	315.000	O.K(2.7)
	크리프, 건조수축 제외시	-120.623	315.000	O.K(2.62)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	127.359	315.000	O.K(2.48)
	크리프, 건조수축 제외시	120.561	315.000	O.K(2.62)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.17】 반력 집계결과 (단위 : kN)(대구)

구 분		합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중		지점 침 하		합 계		사용 Shoe
				Max	Min	Max	Min	Max	Min	
A1	G1	847.300	194.583	729.574	-138.124	27.412	-27.412	1,798.869	1,207.419	3,500
	G2	846.991	457.011	613.987	-157.058	27.587	-27.587	1,945.576	1,488.647	3,000
P1	G1	3,345.494	781.281	1,710.124	-180.235	65.369	-65.369	5,902.268	4,372.379	10,000
	G2	3,347.845	1,596.620	1,422.940	-234.280	76.106	-76.106	6,443.511	5,254.851	9,000
P2	G1	3,380.173	770.684	1,787.457	-242.284	77.962	-77.962	6,016.276	4,471.103	10,000
	G2	3,417.669	1,638.833	1,494.914	-292.074	98.391	-98.391	6,649.807	5,446.967	9,000
P3	G1	3,321.718	761.851	1,808.777	-276.685	78.605	-78.605	5,970.951	4,438.859	10,000
	G2	3,354.099	1,619.381	1,506.135	-311.891	101.218	-101.218	6,580.833	5,386.589	9,000
P4	G1	3,397.945	774.720	1,787.265	-244.795	76.968	-76.968	6,036.898	4,494.428	10,000
	G2	3,429.632	1,630.578	1,493.274	-292.573	99.646	-99.646	6,653.130	5,452.429	9,000
P5	G1	3,333.994	775.215	1,699.463	-186.910	57.779	-57.779	5,866.451	4,353.898	10,000
	G2	3,343.472	1,586.753	1,415.140	-226.416	84.077	-84.077	6,429.442	5,240.718	9,000
A2	G1	863.787	204.239	732.574	-148.206	28.922	-28.922	1,829.522	1,245.154	3,500
	G2	819.581	447.196	594.584	-144.485	26.266	-26.266	1,887.627	1,437.528	3,000

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

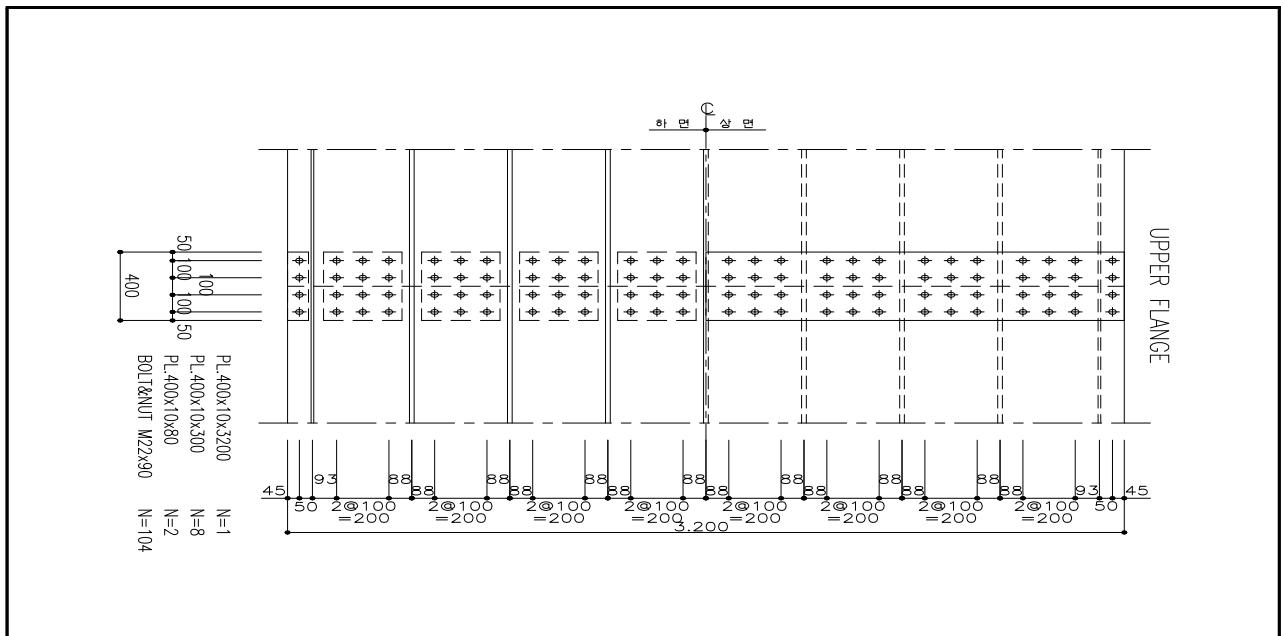
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 1경간 최대 정모멘트부를 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
6,996.688	2,325.037	60.493	18.483	287.667	41.2	-40.9	190

• 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 5.2.9】 압축부 플랜지 이음(대구)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 41.2 \text{ MPa}$$

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

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

㉞ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 3,200mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{\text{sa}} \approx 48 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 52 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{\text{sa}} = 24,000 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 10 \times 400 = 1,600.0 \text{ mm}^2$$

$$8\text{-PL} \quad 300 \times 10 \times 400 = 24,000.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 3200 \times 19 \times 400 = 32,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 57,600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 87,692.3 \text{ MPa} \leq f_{\text{sa}} \quad \therefore \text{O.K}$$

㊱ 볼트의 응력검토

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

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

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 703 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.864 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 3.414 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.589 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 1.094 \times 10^{12} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

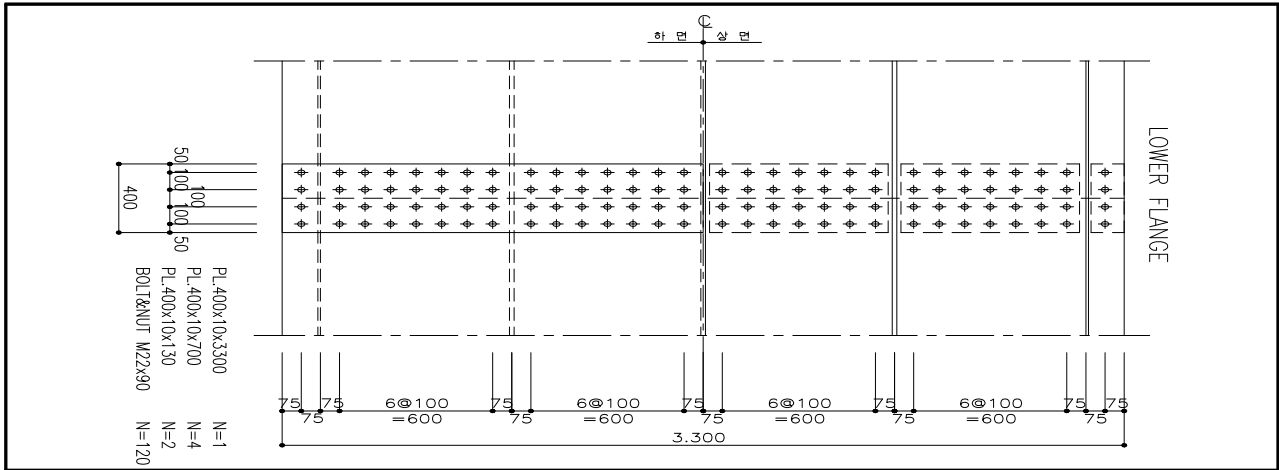
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 123.1 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 2 \text{ EA} (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 87,695.1 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(상부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.10】 인장부 플랜지 이음(대구)

㉕ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 40.9 \text{ MPa}$$

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

㉖ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 12mm, 모재길이 = 3,300mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{\text{sa}} \approx 59EA \Rightarrow n_t = 60EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉗ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{\text{sa}} = 29,700.0 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL } 130 \times 10 \times 400 = 2,600.0 \text{ mm}^2$$

$$4\text{-PL } 700 \times 10 \times 400 = 28,000.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL } 3300 \times 10 \times 400 = 33,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 63,600.0 \text{ mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 63,600 - 25.0 \times 10.0 \times 30 \text{ 열} \times 2EA = 48,600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{\text{use}} = 116.1 \text{ MPa} \leq f_{\text{sa}} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 94,050 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 866 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 5.905 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.150 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.589 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 1.094 \times 10^{12} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

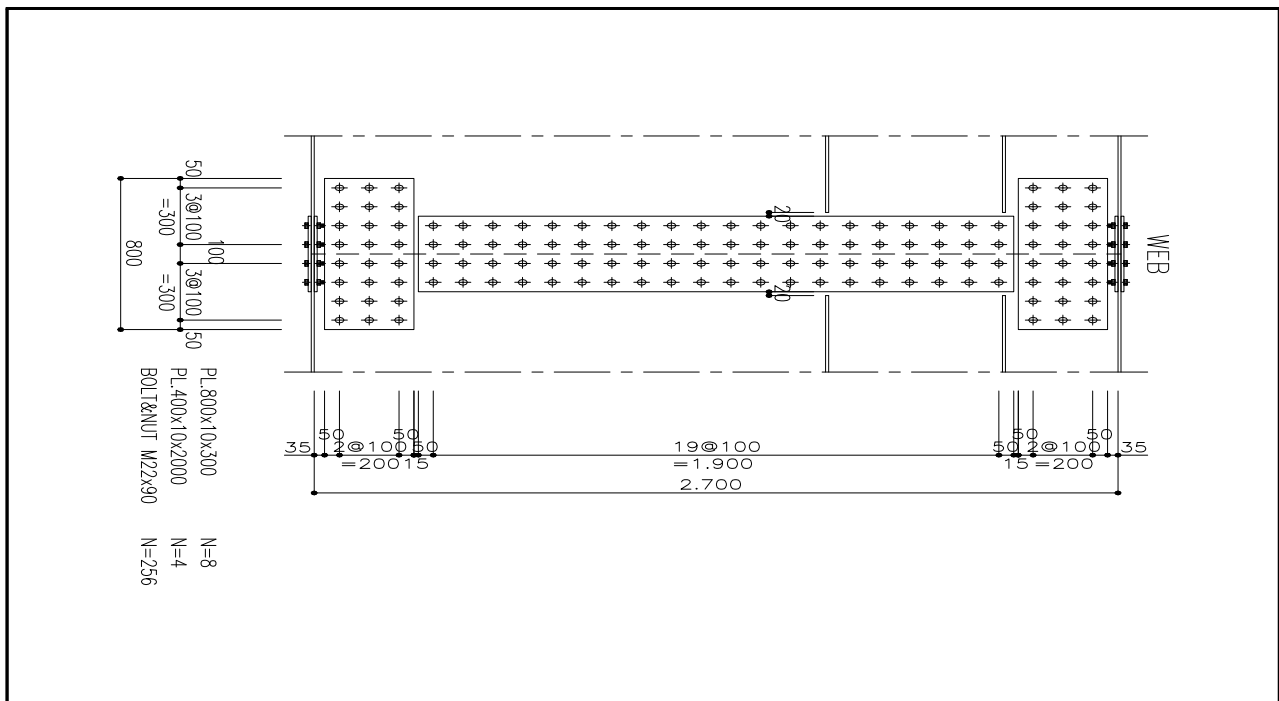
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 110.0 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 2EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 94054.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.11】 Web 이음(대구)

① 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,500 \text{ mm}$

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 129.675}{2} \times 135.0 \times 10.0 / 3EA = 61.239 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제2열} : \rho_p = \frac{129.675 + 120.175}{2} \times 100.0 \times 10.0 / 3EA = 41.642 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{120.175 + 109.963}{2} \times 107.5 \times 10.0 / 3EA = 41.233 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제4열} : \rho_p = \frac{109.963 + 99.750}{2} \times 107.5 \times 10.0 / 2EA = 56.360 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제5열} : \rho_p = \frac{99.750 + 90.250}{2} \times 100.0 \times 10.0 / 2EA = 47.500 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = \left[\frac{79.0 \times 10^3}{2} + \frac{287.7 \times 10^6}{8,040,410.0} \right] / 64 EA = 617.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{61,239^2 + 617.3^2} = 61,242.5 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

② 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 2.250 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 8.217 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 607.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 174.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.644 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 1.259 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

(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

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

③ 이음판의 상연 응력 검토

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

④ 이음판의 하연 응력 검토

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

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	

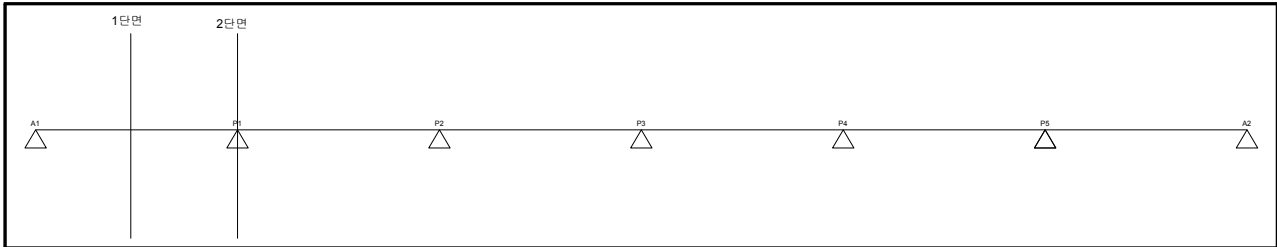
② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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 5.2.12】 피로조사 단면위치(대구)

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

〈단면 1〉

구분	상세	응력범주	f_{sr} (MPa)		비고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
②	인장측 플랜지와 다이아프램의 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	상세	응력범주	f_{sr} (MPa)		비고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단피로검토)	63	84	
②	인장측 플랜지와 다이아프램의 필렛 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	
⑤	인장측 플랜지에 부착된 가로보 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
⑥	스터드에 인접한 인장측 플랜지부	C	91	147	

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로검토

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

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1>

구분	ΔM (kN·m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	3928.2	3873.3	1.094E+12	3133.3	11.246	11.089	B	126	203	O.K
②				3133.3	11.246	11.089	C	91	147	O.K
③				1388.3	4.983	4.913	E	56	91	O.K
④				860.3	3.088	3.045	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	2736.6	7873.03	5.959E+11	1592.24	7.312	21.037	B	126	203	O.K
②				1592.24	7.312	21.037	C	91	147	O.K
③				328.243	1.507	4.337	E	56	91	O.K
④				1205.24	5.535	15.924	E	56	91	O.K
⑤				1471.76	6.759	19.445	E	56	91	O.K
⑥				1487.76	6.833	19.657	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 단면을 설정하였음.

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	607.9	32	3250	104000	1472	1.529E+08	5.959E+11	8	22.6	6.9	63	OK
DL하중	1021.8									11.6	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)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	607.9	32	3250	104000	1592	1.654E+08	5.959E+11	8	22.6	7.5	63	O.K
DL하중	1021.8									12.5	84	O.K

5.2.2 부산방향

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 6경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $50+4@65.0+50 = 360.0\text{m}$ (총연장)
- ③ 검토구간 : $50+4@65.0+50 = 360.0\text{m}$
- ④ 교량폭원 : 12.145m
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 거더제원 : $B = 3.0\text{m}$, $H = 2.7\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

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

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	$140 : \ell/r \leq 18.6$ $140-0.82(\ell/r-18.6) :$ $18.6 < \ell/r \leq 92.8$ $1,200,000$	$190 : \ell/r \leq 16.0$ $190-1.29(\ell/r-16.0) :$ $16.0 < \ell/r \leq 80.1$ $1,200,000$	$215 : \ell/r \leq 15.1$ $215-1.55(\ell/r-15.1) :$ $15.1 < \ell/r \leq 75.5$ $1,200,000$	$270 : \ell/r \leq 13.4$ $270-2.19(\ell/r-13.4) :$ $13.4 < \ell/r \leq 67.1$ $1,200,000$
	$6,700+(\ell/r)^2$ $92.8 < \ell/r$	$5,000+(\ell/r)^2$ $80.1 < \ell/r$	$4,400+(\ell/r)^2$ $75.5 < \ell/r$	$3,500+(\ell/r)^2$ $67.1 < \ell/r$
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(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	$0.45 \times 1.08 \times 25 = 12.150$	0.797	9.684	
2	$1.022 \times 0.45 \times 25 = 11.498$	0.511	5.875	
3	$\frac{1}{2} \times 0.972 \times 0.06 \times 25 = 0.729$	0.374	0.273	
4	$0.05 \times 0.06 \times 25 = 0.075$	0.025	0.002	
5	$0.572 \times 0.08 \times 23 = 1.052$	0.286	0.301	
6	난간 : 교축방향 단위 길이당 자중 = 1.000	0.767	0.767	
계	= 26.504		16.901	
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)

- 윤회중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.272 + 1.14 = 1.358\text{m}$$

여기서, X = 0.272m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.272} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.272 \times (1+0.300)}{1.358} = 24.997\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

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

$$\text{작용높이 } h = 1.335 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.335 = 43.388 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 원심하중

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

$$P_{cf} = P_r/E \times 11.376/100 = 8.044 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 8.044 \times 1.8 = 14.479 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.40 \text{ m} = 4.200 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 4.2 \times 0.780 = 3.276 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 94.538 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 129.695 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 75.420 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 76.278 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 26.230 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 57.360 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께($X=0.272 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \times L + 230) = (80 \times 0.272 + 230) = 251.8 \text{ mm} > 220 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 510.00 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 251.80 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 단면검토

• 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0 \text{ mm}, \quad \text{단면높이}(h) = 510.0 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60.0 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 450.0 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = H16@125 = 1588.80 \text{ mm}^2$$

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(450.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 235.607\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 235.607\text{kN}\cdot\text{m} > Mu = 129.695\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1589 / (1000.0 \times 450.0) = 0.0035$
 - 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.211$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.211 \times 450.0 = 94.997$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.211/3 = 0.930$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 57.360 / (0.0035 \times 1000 \times 0.930 \times 450.0^2) = 86.302\text{MPa} < 0.6f_y = 240\text{MPa O.K}$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적

$$= bh/16 = 1000 \times 120/16 = 7500\text{mm}^2$$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 52 = 0.26\text{mm}$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$

$$= 1.08 \times 1.17 \times 86.302 \times \sqrt[3]{60 \times 7500} \times 0.00001 = 0.083\text{mm} < 0.260\text{mm O.K}$$
- 여기서 β_c =단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이

$$= 415.0/355.0 = 1.17$$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 1.800^2}{10} = 2.621\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=1.800m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 1.800} = 0.359 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L + 0.6)P_r}{9.6} (1 + i) = \frac{(1.800 + 0.6) \times 96}{9.6} \times (1 + 0.300) = 31.200 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 31.200 = 24.960 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

③ 원심하중

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

$$P_{cf} = P_r / E \times 11.376 / 100 = 8.044 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 8.044 \times 1.8 = 14.479 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 75.894 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 42.060 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 1.800 + 130) = 184 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

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

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

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

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 105.960 \text{ kN}\cdot\text{m} > Mu = 75.894 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.0076$
 - 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.293$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 61.451$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 42.060 / (0.0076 \times 1000 \times 0.902 \times 210.0^2)$
 $= 139.687 MPa < 0.6 f_y = 240 MPa O.K$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적
 $= bh/16 = 1000 \times 80/16 = 5000 mm^2$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 32 = 0.16mm$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$
 $= 1.08 \times 1.27 \times 139.687 \times \sqrt[3]{40 \times 5000} \times 0.00001 = 0.112mm < 0.160mm O.K$
- 여기서 β_c =단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이
 $= 188.5/148.5 = 1.27$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.389로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.18】 바닥판의 단면검토 결과(부산)

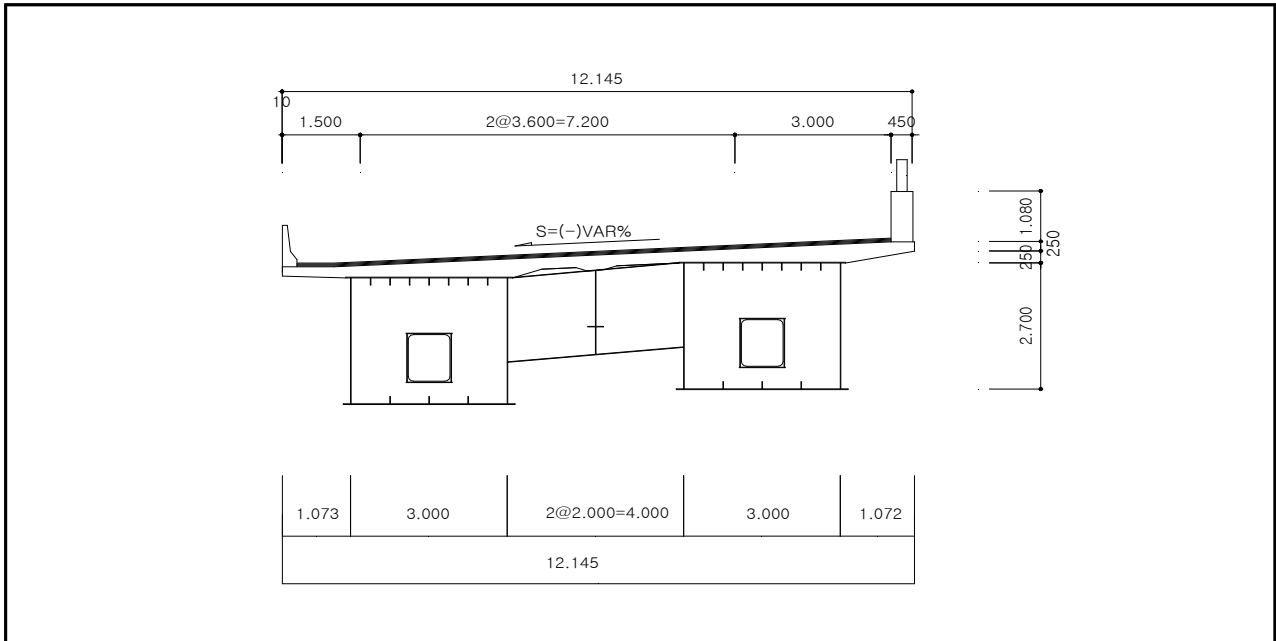
구 분	M_u ($kN \cdot m$)	ΦM_n ($kN \cdot m$)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	129.695	235.607	1.817	O.K
중양부	75.894	105.961	1.396	O.K

【표 5.2.19】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(부산)

구 분	M_o ($kN \cdot m$)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	허용균열폭 (mm)	균열폭 (mm)	검토 결과
캔틸레버부	57.360	86.302	240.000	0.260	0.083	O.K
중양부	42.060	139.687	240.000	0.160	0.112	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.13】 해석단면(부산)

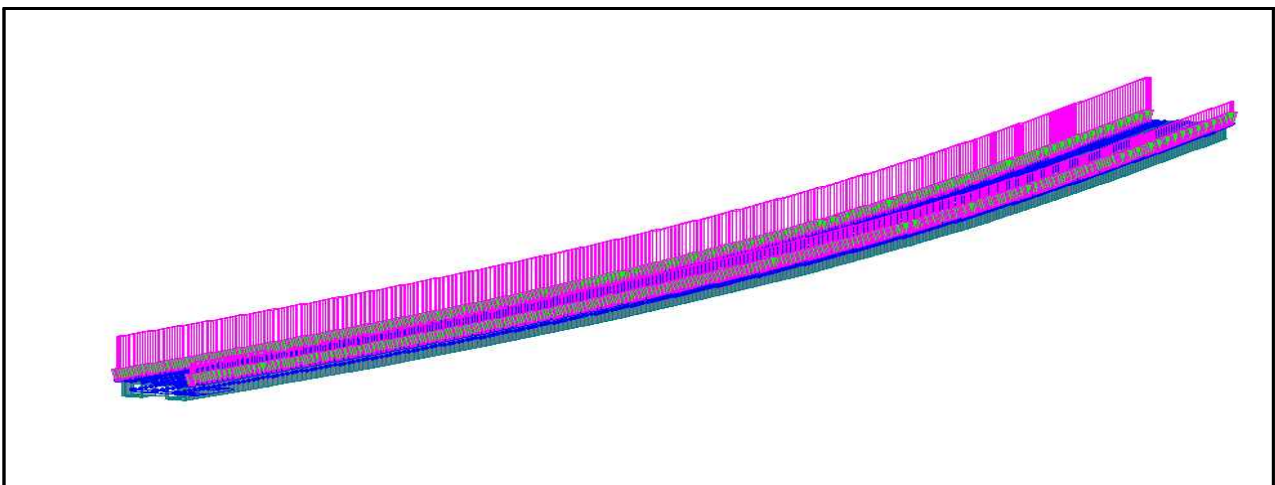
2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려
- 바닥판 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

② 합성후 고정하중

- 포장 및 난간 : 프로그램 내에서 하중으로 고려



【그림 5.2.14】 2차고정 하중 재하(부산)

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 12.145m				
지간장(L)	• 50.000 + 4@65.000 + 50.000= 360.000m				
충격계수(i)	• 제1지간 15 / (40+50.000) = 0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 적용				
	• 제1, 5내부지점 15 / (40+57.5) = 0.154< 0.3 ∴ i = 0.154 적용				
	• 제2, 3지간 15 / (40+65.000) = 0.143< 0.3 ∴ i = 0.143 적용				
	• 제2내부지점 15 / (40+65.000) = 0.143< 0.3 ∴ i = 0.143 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(11.415m를 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(부산)

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

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉠ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

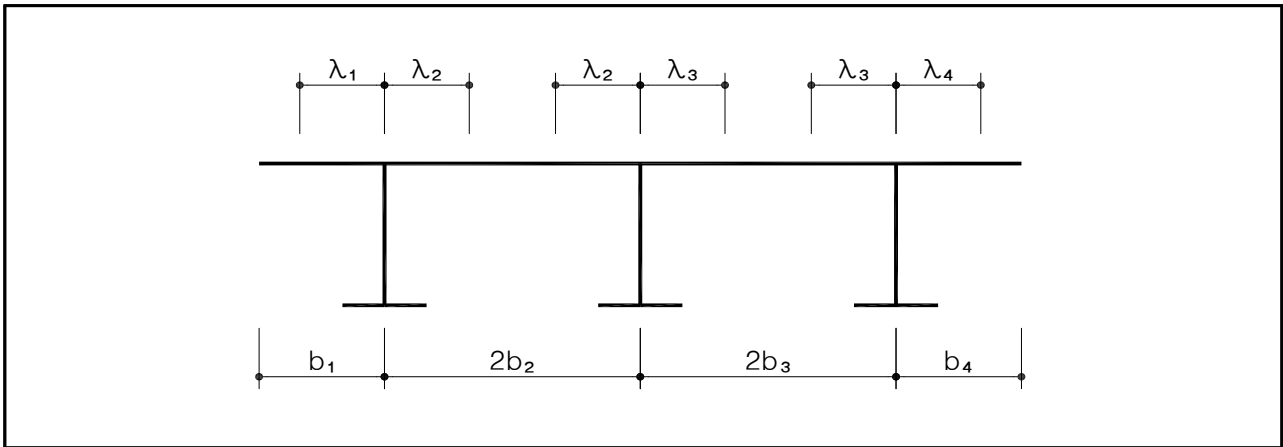
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.15】플랜지의 유효폭(부산)

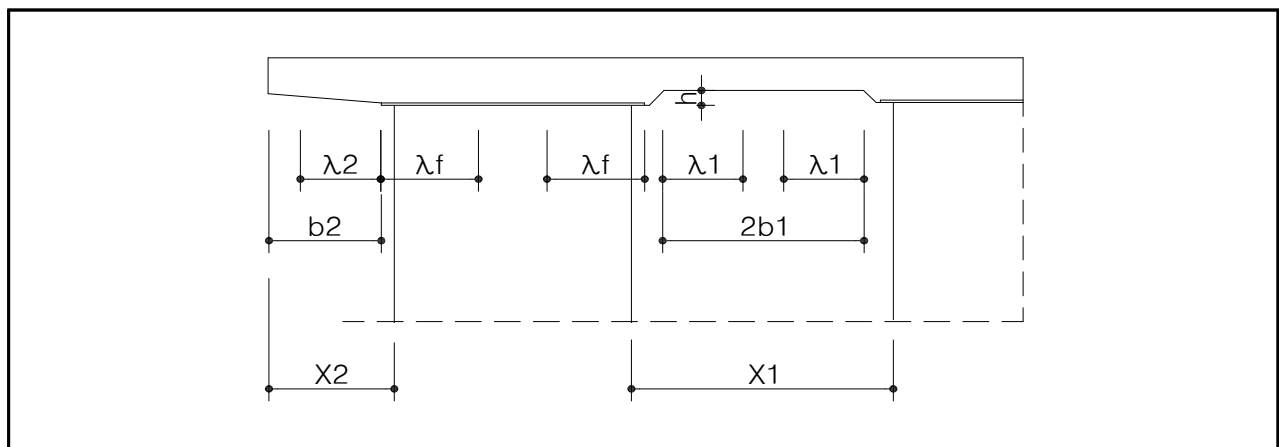
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	40.000	M	
1, 5 경간지점부	23.000	M	
2, 3, 4, 5 경간중앙부	39.000	M	
2, 3, 4 경간지점부	26.000	M	
2 경간지점부	23.000	M	
6 경간중앙부	40.000	M	

② 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.16】바닥판의 유효폭(부산)

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(부산)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	40.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835
1, 3, 4, 5 지간지점부	23.000	3.250	2.811	0.865	3.250	2.911	0.896	6.073	4.566	0.752
2, 3, 4, 5 지간중앙부	39.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835
2 경간지점부	23.000	3.250	2.811	0.865	3.250	2.911	0.896	6.073	4.566	0.752
6 경간중앙부	40.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835

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

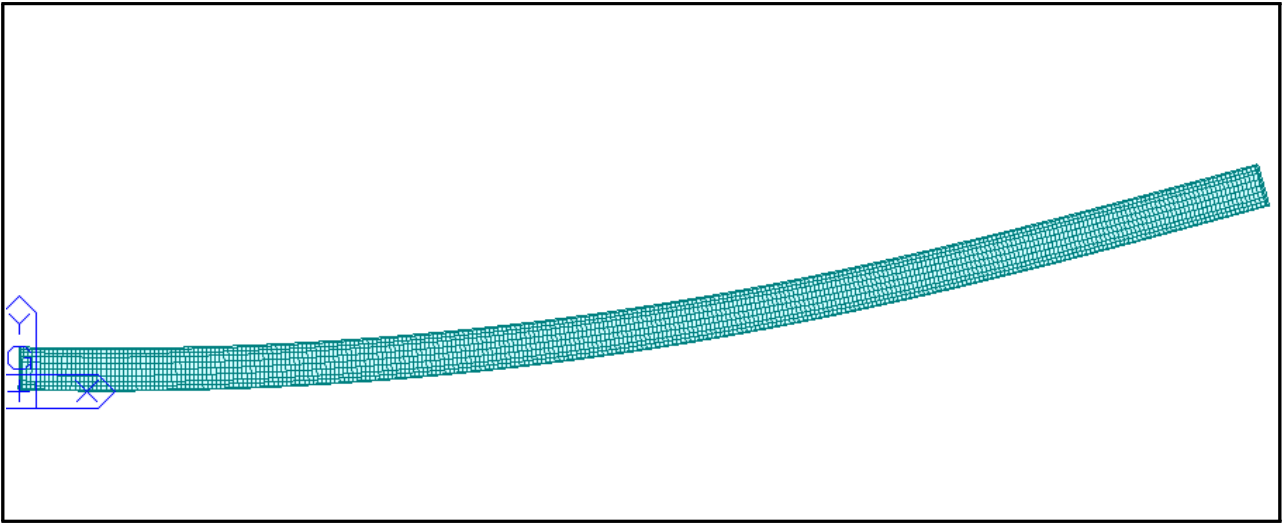
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	40.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835
1, 3, 4, 5 경간지점부	23.000	3.250	2.811	0.865	3.250	2.911	0.896	6.073	4.566	0.752
2, 3, 4, 5 경간중앙부	39.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835
2 경간지점부	23.000	3.250	2.811	0.865	3.250	2.911	0.896	6.073	4.566	0.752
6 경간중앙부	40.000	3.250	3.200	0.985	3.250	3.300	1.015	6.073	5.073	0.835

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

본 구조해석에서는 강박스거더 및 가로보는 보요소(Frame Element)를 사용하였고 바닥판은 판요소(Plate Element)를 Rigid Link한 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.

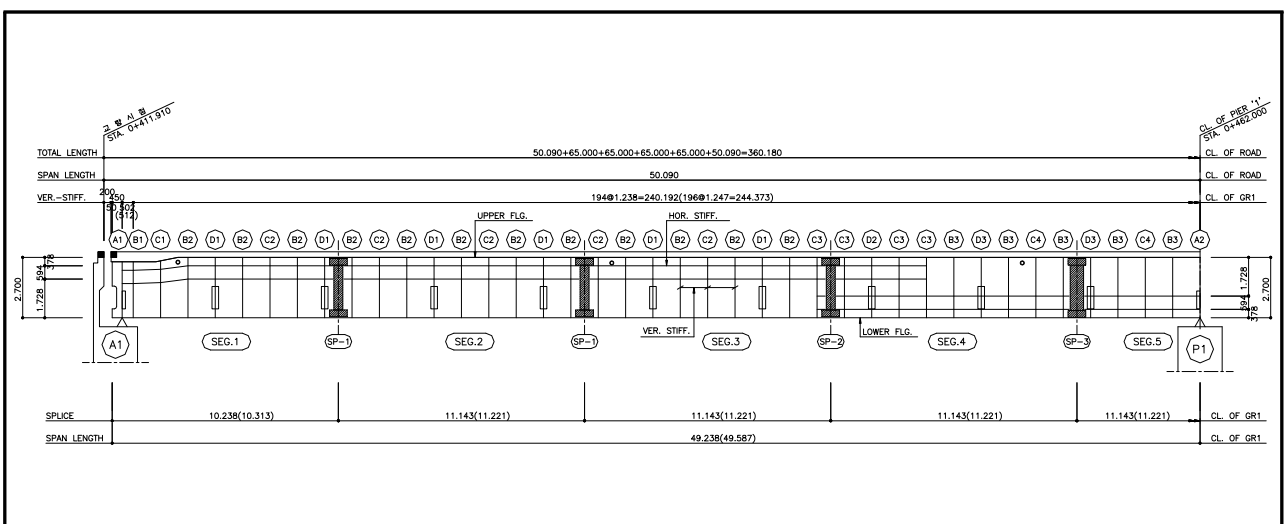
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.17】 해석모델링(부산)

② 단면제정수

- 거더



【그림 5.2.18】 거더 단면위치(부산)

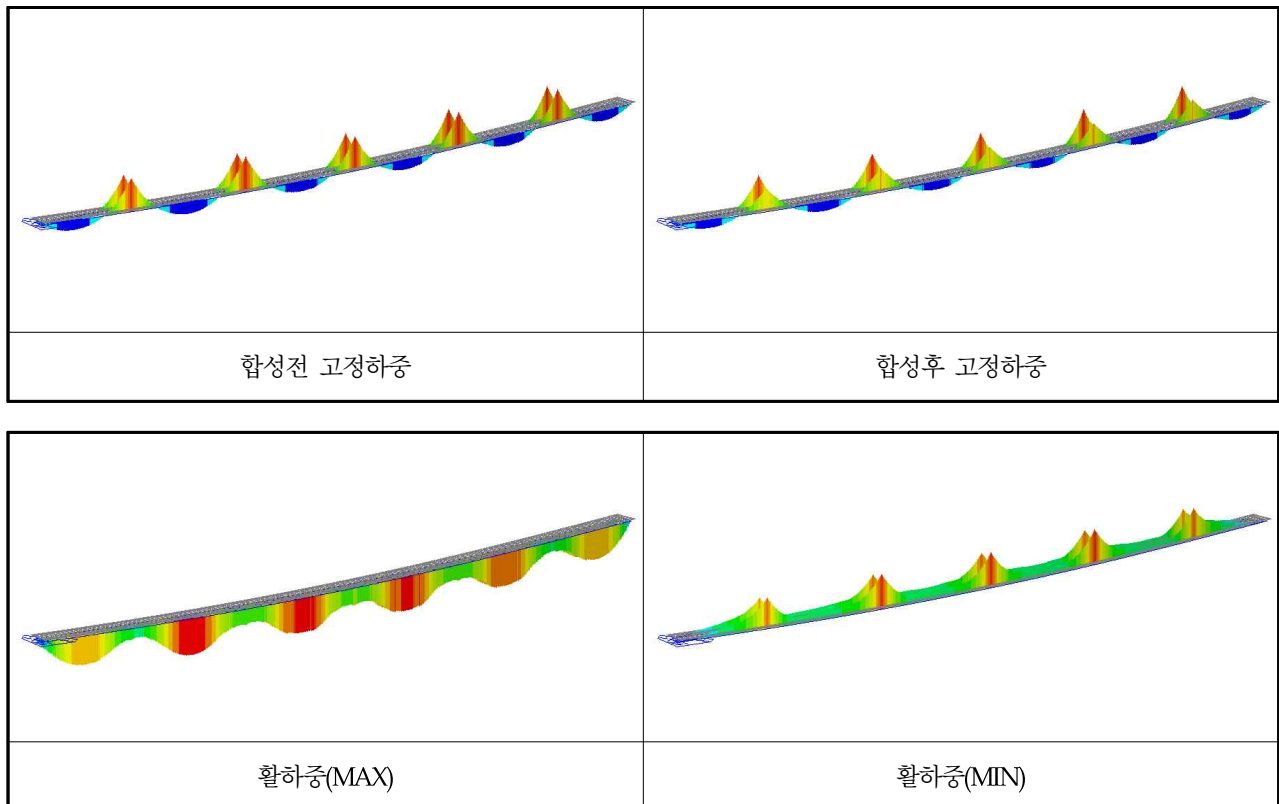
【표 5.2.23】 단면 제정수(부산)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	150400.0	200063875699	176925133333	232651330105	
	합성후	340181.3	357713972120	760207193273	290569789067	
단면 - 2	합성전	156800.0	213321478944	182386466667	243456549936	
	합성후	346581.3	389005507654	765668526607	307561950165	
단면 - 3	합성전	182400.0	260934522442	204231800000	282347620547	
	합성후	372181.3	453013560697	787513859940	334906336186	
단면 - 4	합성전	233600.0	354507451368	247922466667	333045536340	
	합성후	423381.3	617732453389	831204526607	369851384045	
단면 - 5	합성전	291200.0	465580271344	297074466667	368254269480	
	합성후	480981.3	735914726425	880356526607	393127540170	
부부재	가로보	21000.0	6232700000	45125000	700000	
	세로보	13000.0	1246833333	26108333	433333	

5) 구조해석 결과

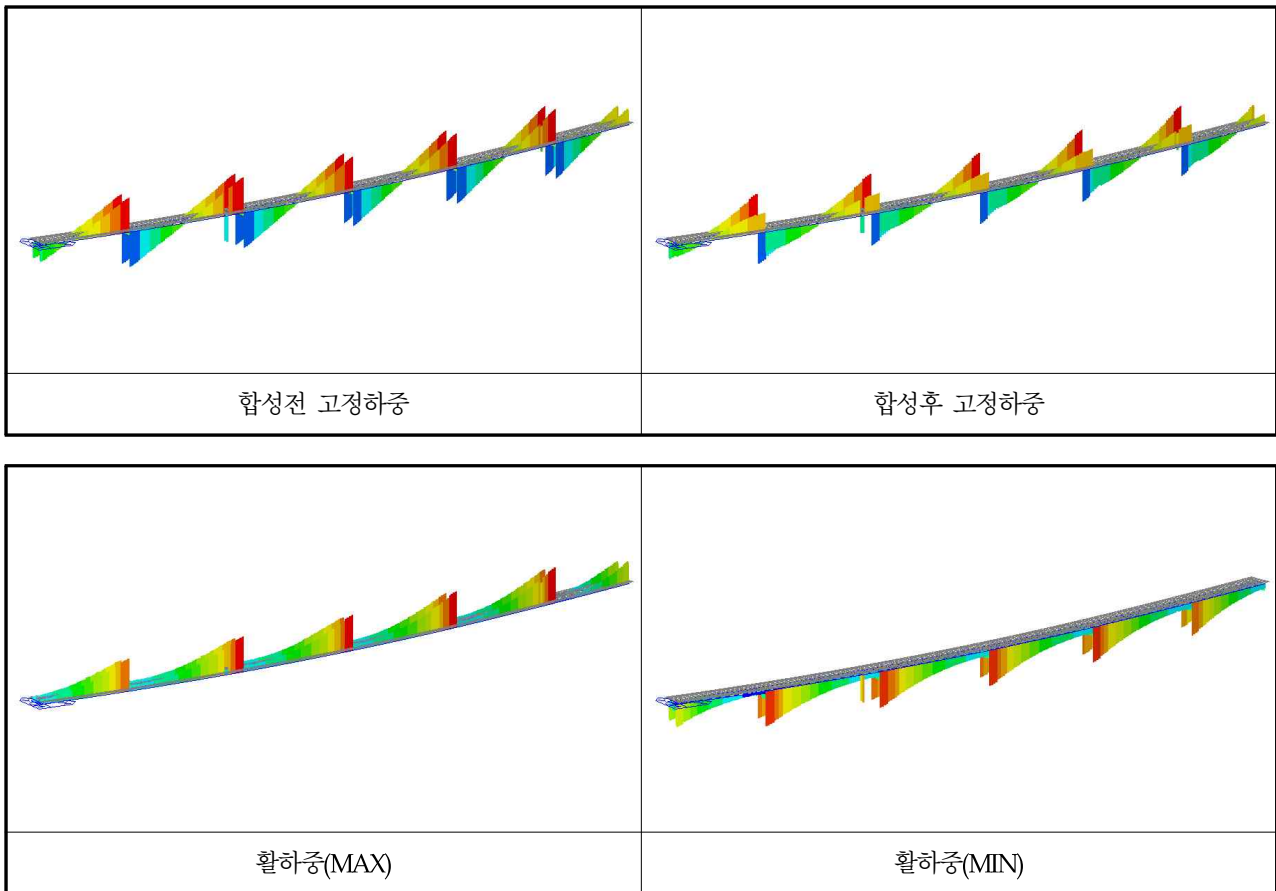
① 단면력도

㉠ 휨모멘트



【그림 5.2.19】 휨모멘트도(부산)

㉠ 전단력



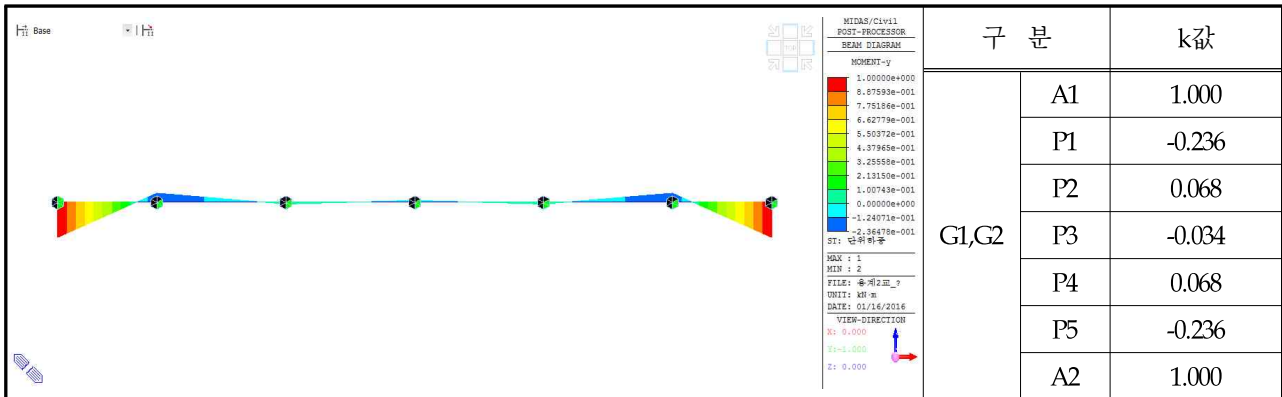
【그림 5.2.20】 전단력도(부산)

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 값 산출 결과(부산)



③ 단면력 산정결과

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

• 정모멘트부

【표 5.2.25】측경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	6770.004	2247.548	6040.749	506.784	15565.085
	G2	6787.372	2964.088	5741.220	517.222	16009.902
전단력 (kN)	G1	60.109	13.144	236.711	25.097	335.061
	G2	59.345	33.019	231.216	25.915	349.495
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	27.458	69.954	205.511	3.483	306.406
	G2	15.095	38.043	170.117	0.890	224.145

【표 5.2.26】 중앙경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	6996.689	2325.037	6732.778	433.621	16488.124
	G2	6955.955	2890.295	6321.435	431.938	16599.623
전단력 (kN)	G1	60.493	18.483	311.947	40.103	431.026
	G2	64.211	30.128	286.943	40.136	421.418
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	24.630	1.086	257.032	4.919	287.667
	G2	14.113	33.466	236.005	3.312	286.896

• 부모멘트부

【표 5.2.27】 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	19045.216	5554.468	10354.807	1391.817	36346.307
	G2	18967.517	8331.755	9148.065	1450.437	37897.774
전단력 (kN)	G1	1492.792	373.771	144.967	36.690	2048.220
	G2	1509.793	689.092	171.028	45.522	2415.435
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	102.362	43.854	788.818	6.521	941.555
	G2	62.174	121.513	725.144	4.734	913.565

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
 - ㉠ 휨응력

【표 5.2.28】 외측경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	41.607	-44.057	137.350	190.000	3.301	4.313
1+2+3	65.493	-97.391	137.350	190.000	2.097	1.951
1+2+3+4	71.864	-98.579	157.953	190.000	2.198	1.927
1+2+3+4+5	87.696	-101.547	157.953	190.000	1.801	1.871
1+2+3+4+5+6	100.983	-103.997	178.555	218.500	1.768	2.101
1+2+3+4+5-6	74.410	-99.097	178.555	218.500	2.400	2.205

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 7.842 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{100.983}{178.555} \right)^2 + \left(\frac{7.842}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.320 + 0.005 = 0.325 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-101.547}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{7.842}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.286 + 0.005 = 0.291 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉠ 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 5.2.29】 외측경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.674	16.200	O.K(3.47)
	크리프, 건조수축 제외시	5.887	16.200	O.K(2.76)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	134.408	315.000	O.K(2.35)
	크리프, 건조수축 제외시	112.205	315.000	O.K(2.81)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-163.978	315.000	O.K(1.93)
	크리프, 건조수축 제외시	-159.822	315.000	O.K(1.98)

㉠ 중앙경간 정모멘트부

㉠a 휨응력

【표 5.2.30】 중앙경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	41.215	-40.466	121.100	190.000	2.938	4.695
1+2+3	64.310	-88.886	121.100	190.000	1.883	2.138
1+2+3+4	68.246	-88.474	139.265	190.000	2.041	2.148
1+2+3+4+5	81.574	-87.295	139.265	190.000	1.707	2.177
1+2+3+4+5+6	93.250	-85.653	157.430	218.500	1.688	2.551
1+2+3+4+5-6	69.897	-88.937	157.430	218.500	2.252	2.457

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉠b 전단 및 비틀림

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

$$= 9.082 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠c 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{93.250}{157.430} \right)^2 + \left(\frac{9.082}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.351 + 0.007 = 0.358 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-88.886}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.082}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.219 + 0.007 = 0.226 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.724	16.200	O.K(3.43)
	크리프, 건조수축 제외시	5.917	16.200	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	127.365	315.000	O.K(2.48)
	크리프, 건조수축 제외시	110.101	315.000	O.K(2.87)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-146.678	315.000	O.K(2.15)
	크리프, 건조수축 제외시	-148.269	315.000	O.K(2.13)

② 부모멘트부

㉑ 내부 지점부 부모멘트부

㉒ 휨응력

【표 5.2.32】 지점부 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-58.244	52.193	190.000	190.000	3.262	3.640
1+2+3	-80.096	75.834	190.000	190.000	2.372	2.505
1+2+3+4	-82.906	71.196	190.000	190.000	2.292	2.669
1+2+3+4+5	-76.239	82.632	190.000	190.000	2.492	2.299
1+2+3+4+5+6	-66.655	97.129	218.500	218.500	3.278	2.250
1+2+3+4+5-6	-85.823	68.136	218.500	218.500	2.546	3.207

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 50.976 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-82.906}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{50.976}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.190 + 0.215 = 0.405 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{97.129}{218.500} \right)^2 + \left(\frac{50.976}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.198 + 0.215 = 0.412 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

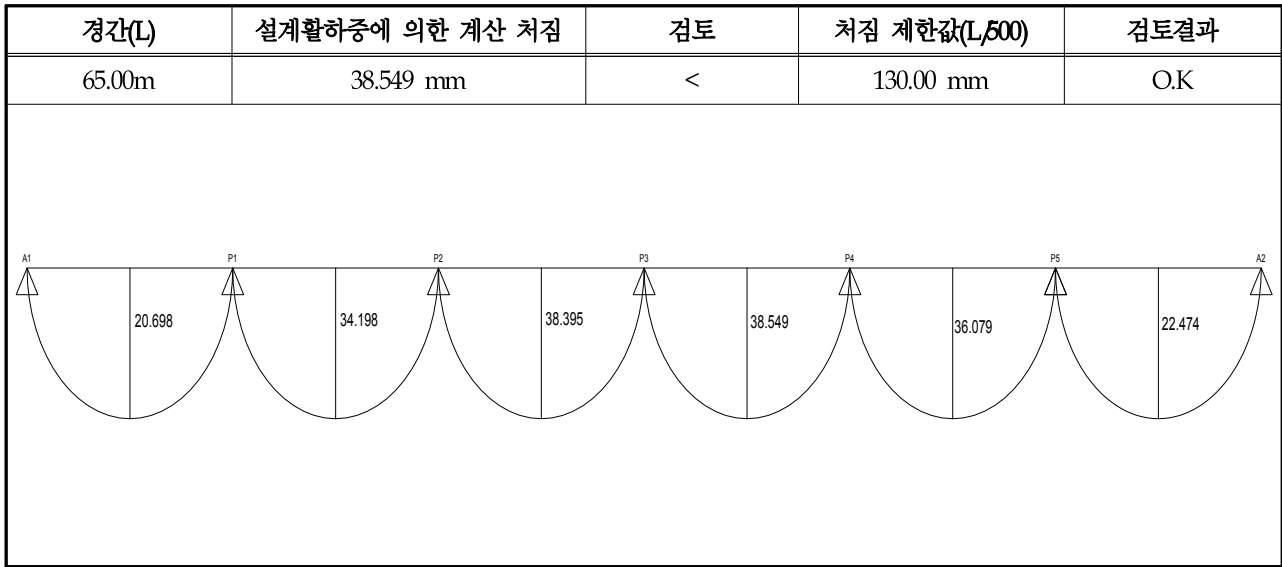
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.33】 지점부 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-51.277	400.000	O.K(7.81)
	크리프, 건조수축 제외시	-54.983	400.000	O.K(7.28)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-116.765	315.000	O.K(2.7)
	크리프, 건조수축 제외시	-120.623	315.000	O.K(2.62)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	127.359	315.000	O.K(2.48)
	크리프, 건조수축 제외시	120.561	315.000	O.K(2.62)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.34】반력 집계결과 (단위 : kN)(부산)

구 분		합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중		지점 침 하		합 계		사용 Shoe
				Max	Min	Max	Min	Max	Min	
A1	G1	847.300	194.583	729.574	-138.124	27.412	-27.412	1,798.869	1,207.419	3,500
	G2	846.991	457.011	613.987	-157.058	27.587	-27.587	1,945.576	1,488.647	3,000
P1	G1	3,345.494	781.281	1,710.124	-180.235	65.369	-65.369	5,902.268	4,372.379	10,000
	G2	3,347.845	1,596.620	1,422.940	-234.280	76.106	-76.106	6,443.511	5,254.851	9,000
P2	G1	3,380.173	770.684	1,787.457	-242.284	77.962	-77.962	6,016.276	4,471.103	10,000
	G2	3,417.669	1,638.833	1,494.914	-292.074	98.391	-98.391	6,649.807	5,446.967	9,000
P3	G1	3,321.718	761.851	1,808.777	-276.685	78.605	-78.605	5,970.951	4,438.859	10,000
	G2	3,354.099	1,619.381	1,506.135	-311.891	101.218	-101.218	6,580.833	5,386.589	9,000
P4	G1	3,397.945	774.720	1,787.265	-244.795	76.968	-76.968	6,036.898	4,494.428	10,000
	G2	3,429.632	1,630.578	1,493.274	-292.573	99.646	-99.646	6,653.130	5,452.429	9,000
P5	G1	3,333.994	775.215	1,699.463	-186.910	57.779	-57.779	5,866.451	4,353.898	10,000
	G2	3,343.472	1,586.753	1,415.140	-226.416	84.077	-84.077	6,429.442	5,240.718	9,000
A2	G1	863.787	204.239	732.574	-148.206	28.922	-28.922	1,829.522	1,245.154	3,500
	G2	819.581	447.196	594.584	-144.485	26.266	-26.266	1,887.627	1,437.528	3,000

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

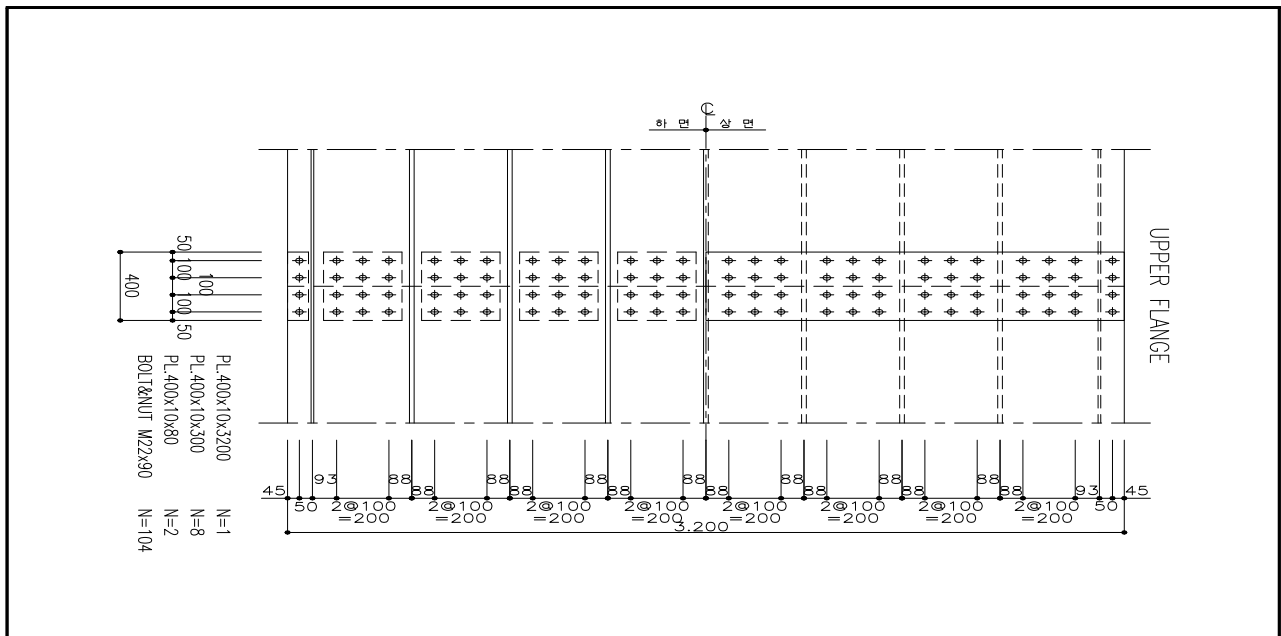
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 1경간 최대 정모멘트부를 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
6,996.688	2,325.037	60.493	18.483	287.667	41.2	-40.9	190

• 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 5.2.21】 압축부 플랜지 이음(부산)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 41.2 \text{ MPa}$$

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

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

㉞ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 3,200mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 48 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 52 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 24,000 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 10 \times 400 = 1,600.0 \text{ mm}^2$$

$$8\text{-PL} \quad 300 \times 10 \times 400 = 24,000.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 3200 \times 19 \times 400 = 32,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 57,600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 87,692.3 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 703 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.864 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 3.414 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.589 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 1.094 \times 10^{12} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

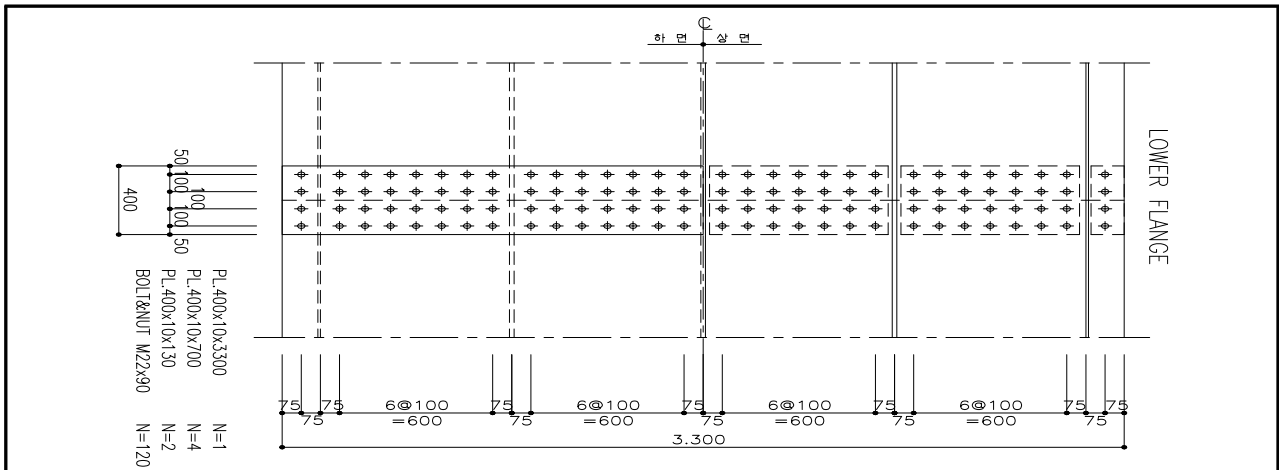
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 123.1 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 2 \text{ EA} (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 87,695.1 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(상부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.22】 인장부 플랜지 이음(부산)

㉠ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 40.9 \text{ MPa}$$

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

⑥ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 12mm, 모재길이 = 3,300mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{\text{sa}} \approx 59EA \Rightarrow n_t = 60EA \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 29,700.0 \text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 130 \times 10 \times 400 = 2,600.0 \text{ mm}^2$$

$$4\text{-PL} \quad 700 \times 10 \times 400 = 28,000.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL } 3300 \times 10 \times 400 = 33,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 63,600.0 \text{ mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 63,600 - 25.0 \times 10.0 \times 30 \text{ 열} \times 2EA = 48,600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 116.1 \text{ MPa} \leq f_{sa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 94,050 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 866 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 5.905 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.150 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.589 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 1.094 \times 10^{12} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

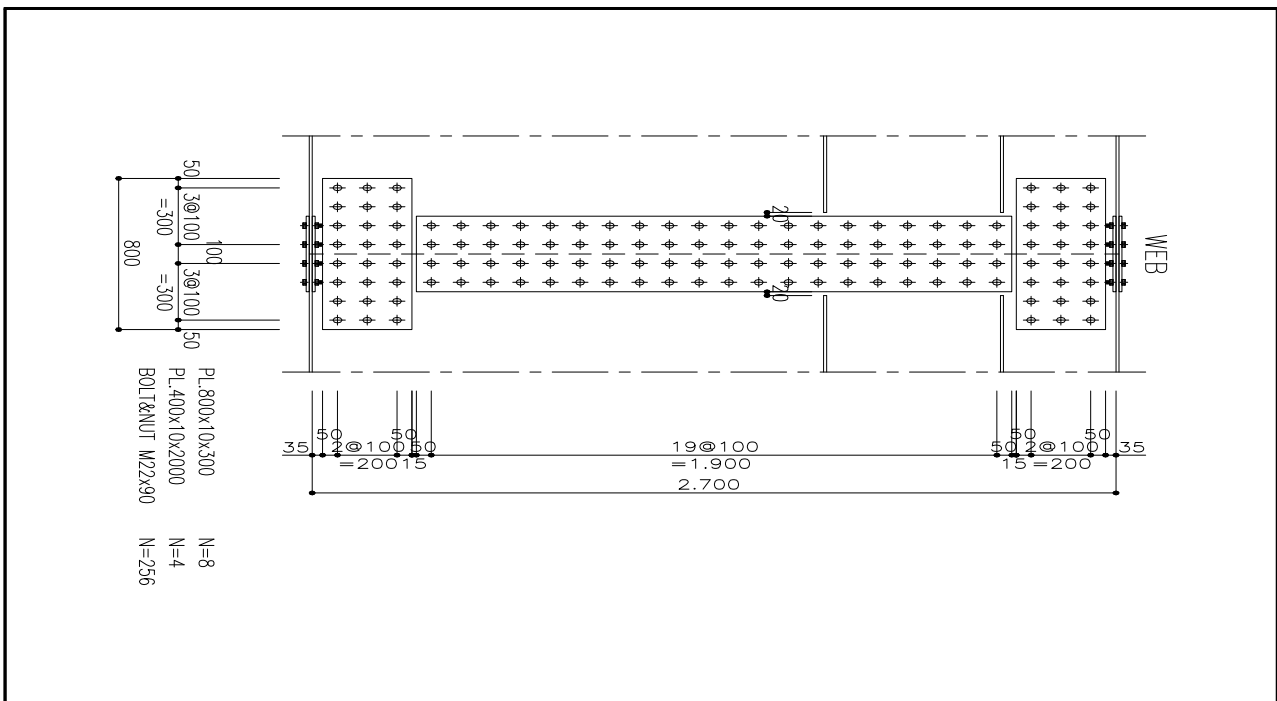
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 110.0 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 2EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 94054.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.23】 Web 이음(부산)

① 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,500 \text{ mm}$

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 129.675}{2} \times 135.0 \times 10.0 / 3EA = 61.239 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제2열} : \rho_p = \frac{129.675 + 120.175}{2} \times 100.0 \times 10.0 / 3EA = 41.642 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{120.175 + 109.963}{2} \times 107.5 \times 10.0 / 3EA = 41.233 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제4열} : \rho_p = \frac{109.963 + 99.750}{2} \times 107.5 \times 10.0 / 2EA = 56.360 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제5열} : \rho_p = \frac{99.750 + 90.250}{2} \times 100.0 \times 10.0 / 2EA = 47.500 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = \left[\frac{79.0 \times 10^3}{2} + \frac{287.7 \times 10^6}{8,040,410.0} \right] / 64 EA = 617.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{61,239^2 + 617.3^2} = 61,242.5 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

② 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 2.250 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 8.217 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 607.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 174.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.644 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 1.259 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

- (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

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

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

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

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

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

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	

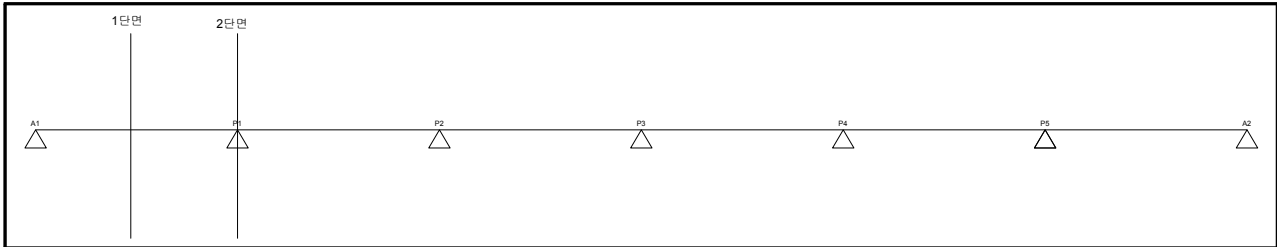
- ② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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 5.2.24】 피로조사 단면위치(부산)

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

〈단면 1〉

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

〈단면 2〉

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

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로검토

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

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1>

구분	ΔM (kN·m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	3928.2	3873.3	1.094E+12	3133.3	11.246	11.089	B	126	203	O.K
②				3133.3	11.246	11.089	C	91	147	O.K
③				1388.3	4.983	4.913	E	56	91	O.K
④				860.3	3.088	3.045	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	2736.6	7873.03	5.959E+11	1592.24	7.312	21.037	B	126	203	O.K
②				1592.24	7.312	21.037	C	91	147	O.K
③				328.243	1.507	4.337	E	56	91	O.K
④				1205.24	5.535	15.924	E	56	91	O.K
⑤				1471.76	6.759	19.445	E	56	91	O.K
⑥				1487.76	6.833	19.657	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 단면을 설정하였음.

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	607.9	32	3250	104000	1472	1.529E+08	5.959E+11	8	22.6	6.9	63	OK
DL하중	1021.8									11.6	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)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	607.9	32	3250	104000	1592	1.654E+08	5.959E+11	8	22.6	7.5	63	O.K
DL하중	1021.8									12.5	84	O.K

5.3 내하력 평가

5.3.1 개 요

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

5.3.2 허용응력법

가. 내하율(Rating Factor) 평가

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

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

여기서, f_a = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_l = 설계 활하중에 의한 응력

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

나. 내하력(Load Carrying Capacity)

기본 내하력 : $P = RF \times P_r$

여기서, RF = 내하율

P_r = 설계 활하중

5.3.3 강도설계법

가. 내하율(Rating Factor) 평가

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

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

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

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

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

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

M_d = 실측 고정하중에 의한 모멘트

M_l = 설계 활하중에 의한 모멘트

r_d = 고정하중 계수 = 1.30

r_l = 활하중 계수 = 2.15

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

나. 내하력(Load Carrying Capacity)

기본 내하력 : $P = RF \times P_r$

P_r = 설계 활하중

5.3.4 기본내하력 평가

5.3.4.1 대구방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	235.607	16.901	24.997	75.751	$\frac{235.607-1.3 \times 16.901}{2.15 \times 24.997}$	3.975	DB-24 이상
중앙부	105.960	2.621	31.200	70.487	$\frac{105.960-1.3 \times 2.621}{2.15 \times 31.200}$	1.529	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	41.607	7.677	16.209	190	$\frac{190-(41.607+7.677)}{16.209(1+0.167)}$	7.441	DB24 이상
		하부 플랜지	44.057	17.141	36.193	190	$\frac{190-(44.057+17.141)}{36.193(1+0.167)}$	3.050	“
	지점부	상부 플랜지	65.462	15.340	9.094	190	$\frac{190-(65.462+15.340)}{9.094(1+0.154)}$	10.407	“
		하부 플랜지	58.568	16.652	9.872	190	$\frac{190-(58.568+16.652)}{9.872(1+0.154)}$	10.077	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	46.746	6.241	19.237	190	$\frac{190-(46.746+6.241)}{19.237(1+0.143)}$	6.232	“
		하부 플랜지	45.840	13.437	41.418	190	$\frac{190-(45.840+13.437)}{41.418(1+0.143)}$	2.762	“

5.3.4.2 부산방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	235.607	16.901	24.997	75.751	$\frac{235.607-1.3 \times 16.901}{2.15 \times 24.997}$	3.975	DB-24 이상
중앙부	105.960	2.621	31.200	70.487	$\frac{105.960-1.3 \times 2.621}{2.15 \times 31.200}$	1.529	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	41.607	7.677	16.209	190	$\frac{190-(41.607+7.677)}{16.209(1+0.167)}$	7.441	DB24 이상
		하부 플랜지	44.057	17.141	36.193	190	$\frac{190-(44.057+17.141)}{36.193(1+0.167)}$	3.050	“
	지점부	상부 플랜지	65.462	15.340	9.094	190	$\frac{190-(65.462+15.340)}{9.094(1+0.154)}$	10.407	“
		하부 플랜지	58.568	16.652	9.872	190	$\frac{190-(58.568+16.652)}{9.872(1+0.154)}$	10.077	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	46.746	6.241	19.237	190	$\frac{190-(46.746+6.241)}{19.237(1+0.143)}$	6.232	“
		하부 플랜지	45.840	13.437	41.418	190	$\frac{190-(45.840+13.437)}{41.418(1+0.143)}$	2.762	“

5.3.5 안전성 평가등급

5.3.5.1 대구방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	235.607	16.901	24.997	75.715	3.112	A
중앙부	105.960	2.621	31.200	70.487	1.503	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	41.607	7.677	16.209	65.493	190	2.901	A
		하부 플랜지	44.057	17.141	36.193	97.391	190	1.951	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	65.462	15.34	9.094	89.896	190	2.114	A
		하부 플랜지	58.568	16.652	9.872	85.092	190	2.233	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	46.746	6.241	19.237	72.224	190	2.631	A
		하부 플랜지	45.840	13.437	41.418	100.695	190	1.887	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.2 부산방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	235.607	16.901	24.997	75.715	3.112	A
중앙부	105.960	2.621	31.200	70.487	1.503	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용용력	안전율	안전성 평가등급
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	41.607	7.677	16.209	65.493	190	2.901	A
		하부 플랜지	44.057	17.141	36.193	97.391	190	1.951	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	65.462	15.34	9.094	89.896	190	2.114	A
		하부 플랜지	58.568	16.652	9.872	85.092	190	2.233	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	46.746	6.241	19.237	72.224	190	2.631	A
		하부 플랜지	45.840	13.437	41.418	100.695	190	1.887	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향

가. 교각(P3) 구조검토

1) 검토조건

가) 일반사항

- (1) 하부구조형식 : π 형 교각
- (2) 상부구조형식 : S.T Box 거더교
- (3) 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- (4) 기초형식 : 직접기초

나) 하중

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

다) 사용재료

(1) 콘크리트

- 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
- 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa

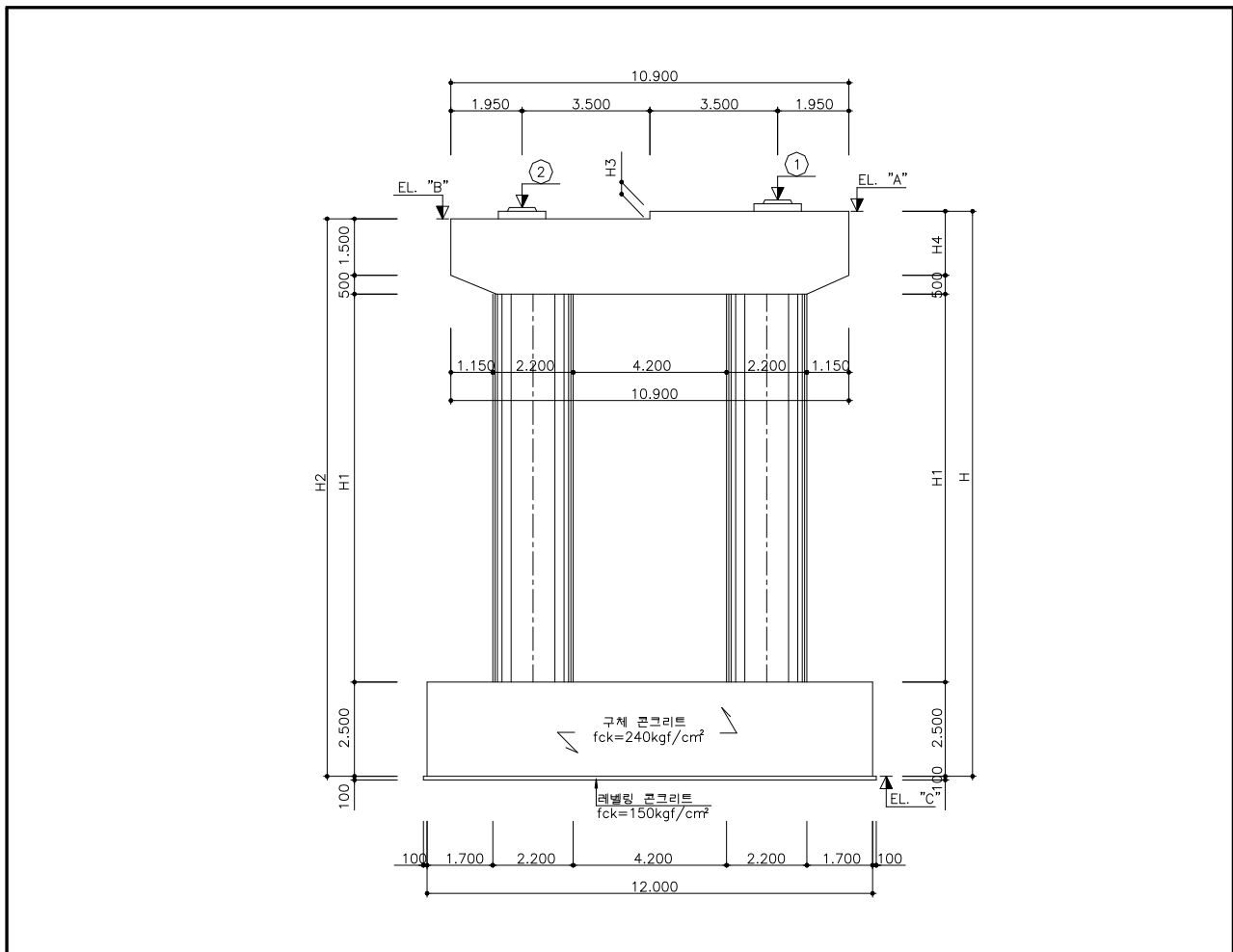
(2) 철근(SD300)

- 항복강도(f_y) : 300MPa
- 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

라) 설계방법

극한강도설계법 적용

2) 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(P3)(대구)

3) 하중산정

가) 상부반력 및 교각자중

교각번호	상부 고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-4,083.569	-1,808.777	
2	-4,973.480	-1,506.135	
계	-9,057.049	-3,314.912	

※ 교각자중은 25.0 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동재하

나) 풍하중

(1) 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 4.280 = 2.837 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 2.837] \times 4.280 = 14.690 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$\text{작용하중 } P_w = W_1 \times h = 14.690 \times 65.000 = 954.915 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(2) 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.000 \times 2.500 = 15.000 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.0 \times 2.2 \times 10.580 = 69.828 \text{ kN}$$

(3) 활하중에 재하되는 풍하중

$$\text{활하중에 재하되는 풍하중} = 1.500 \times 1.800 \times 65.000 = 175.5 \text{ kN}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

다) 온도하중

(1) 교축직각방향(G-TR)

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

(2) 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.005 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 684.740 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 7,594.877 \times 0.05 \times \sin 90.0 = 379.744 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 379.744 kN을 적용한다.

라) 지점침하 ($\delta = 1.0 \text{ cm}$)

각 지점별 지점침하 입력 후 프로그램 자동 계산

4) 하중조합

가) 계수하중 검토시

구분	D	L	W	WL	Q	G
LC1	1.3	2.15			1.3	
LC2	1.3		1.3		1.3	
LC3	1.3	1.3		0.65	1.3	
LC4	1.3	1.3			1.3	-1.3
LC5	1.3	1.3			1.3	+1.3
LC6	1.25		1.25		1.25	-1.25
LC7	1.25		1.25		1.25	+1.25
LC8	1.25	1.25		0.625	1.25	-1.25
LC9	1.25	1.25		0.625	1.25	+1.25

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 1.3 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

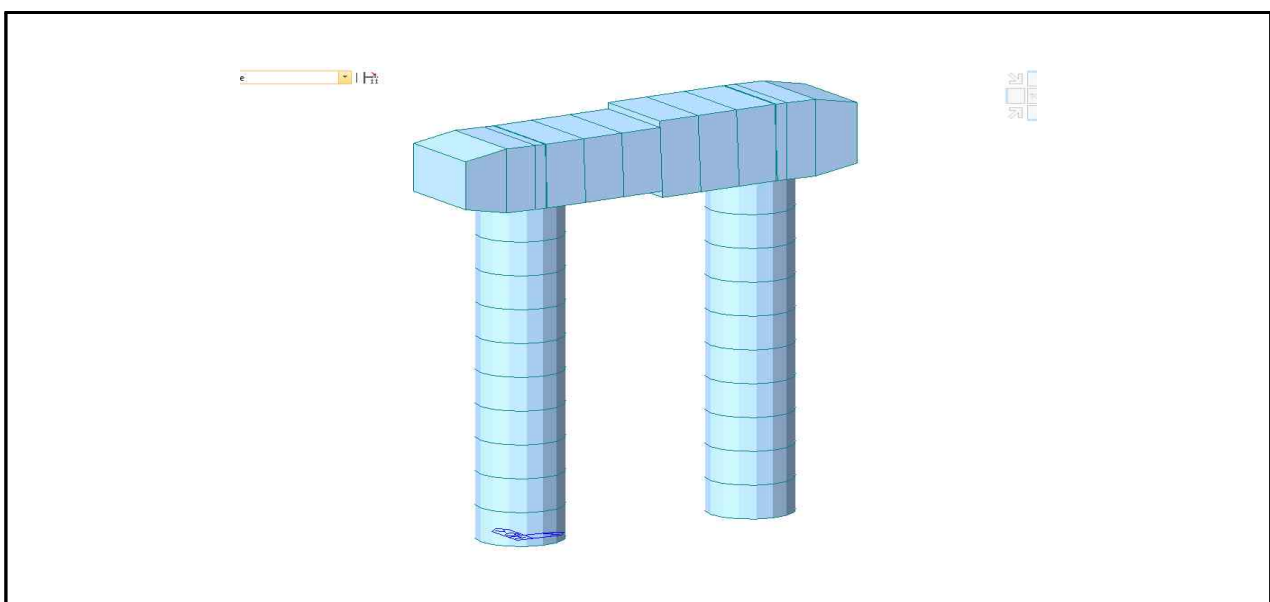
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

5) 구조해석

가) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(P3)(대구)

6) 코핑부 검토

가) 내민보 검토

(1) 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.200^2 / 4 = 3.801 \text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

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

위험단면은 코핑 끝단으로부터 1.15m에 위치한다.

(2) 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 336.50 \text{ kN}$$

$$M_u = 327.70 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 67.300 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 336.50 / 327.70 = 0.974 \text{ m}$$

$$d = 2.200 - 0.100 = 2.100 \text{ m}$$

$$a / d = 0.974 / 2.10 = 0.464 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

(3) 내민받침 검토

① 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2,500.000	2,000.000	1,900.000	100.000	327.700	336.500
$f_{ck} = 24 \text{MPa}$, $f_y = 300 \text{MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$					

② 사용 철근량

$$\text{㉠ 주인장철근 : D25 - 48EA (= 24,321.6 mm}^2\text{)}$$

$$\text{㉡ 폐합스트립 : D16 - 30EA + D29 - 24 (= 21,375.6 mm}^2\text{)}$$

③ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,500 \times 1,900 / 1,000 = 22,800 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,500 \times 1,900 / 1,000 = 266,600 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 18,240 \text{ kN}$$

④ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 1,001.488 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 280.417 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

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

$$0.002941 A_f^2 + 1,900 A_f + 1,285,098.039 = 0 \quad \therefore A_f = 677.077 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 957.494 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 948.075 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 15,200.000 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 15,200.000 \text{ mm}^2 < A_s (= 24,321.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 7,459.79 \text{ mm}^2 < A_{used}(21,375.60) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

나) 일반보 검토(설계적용방법) 결과 비교

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
코핑부 검토	11,340.16	327.700	34.61	8,536.38	336.50	25.37	O.K
중간부 검토	11,340.16	1,899.50	5.97	8,536.38	1,552.90	5.50	O.K

구 분	주인장철근		S.F	폐합스트립		S.F	검토 결과
	사용량(mm ²)	필요량(mm ²)		사용량(mm ²)	필요량(mm ²)		
내민받침 검토	24,321.60	15,200.00	1.600	21,375.60	7,459.79	2.87	O.K.

7) 기둥 단면검토

가) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.1】 부재력 산정결과(단면-1)(대구)

구 분		P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	Δ (mm)	$M2$ (kN·m)	비 고
교축 직각 방향	LC1	12,485.847	577.607	0.043	0.000	
	LC2	9,973.281	347.252	-3.238	-4,050.813	
	LC3	11,835.6	486.536	-1.922	-2,376.676	
	LC4	10,818.569	486.536	0.037	-7.794	
	LC5	11,081.458	486.536	0.038	7.794	
	LC6	9,463.304	333.896	-3.114	-3,902.507	
	LC7	9,716.082	333.896	-3.113	-3,887.518	
	LC8	11,253.996	467.823	-1.848	-2,292.760	
	LC9	11,506.773	467.823	-1.847	-2,277.771	
교축 방향	LC1	12,485.847	0.000	0.000	0.000	
	LC2	9,973.281	0.000	0.000	0.000	
	LC3	11,835.6	0.000	0.000	0.000	
	LC4	10,818.569	0.000	3.349	2,416.956	
	LC5	11,081.458	0.000	-3.349	-2,416.956	
	LC6	9,463.304	0.000	3.220	2,323.996	
	LC7	9,716.082	0.000	-3.220	-2,323.996	
	LC8	11,253.996	0.000	3.220	2,323.996	
	LC9	11,506.773	0.000	-3.220	-2,323.996	

P_u : 전체축력 , $M1, M2$: Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.2】 부재력 산정결과(단면-2)(대구)

구 분		P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	Δ (mm)	$M2$ (kN·m)	비 고
교축 직각 방향	LC1	12,652.005	-635.897	-0.153	0.000	
	LC2	7,386.83	-379.210	-3.368	-4,222.240	
	LC3	10,227.331	-534.416	-2.095	-2,490.098	
	LC4	10,981.195	-534.416	-0.125	8.685	
	LC5	11,244.64	-534.416	-0.130	-8.685	
	LC6	6,976.065	-364.625	-3.237	-4,051.495	
	LC7	7,229.378	-364.625	-3.241	-4,068.198	
	LC8	9,707.316	-513.861	-2.012	-2,385.974	
	LC9	9,960.629	-513.861	-2.017	-2,402.676	
교축 방향	LC1	12,652.005	0.000	0.000	0.000	
	LC2	7,386.83	0.000	0.000	0.000	
	LC3	10,227.331	0.000	0.000	0.000	
	LC4	10,981.195	0.000	3.357	2,412.733	
	LC5	11,244.64	0.000	-3.357	-2,412.733	
	LC6	6,976.065	0.000	3.228	2,319.936	
	LC7	7,229.378	0.000	-3.228	-2,319.936	
	LC8	9,707.316	0.000	3.228	2,319.936	
	LC9	9,960.629	0.000	-3.228	-2,319.936	

P_u : 전체축력 , $M1$, $M2$: Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

나) 기둥 단면검토

【표 5.4.3】 기둥 단면검토 결과(단면-1)(대구)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	12,485.847	51,042.719	1,160.862	4,745.656	4.088	O.K
LC2	9,973.281	40,734.451	3,703.561	15,201.785	4.105	O.K
LC3	11,835.600	51,042.719	1,890.140	8,175.969	4.326	O.K
LC4	10,818.569	48,682.073	2,600.738	11,702.879	4.500	O.K
LC5	11,081.458	48,979.573	2,612.580	11,544.543	4.419	O.K
LC6	9,463.304	36,821.820	4,258.631	16,452.460	3.863	O.K
LC7	9,716.082	37,284.908	4,246.079	16,318.493	3.843	O.K
LC8	11,253.996	47,326.557	2,954.886	12,400.567	4.197	O.K
LC9	11,506.773	47,782.721	2,945.653	12,170.987	4.132	O.K

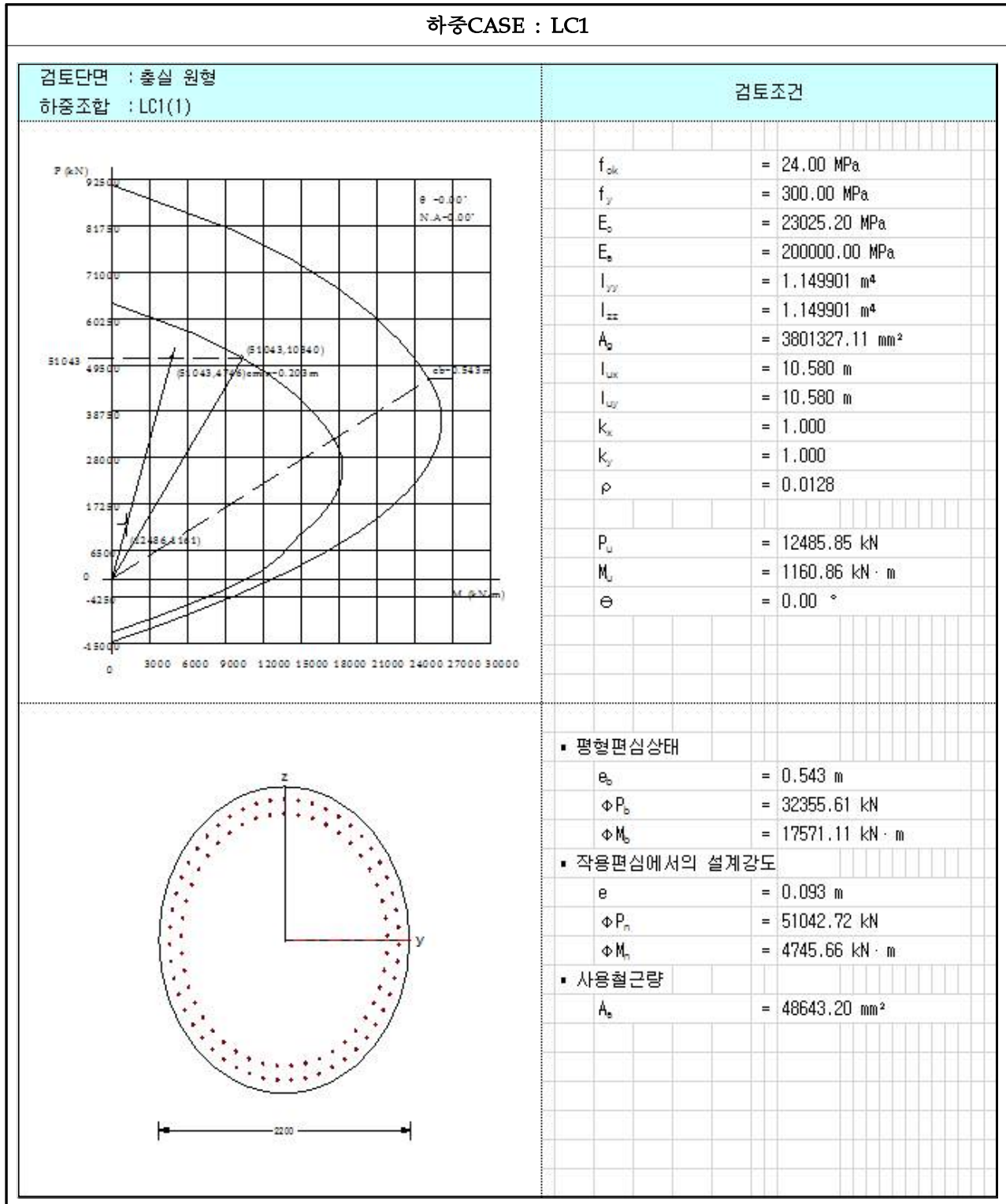
【표 5.4.4】 기둥 단면검토 결과(단면-2)(대구)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	12,652.005	51,122.056	1,102.572	4,455.084	4.041	O.K
LC2	7,386.830	29,146.905	4,601.451	18,144.454	3.943	O.K
LC3	10,227.331	45,338.926	3,024.514	13,403.710	4.432	O.K
LC4	10,981.195	49,044.071	2,579.807	11,571.803	4.486	O.K
LC5	11,244.640	49,340.055	2,590.522	11,411.944	4.405	O.K
LC6	6,976.065	25,382.919	4,988.409	18,315.610	3.672	O.K
LC7	7,229.378	26,712.203	5,003.201	18,303.913	3.658	O.K
LC8	9,707.316	40,270.265	3,713.643	15,419.511	4.152	O.K
LC9	9,960.629	40,784.553	3,726.700	15,238.700	4.089	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

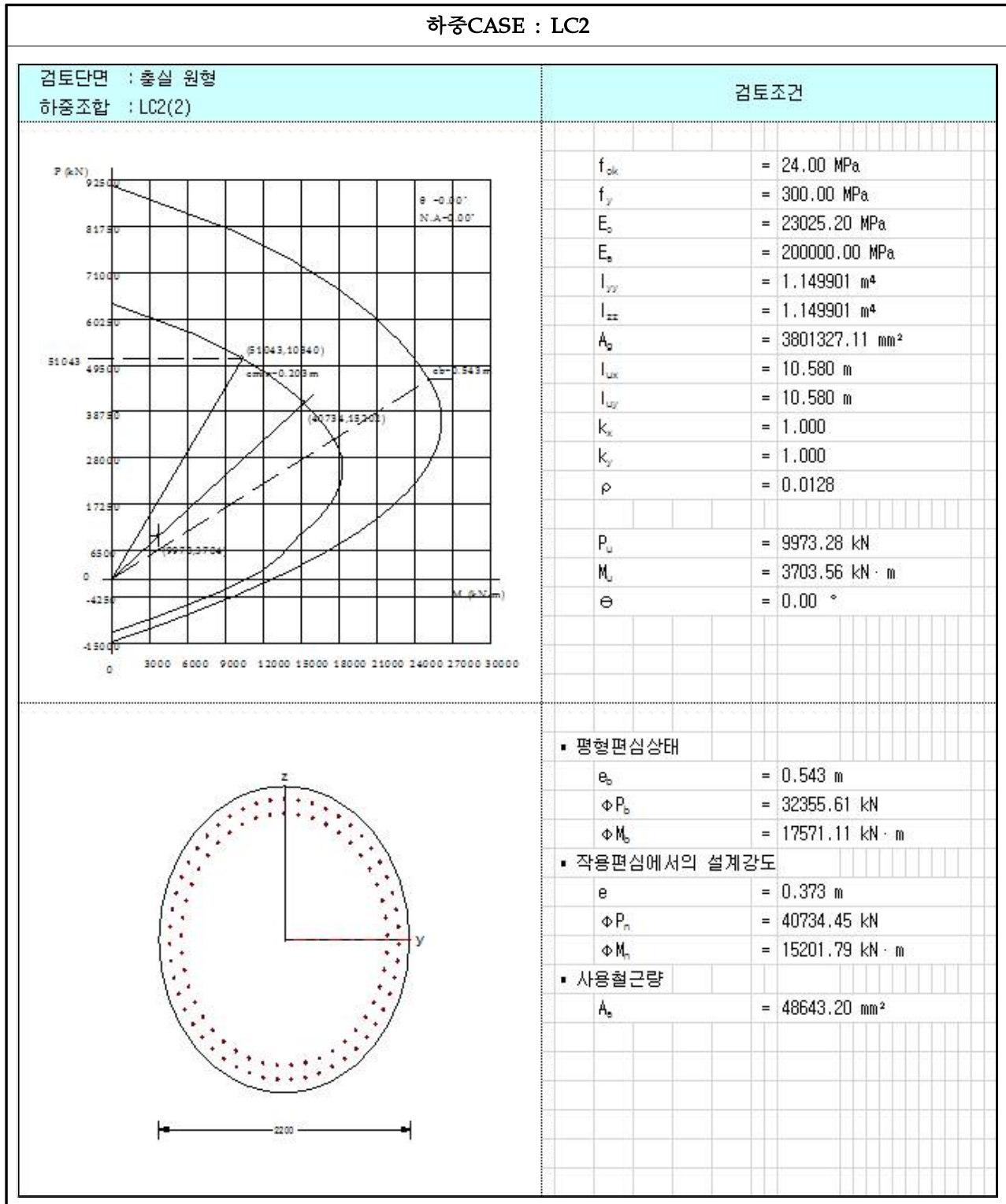
다) P-M 상관도(단면-1)

(1) 하중CASE : LC1



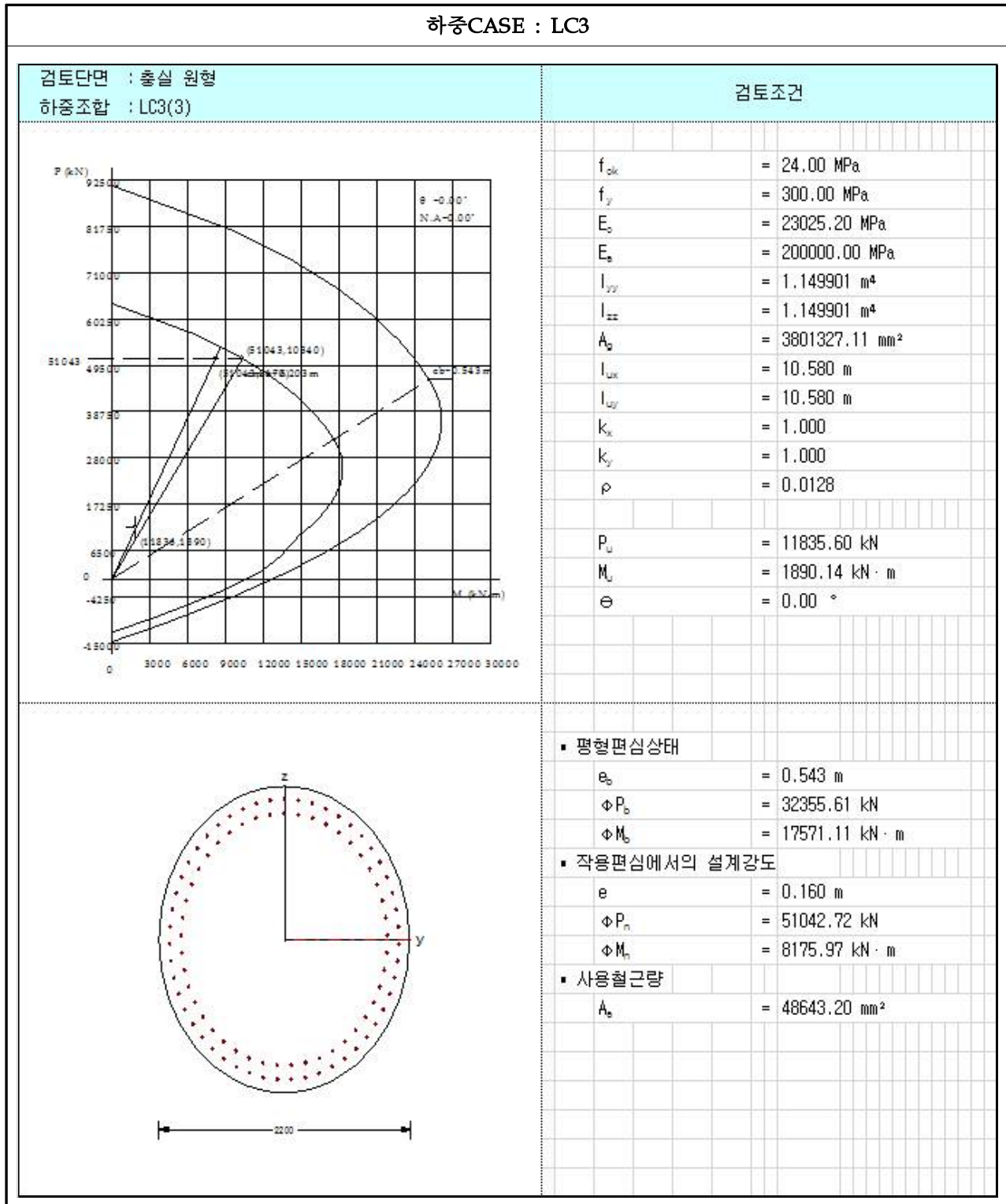
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(대구)

(2) 하중CASE : LC2



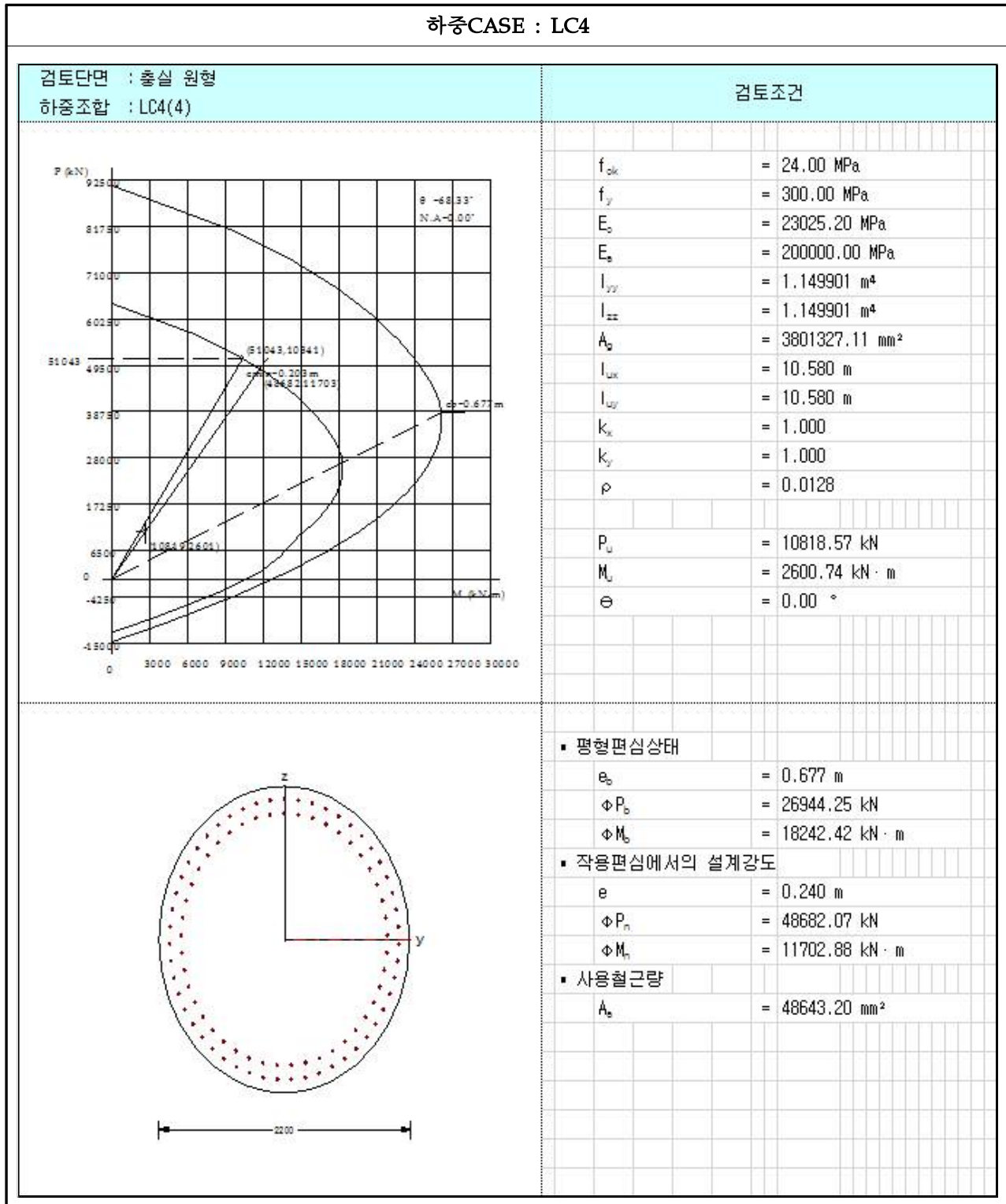
【그림 5.4.4】 P-M 상관도(하중CASE : LC2)(대구)

(3) 하중CASE : LC3



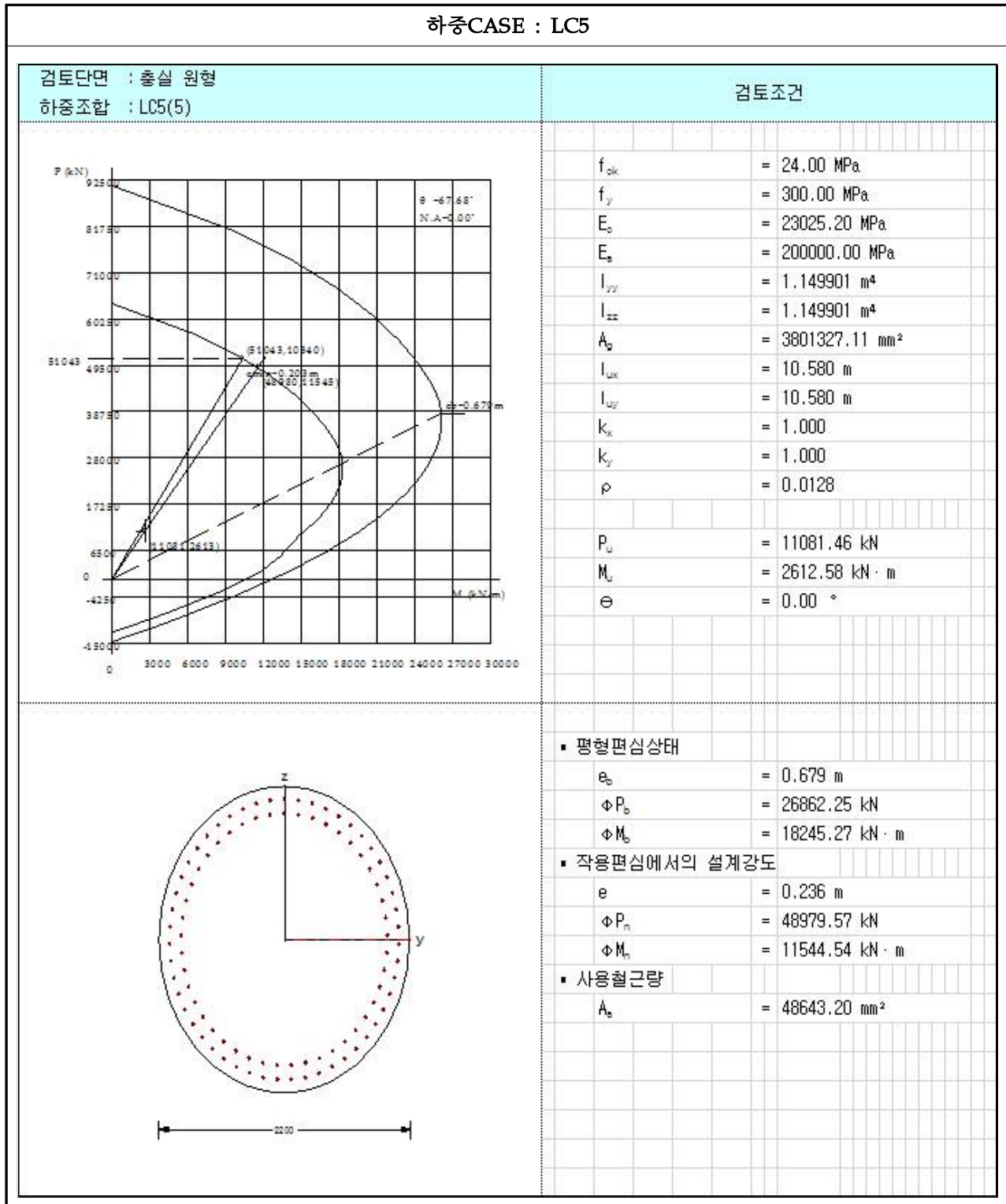
【그림 5.4.5】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(대구)

(4) 하중CASE : LC4



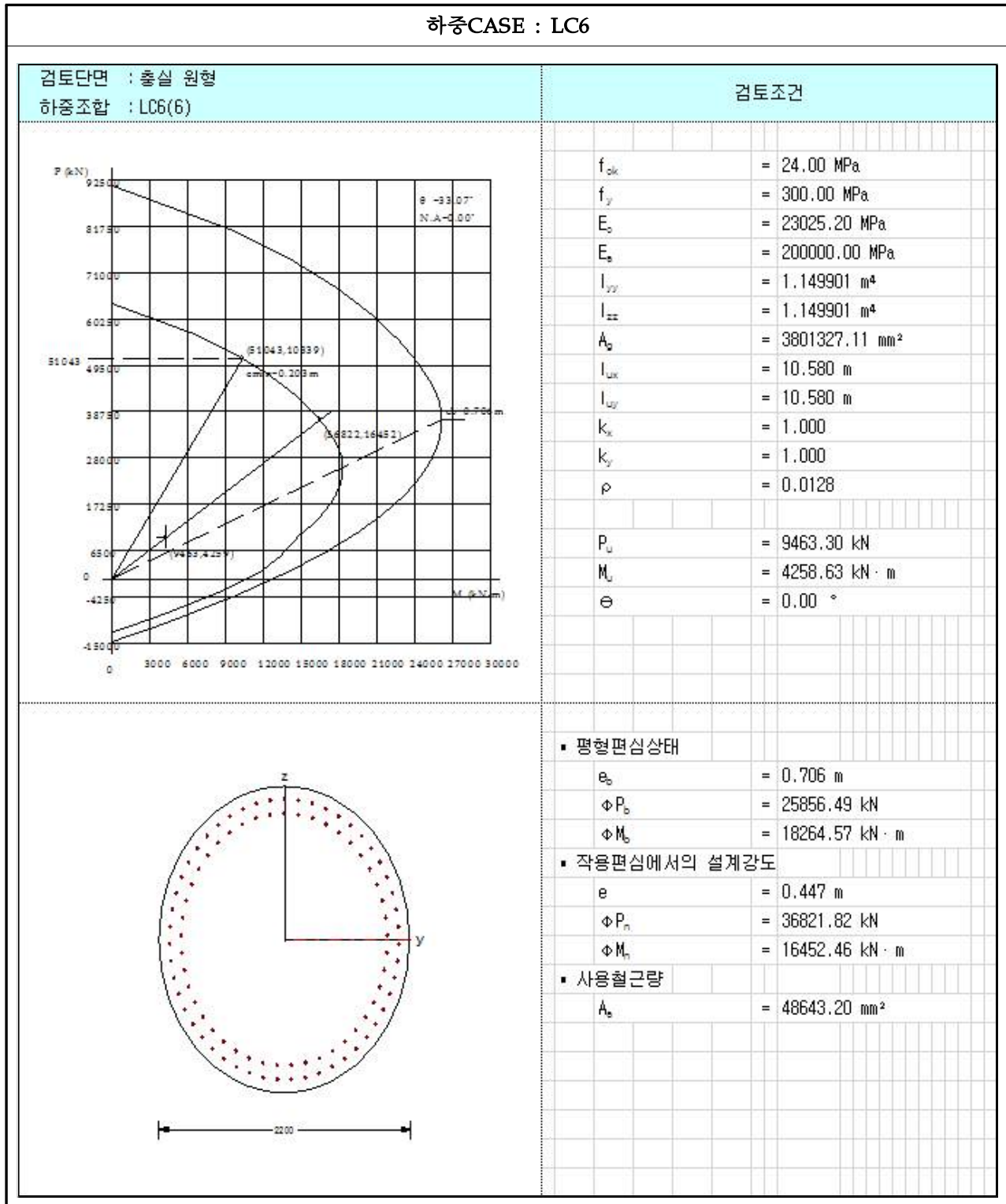
【그림 5.4.6】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(대구)

(5) 하중CASE : LC5



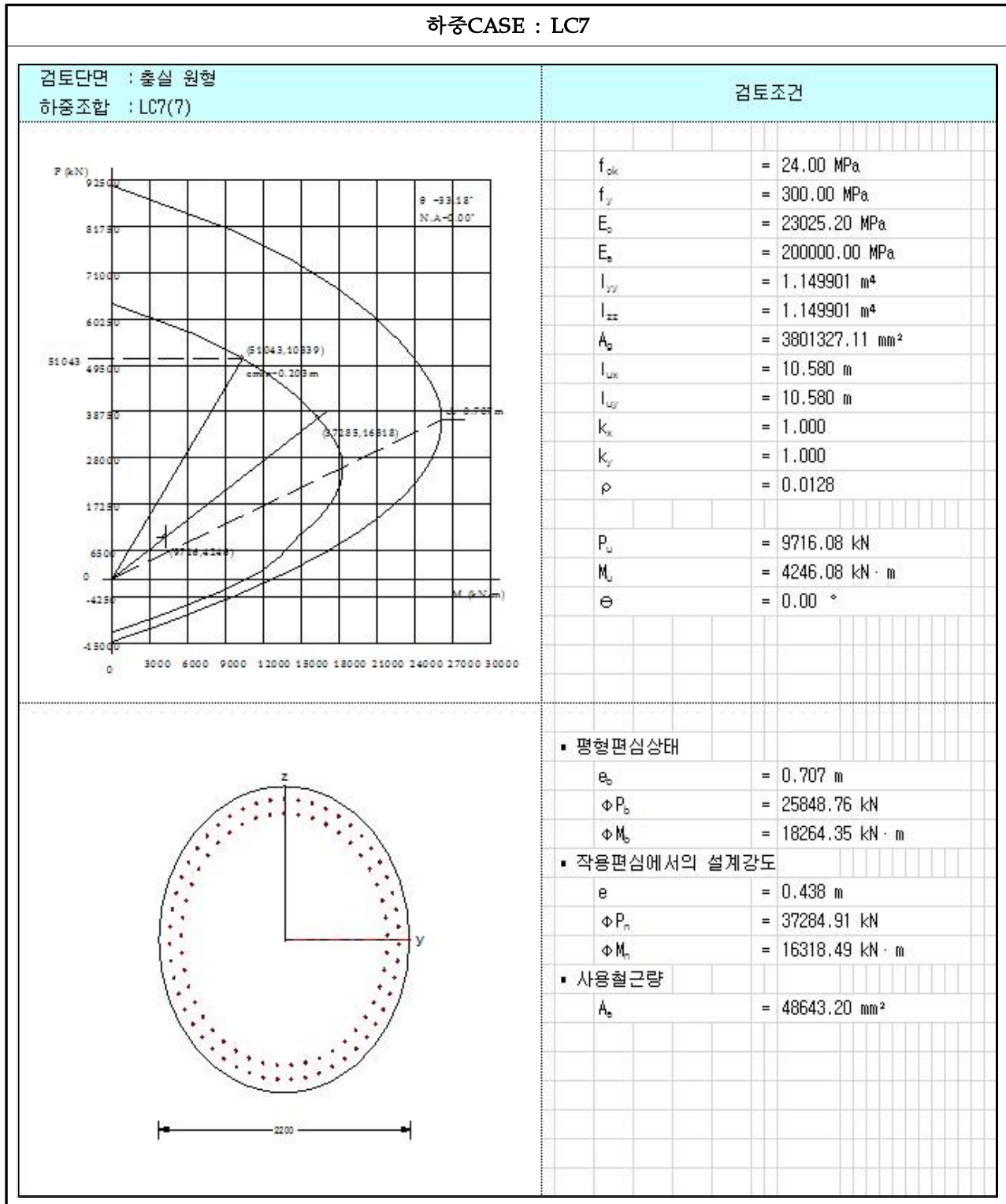
【그림 5.4.7】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(대구)

(6) 하중CASE : LC6



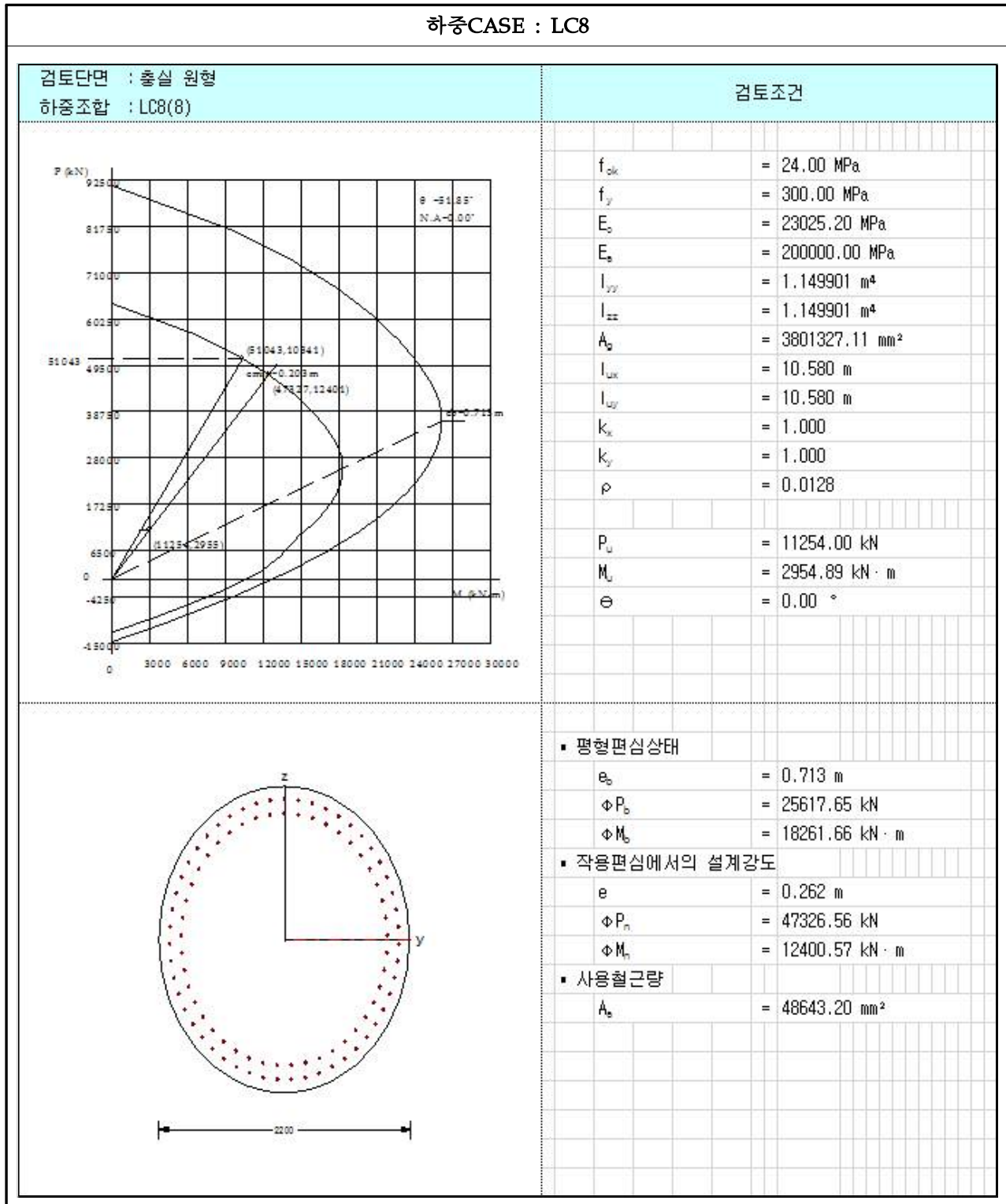
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(대구)

(7) 하중CASE : LC7



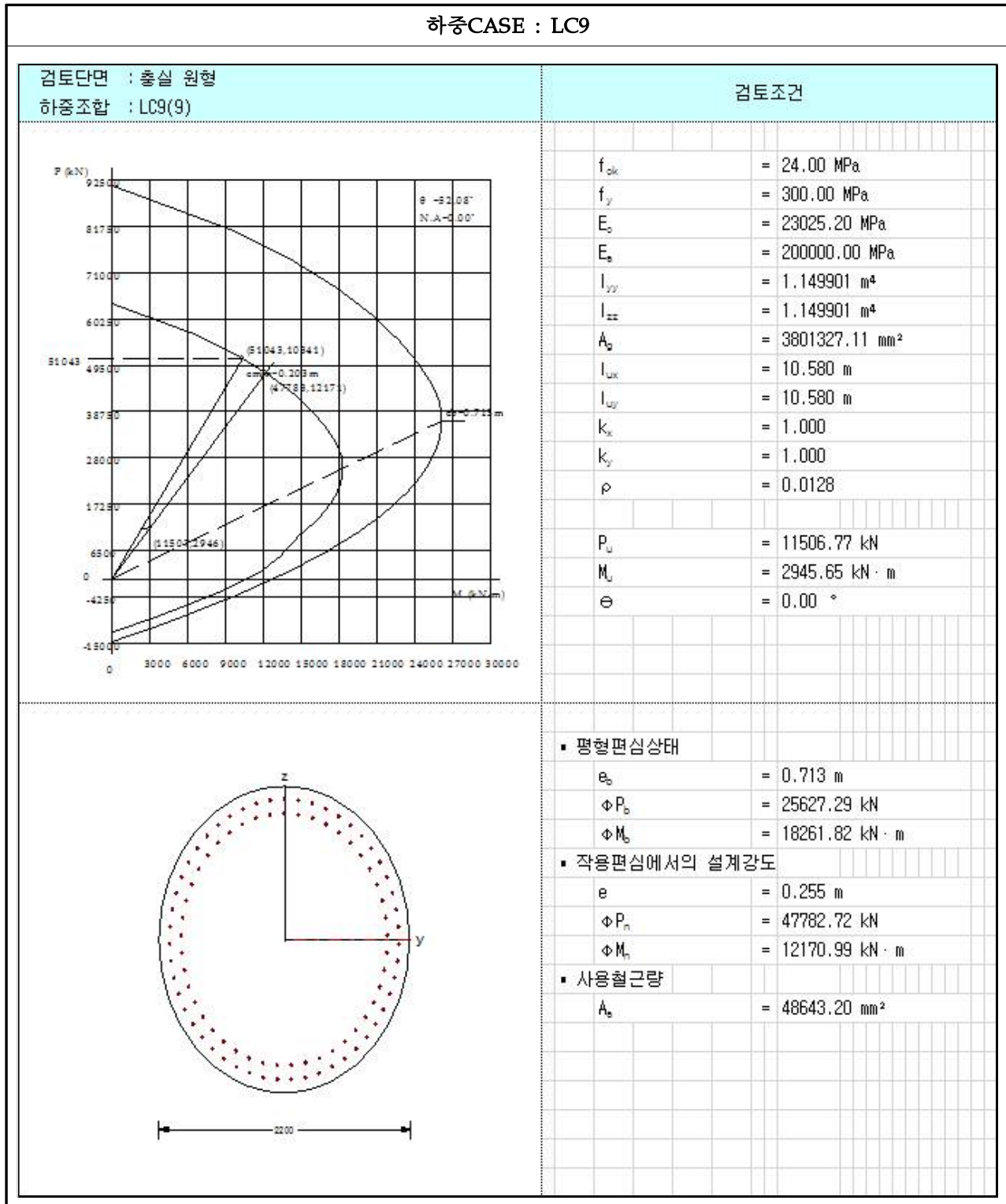
【그림 5.4.9】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(대구)

(8) 하중CASE : LC8



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(하중CASE : LC8)(대구)

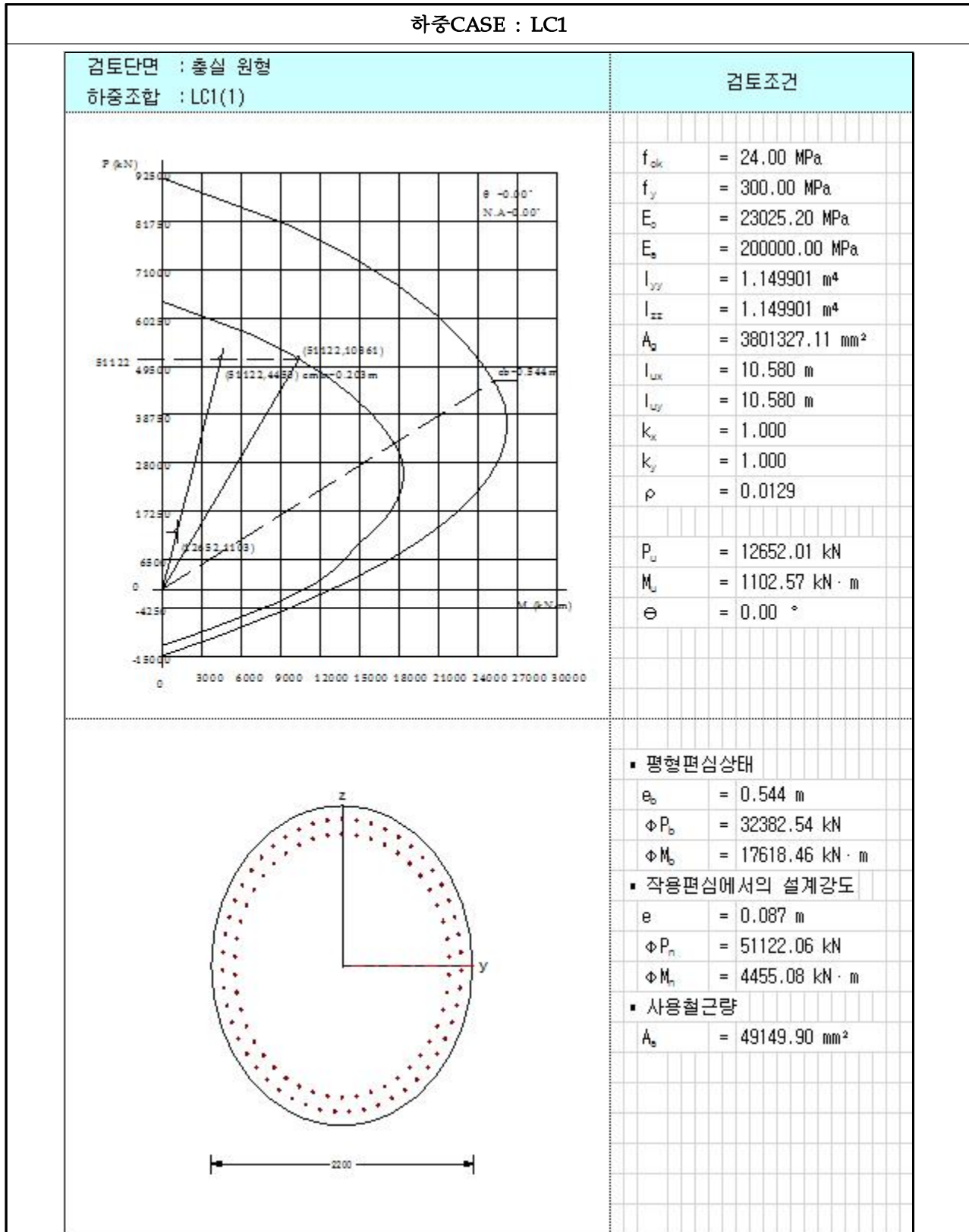
(9) 하중CASE : LC9



【그림 5.4.11】 P-M 상관도(하중CASE : LC9)(대구)

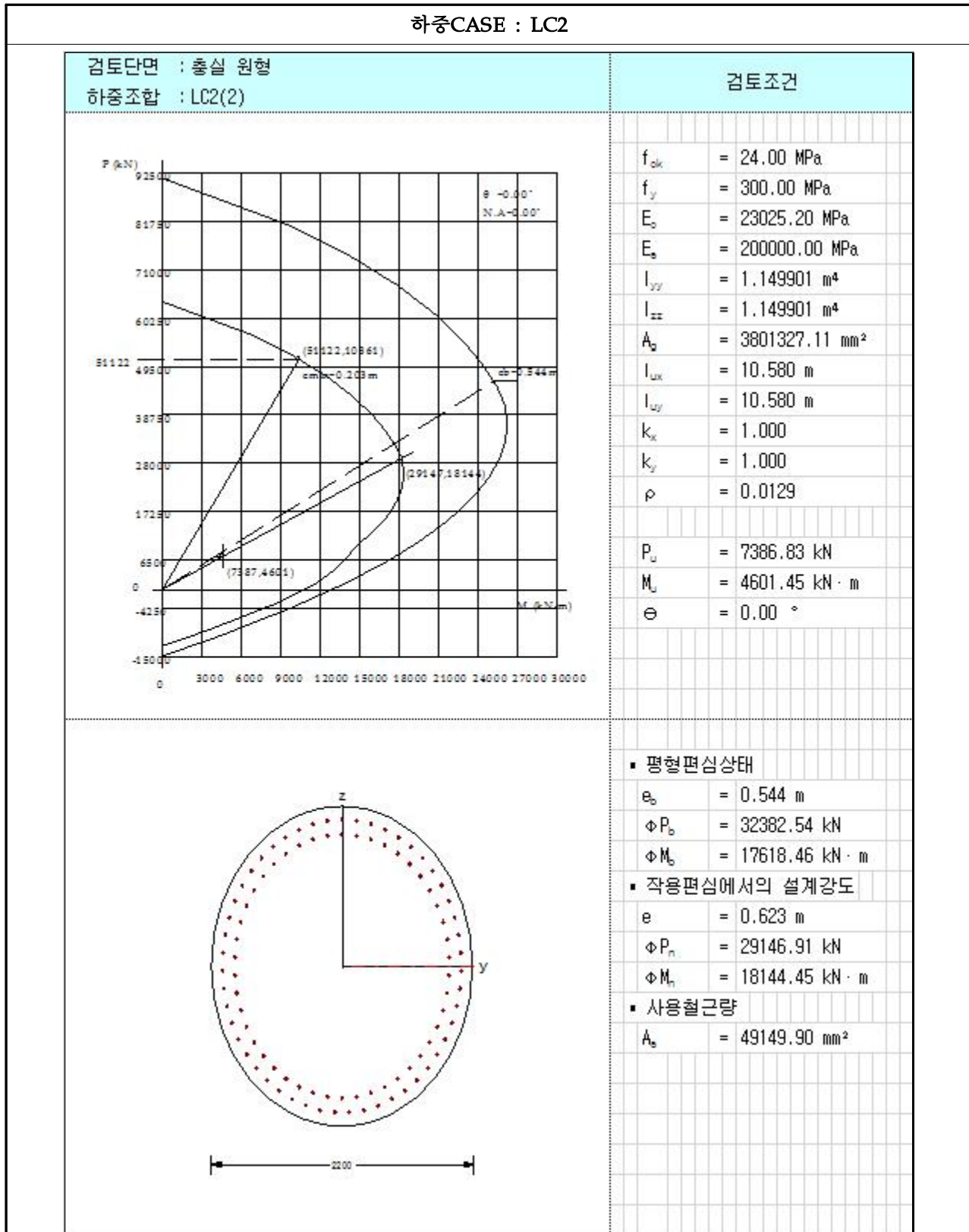
라) P-M 상관도(단면-2)

(1) 하중CASE : LC1



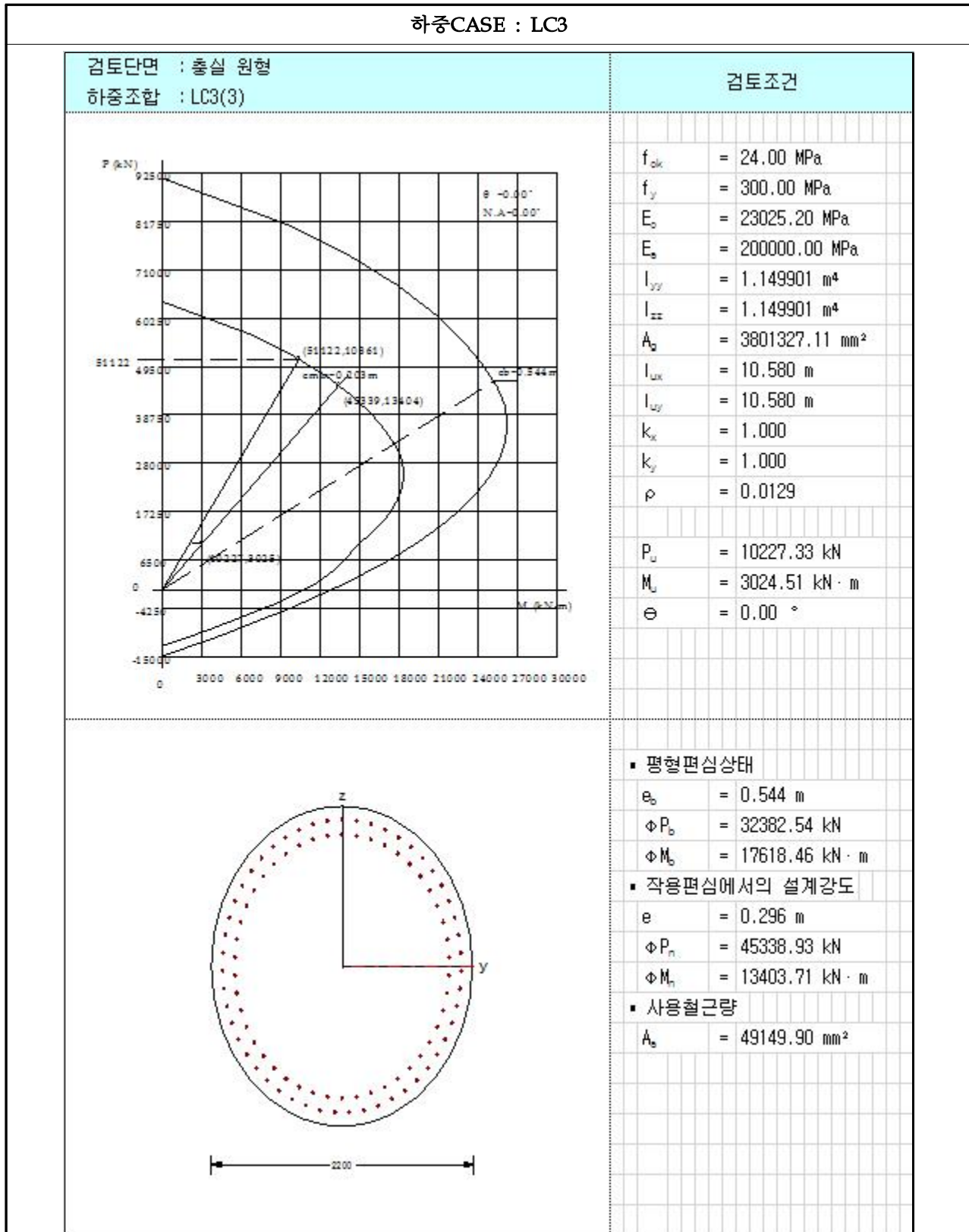
【그림 5.4.12】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(대구)

(2) 하중CASE : LC2



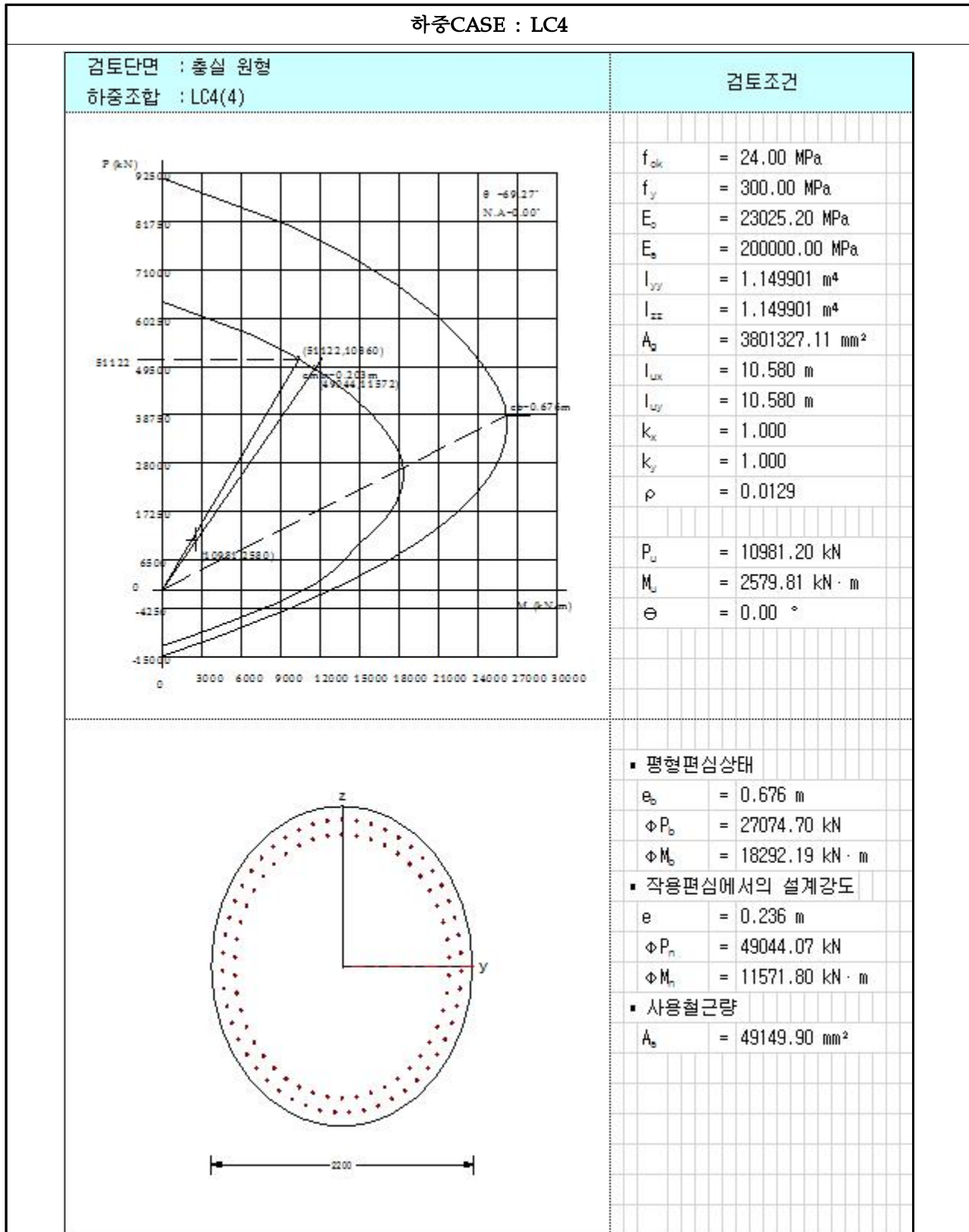
【그림 5.4.13】 P-M 상관도(하중CASE : LC2)(대구)

(3) 하중CASE : LC3



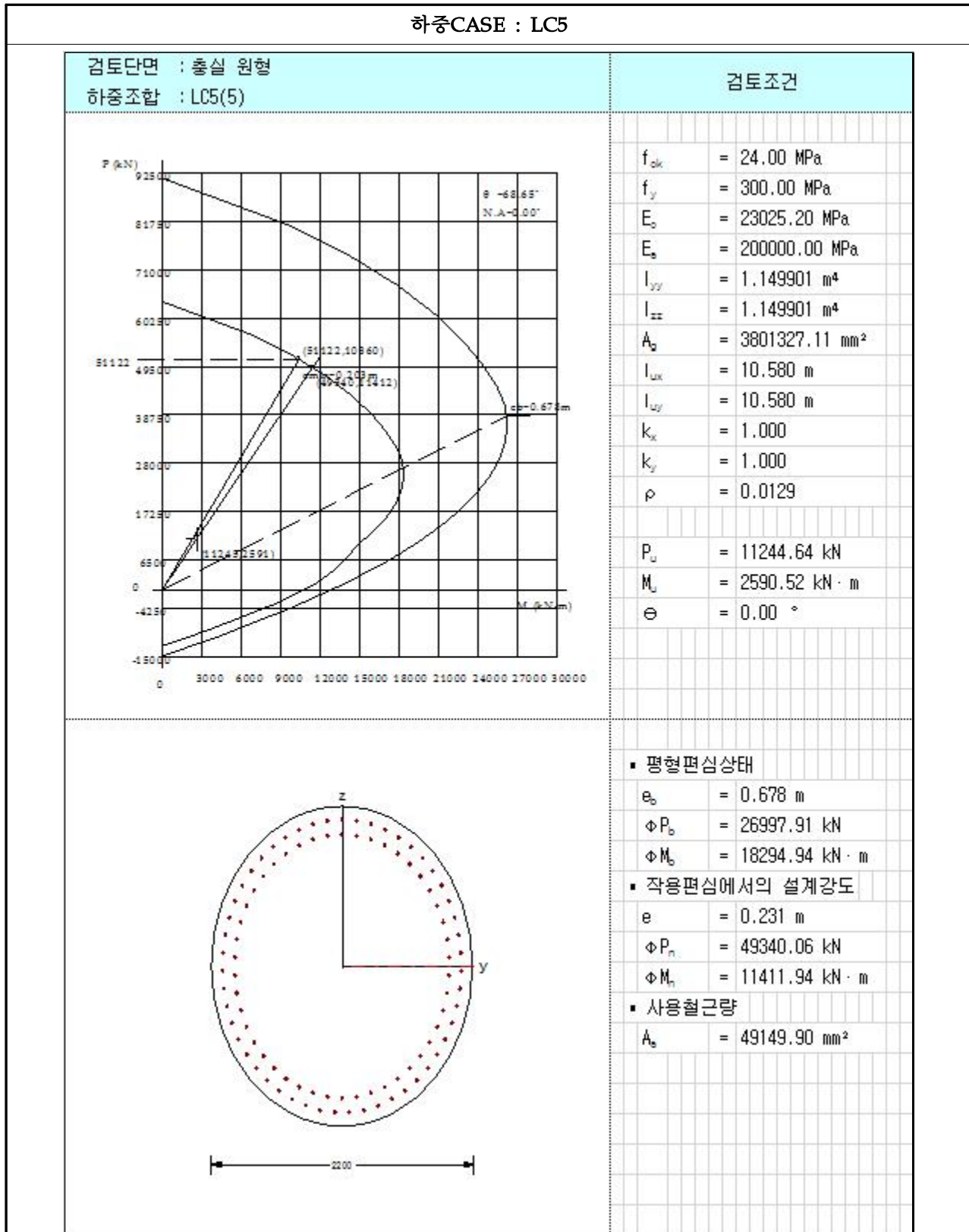
【그림 5.4.14】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(대구)

(4) 하중CASE : LC4



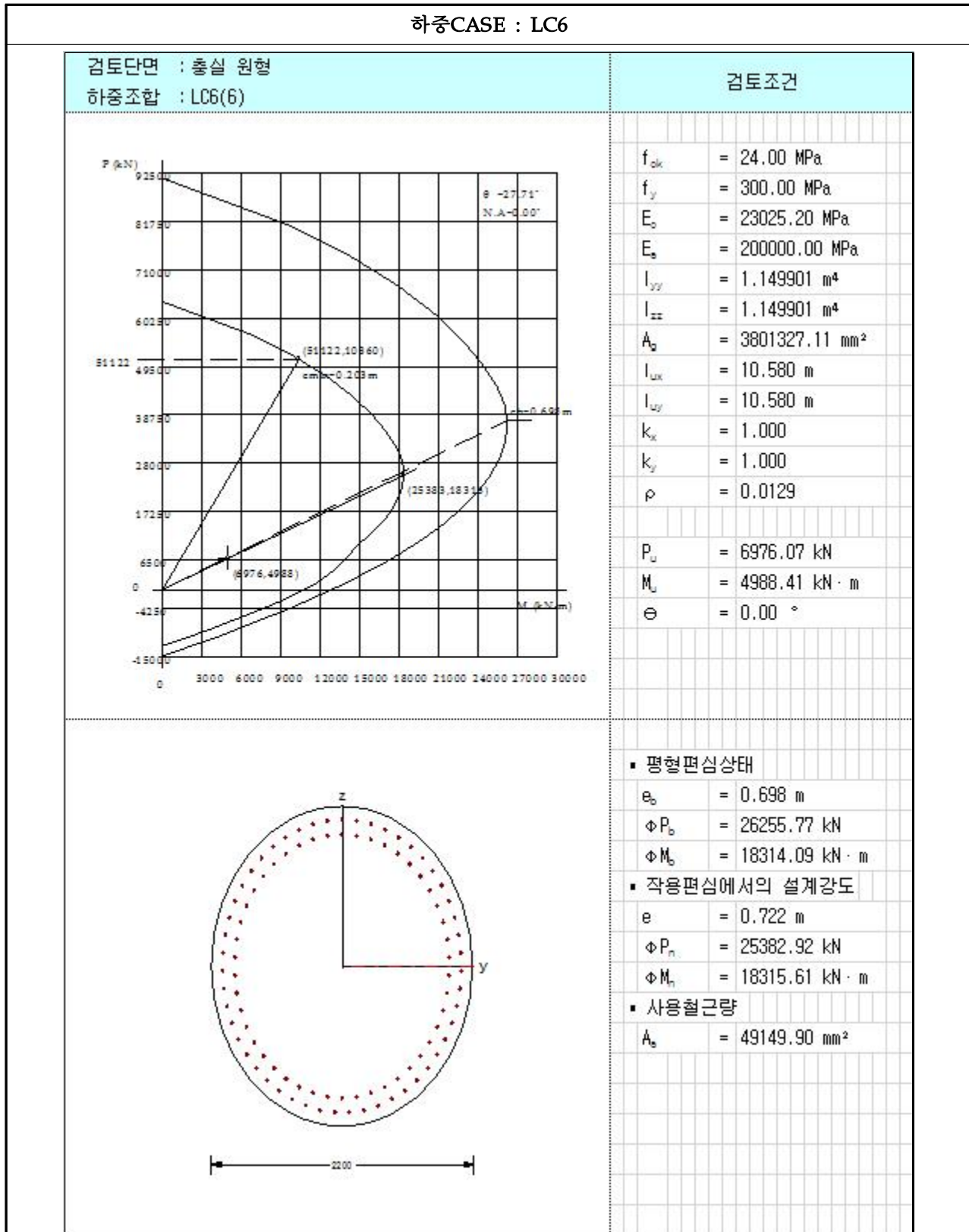
【그림 5.4.15】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(대구)

(5) 하중CASE : LC5



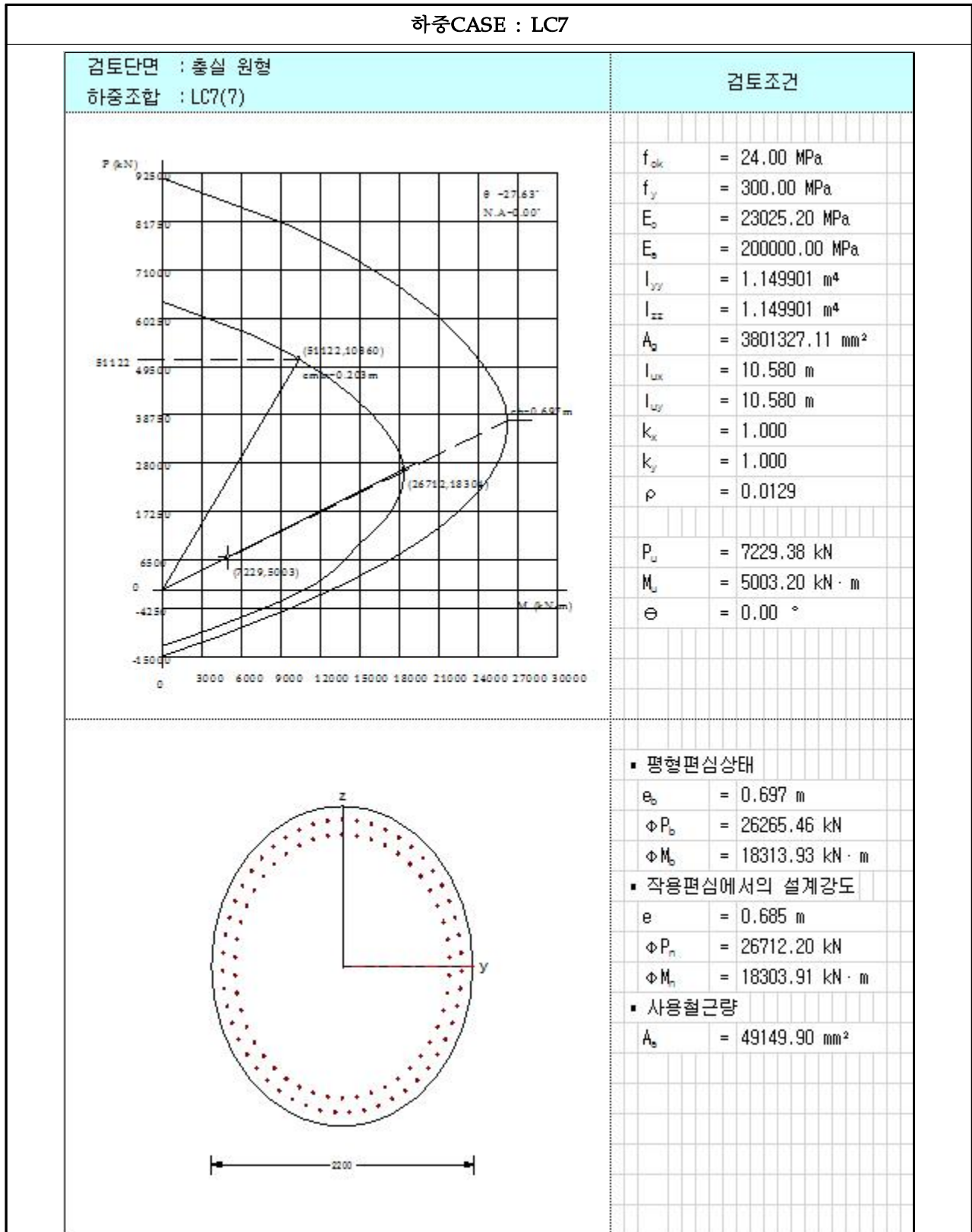
【그림 5.4.16】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(대구)

(6) 하중CASE : LC6



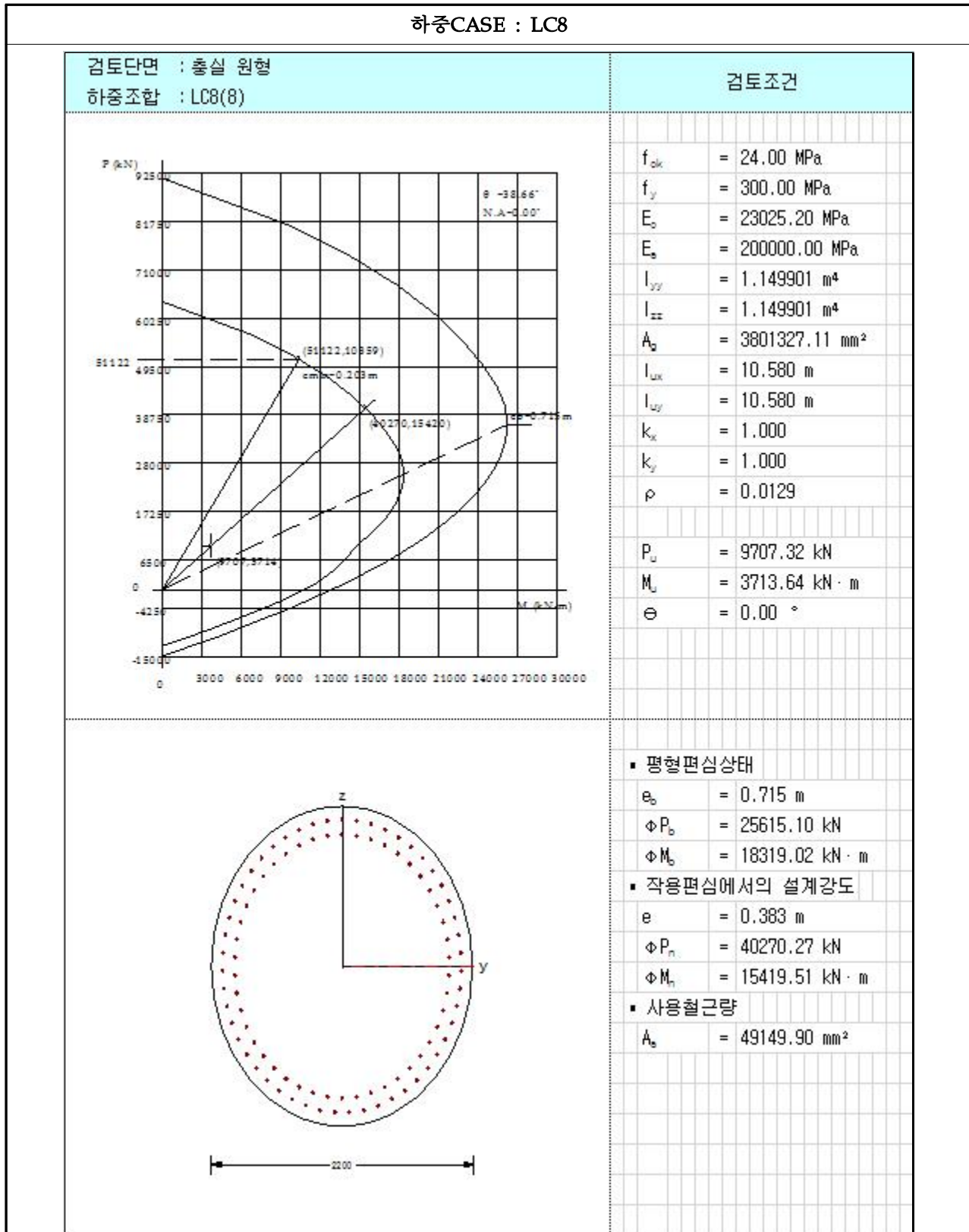
【그림 5.4.17】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(대구)

(7) 하중CASE : LC7



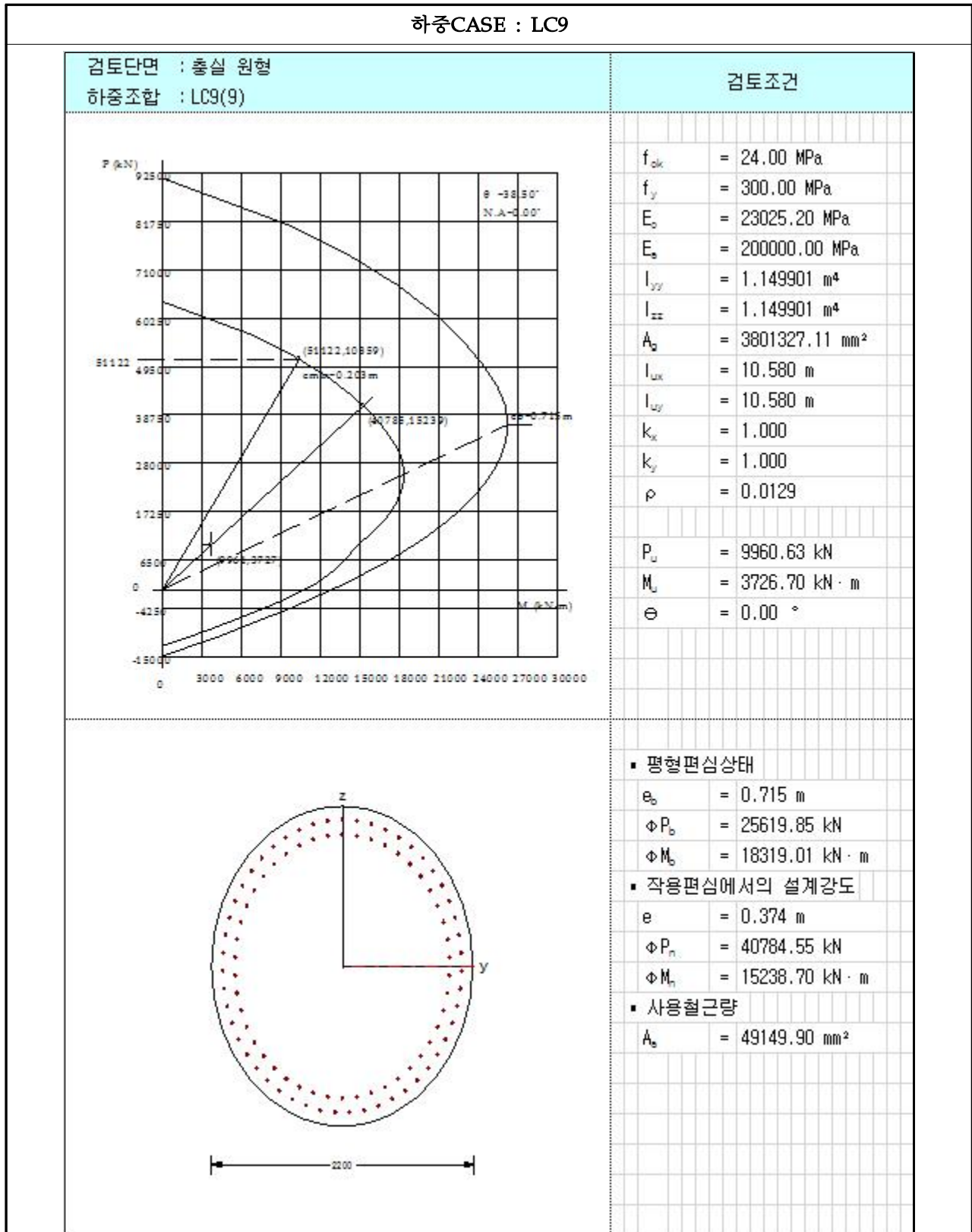
【그림 5.4.18】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(대구)

(8) 하중CASE : LC8



【그림 5.4.19】 P-M 상관도(하중CASE : LC8)(대구)

(9) 하중CASE : LC9



【그림 5.4.20】 P-M 상관도(하중CASE : LC9)(대구)

5.4.2 부산방향

가. 교각(P3) 구조검토

1) 검토조건

가) 일반사항

- (1) 하부구조형식 : 다주식 교각
- (2) 상부구조형식 : S.T Box 거더교
- (3) 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- (4) 기초형식 : 직접기초

나) 하중

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

다) 사용재료

(1) 콘크리트

- 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
- 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa

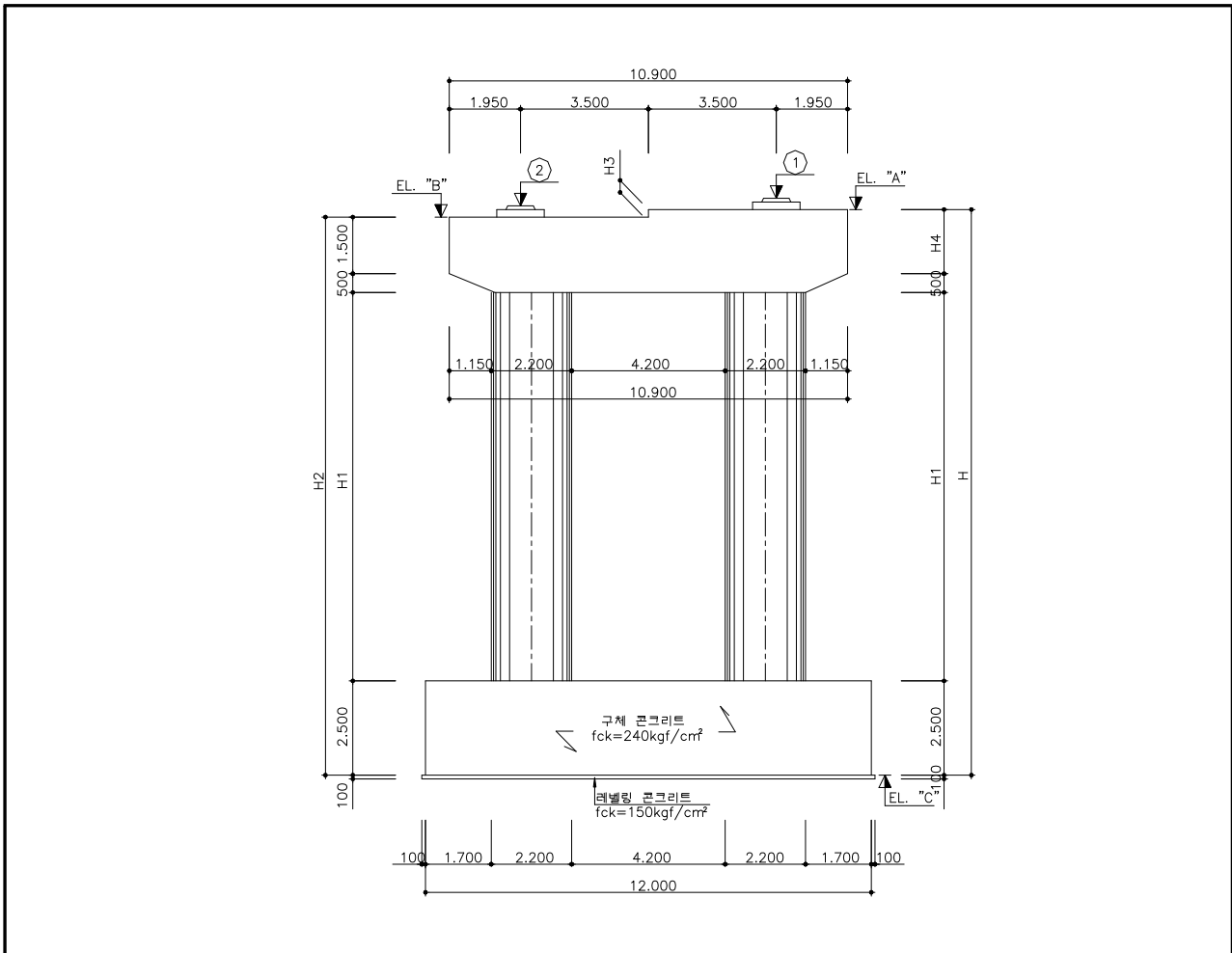
(2) 철근(SD300)

- 항복강도(f_y) : 300MPa
- 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

라) 설계방법

극한강도설계법 적용

2) 해석단면



【그림 5.4.21】 해석단면(P3)(부산)

3) 하중산정

가) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	상부 고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-4,083.569	-1,808.777	
2	-4,973.480	-1,506.135	
계	-9,057.049	-3,314.912	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

나) 풍하중

(1) 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 4.280 = 2.837 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 2.837] \times 4.280 = 14.690 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$\text{작용하중 } P_w = W_1 \times h = 14.690 \times 65.000 = 954.915 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(2) 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.000 \times 2.500 = 15.000 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.0 \times 2.2 \times 11.155 = 73.623 \text{ kN}$$

(3) 활하중에 재하되는 풍하중

$$\text{활하중에 재하되는 풍하중} = 1.500 \times 1.800 \times 65.000 = 175.5 \text{ kN}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

다) 온도하중

(1) 교축직각방향(G-TR)

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

(2) 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.005 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 169.817 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 7,594.877 \times 0.05 \times \sin 90.0 = 379.744 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 169.817 kN을 적용한다.

라) 지점침하 ($\delta = 1.0 \text{ cm}$)

각 지점별 지점침하 입력 후 프로그램 자동 계산

4) 하중조합

가) 계수하중 검토시

구분	D	L	W	WL	Q	G
LC1	1.3	2.15			1.3	
LC2	1.3		1.3		1.3	
LC3	1.3	1.3		0.65	1.3	
LC4	1.3	1.3			1.3	-1.3
LC5	1.3	1.3			1.3	+1.3
LC6	1.25		1.25		1.25	-1.25
LC7	1.25		1.25		1.25	+1.25
LC8	1.25	1.25		0.625	1.25	-1.25
LC9	1.25	1.25		0.625	1.25	+1.25

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 1.3 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

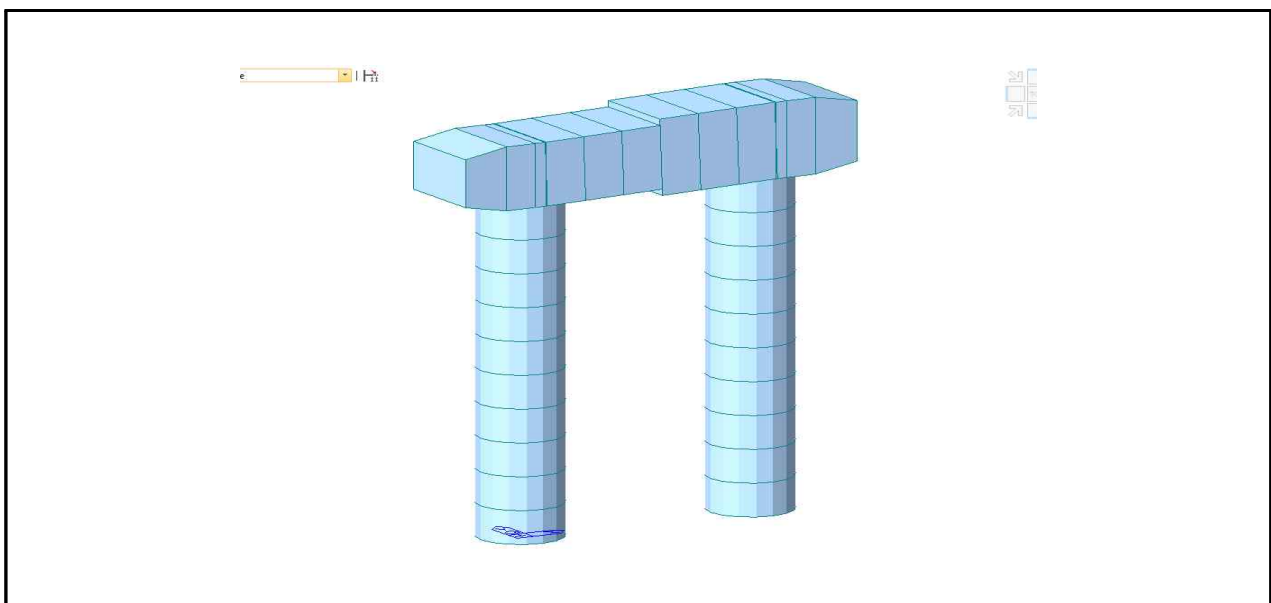
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

5) 구조해석

가) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.22】 해석모델링(P3)(부산)

6) 코핑부 검토

가) 내민보 검토

(1) 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.200^2 / 4 = 3.801 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

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

위험단면은 코핑 끝단으로부터 1.15m에 위치한다.

(2) 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 336.50 \text{ kN}$$

$$M_u = 327.70 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 67.300 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 336.50 / 327.70 = 0.974 \text{ m}$$

$$d = 2.200 - 0.100 = 2.100 \text{ m}$$

$$a / d = 0.974 / 2.10 = 0.464 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

(3) 내민받침 검토

① 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2,500.000	2,000.000	1,900.000	100.000	327.700	336.500
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$					

② 사용 철근량

$$\text{㉠ 주인장철근 : D25 - 48EA (= 24,321.6 mm}^2\text{)}$$

$$\text{㉡ 폐합스트립 : D16 - 30EA + D29 - 24 (= 21,375.6 mm}^2\text{)}$$

③ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2 f_{ck} b d = 0.2 \times 24 \times 2,500 \times 1,900 / 1,000 = 22,800 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56 b d = 56 \times 2,500 \times 1,900 / 1,000 = 266,600 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 18,240 \text{ kN}$$

④ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 1,001.488 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 280.417 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

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

$$0.002941 A_f^2 + 1,900 A_f + 1,285,098.039 = 0 \quad \therefore A_f = 677.077 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 957.494 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 948.075 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 15,200.000 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 15,200.000 \text{ mm}^2 < A_s (= 24,321.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 7,459.79 \text{ mm}^2 < A_{used}(21,375.60) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

나) 일반보 검토(설계적용방법) 결과 비교

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
코핑부 검토	11,340.16	327.700	34.61	8,536.38	336.50	25.37	O.K
중간부 검토	11,340.16	1,899.50	5.97	8,536.38	1,552.90	5.50	O.K

구 분	주인장철근		S.F	폐합스트립		S.F	검토 결과
	사용량(mm ²)	필요량(mm ²)		사용량(mm ²)	필요량(mm ²)		
내민받침 검토	24,321.60	15,200.00	1.600	21,375.60	7,459.79	2.87	O.K.

7) 기둥 단면검토

가) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.5】 부재력 산정결과(단면-1)(부산)

구 분		P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	Δ (mm)	$M2$ (kN·m)	비 고
교축 직각 방향	LC1	12,555.821	562.853	0.042	0.000	
	LC2	10,103.123	338.484	-3.744	-4,271.825	
	LC3	11,940.836	474.149	-2.220	-2,502.715	
	LC4	10,888.497	474.149	0.036	-7.592	
	LC5	11,151.393	474.149	0.037	7.592	
	LC6	9,588.149	325.465	-3.600	-4,114.823	
	LC7	9,840.933	325.465	-3.599	-4,100.224	
	LC8	11,355.181	455.912	-2.135	-2,413.757	
	LC9	11,607.966	455.912	-2.135	-2,399.157	
교축 방향	LC1	12,555.821	0.000	0.000	0.000	
	LC2	10,103.123	0.000	0.000	0.000	
	LC3	11,940.836	0.000	0.000	0.000	
	LC4	10,888.497	0.000	3.872	2,525.888	
	LC5	11,151.393	0.000	-3.872	-2,525.888	
	LC6	9,588.149	0.000	3.723	2,428.738	
	LC7	9,840.933	0.000	-3.723	-2,428.738	
	LC8	11,355.181	0.000	3.723	2,428.738	
	LC9	11,607.966	0.000	-3.723	-2,428.738	

P_u : 전체축력 , $M1, M2$: Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.6】 부재력 산정결과(단면-2)(부산)

구 분		P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	Δ (mm)	$M2$ (kN·m)	비 고
교축 직각 방향	LC1	12,721.359	-619.163	-0.160	0.000	
	LC2	7,396.316	-369.136	-3.879	-4,449.538	
	LC3	10,261.422	-520.315	-2.400	-2,619.584	
	LC4	11,050.595	-520.315	-0.131	8.460	
	LC5	11,314.033	-520.315	-0.136	-8.460	
	LC6	6,985.189	-354.939	-3.728	-4,270.268	
	LC7	7,238.495	-354.939	-3.732	-4,286.537	
	LC8	9,740.099	-500.303	-2.306	-2,510.696	
	LC9	9,993.405	-500.303	-2.310	-2,526.965	
교축 방향	LC1	12,721.359	0.000	0.000	0.000	
	LC2	7,396.316	0.000	0.000	0.000	
	LC3	10,261.422	0.000	0.000	0.000	
	LC4	11,050.595	0.000	3.881	2,521.100	
	LC5	11,314.033	0.000	-3.881	-2,521.100	
	LC6	6,985.189	0.000	3.732	2,424.135	
	LC7	7,238.495	0.000	-3.732	-2,424.135	
	LC8	9,740.099	0.000	3.732	2,424.135	
	LC9	9,993.405	0.000	-3.732	-2,424.135	

P_u : 전체축력 , $M1, M2$: Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

나) 기둥 단면검토

【표 5.4.7】 기둥 단면검토 결과(단면-1)(부산)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	12,555.821	51,122.056	1,130.532	4,603.054	4.072	O.K
LC2	10,103.123	39,751.219	3,933.341	15,596.559	3.965	O.K
LC3	11,940.836	51,122.056	2,028.566	8,672.228	4.275	O.K
LC4	10,888.497	48,448.695	2,693.443	11,888.014	4.414	O.K
LC5	11,151.393	48,747.732	2,704.293	11,730.565	4.338	O.K
LC6	9,588.149	35,925.332	4,500.889	16,754.894	3.723	O.K
LC7	9,840.933	36,395.246	4,488.605	16,625.888	3.704	O.K
LC8	11,355.181	46,699.746	3,119.603	12,767.271	4.093	O.K
LC9	11,607.966	46,968.535	3,110.462	12,636.897	4.063	O.K

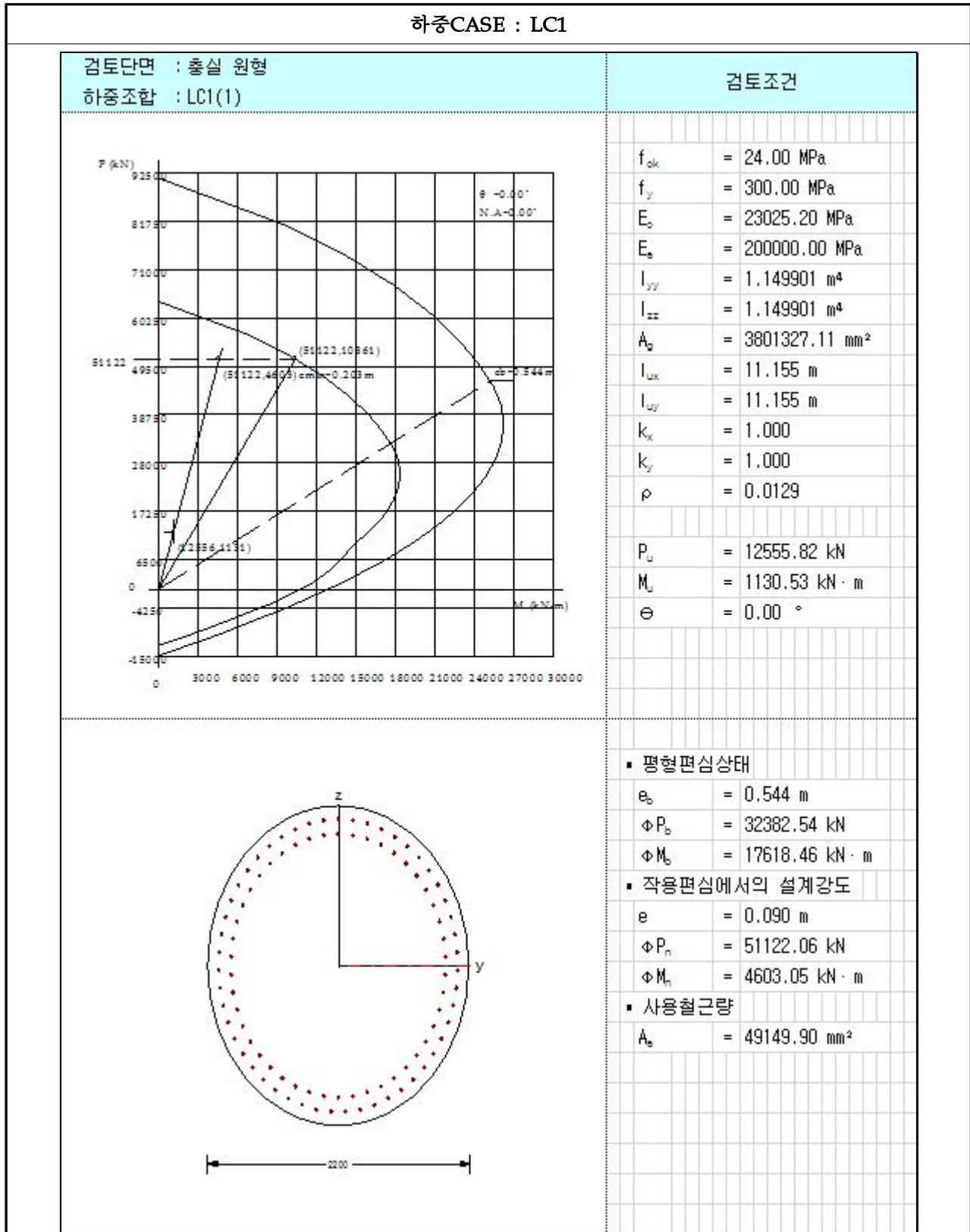
【표 5.4.8】 기둥 단면검토 결과(단면-2)(부산)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	12,721.359	51,122.056	1,074.221	4,316.866	4.019	O.K
LC2	7,396.316	28,196.122	4,818.675	18,228.369	3.783	O.K
LC3	10,261.422	44,784.178	3,139.899	13,650.323	4.347	O.K
LC4	11,050.595	48,746.676	2,673.537	11,730.436	4.388	O.K
LC5	11,314.033	49,043.402	2,683.352	11,571.739	4.312	O.K
LC6	6,985.189	24,614.386	5,221.969	18,298.794	3.504	O.K
LC7	7,238.495	25,383.227	5,236.385	18,315.443	3.498	O.K
LC8	9,740.099	39,491.810	3,865.559	15,683.827	4.057	O.K
LC9	9,993.405	40,011.812	3,878.244	15,508.560	3.999	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

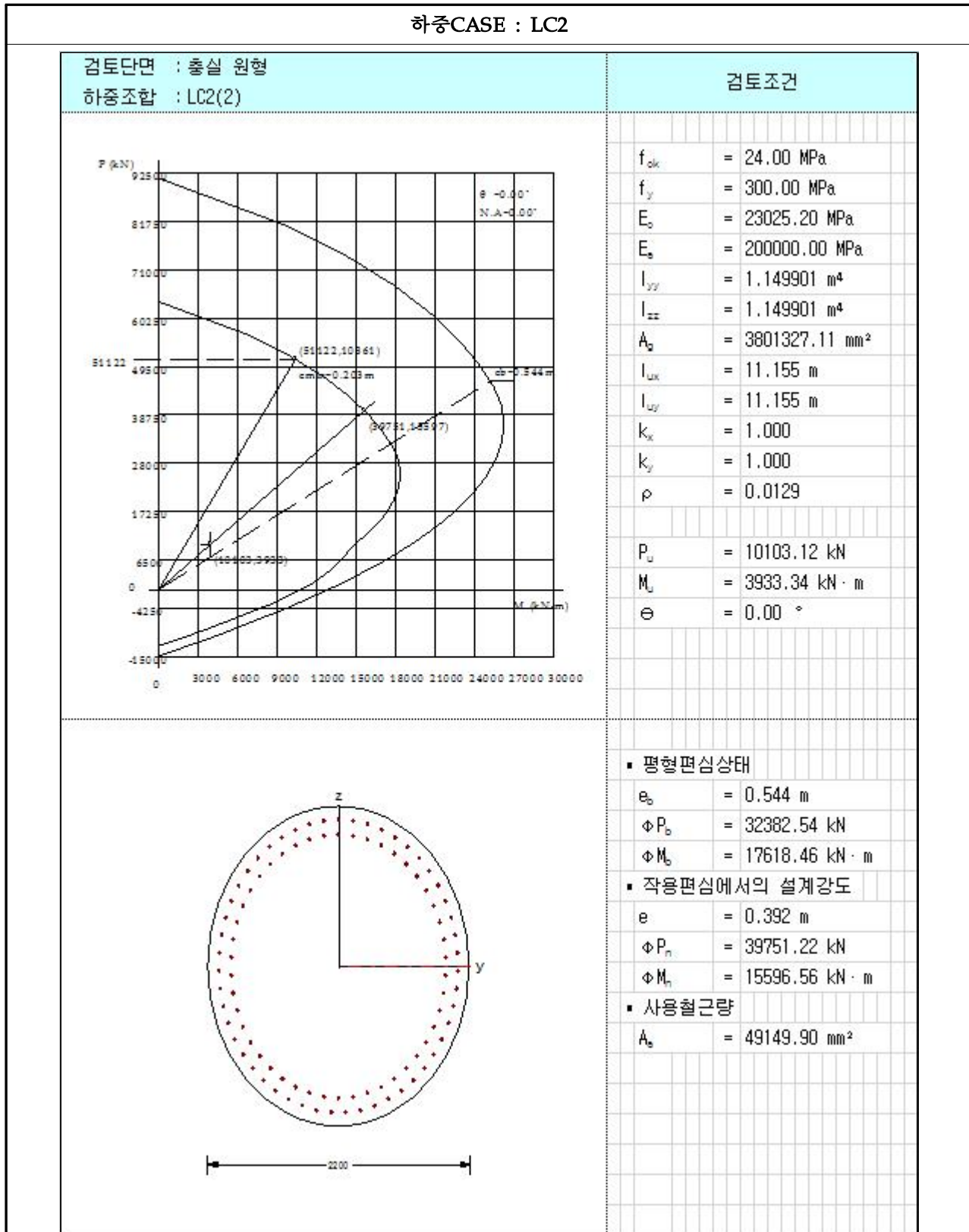
다) P-M 상관도(단면-1)

(1) 하중CASE : LC1



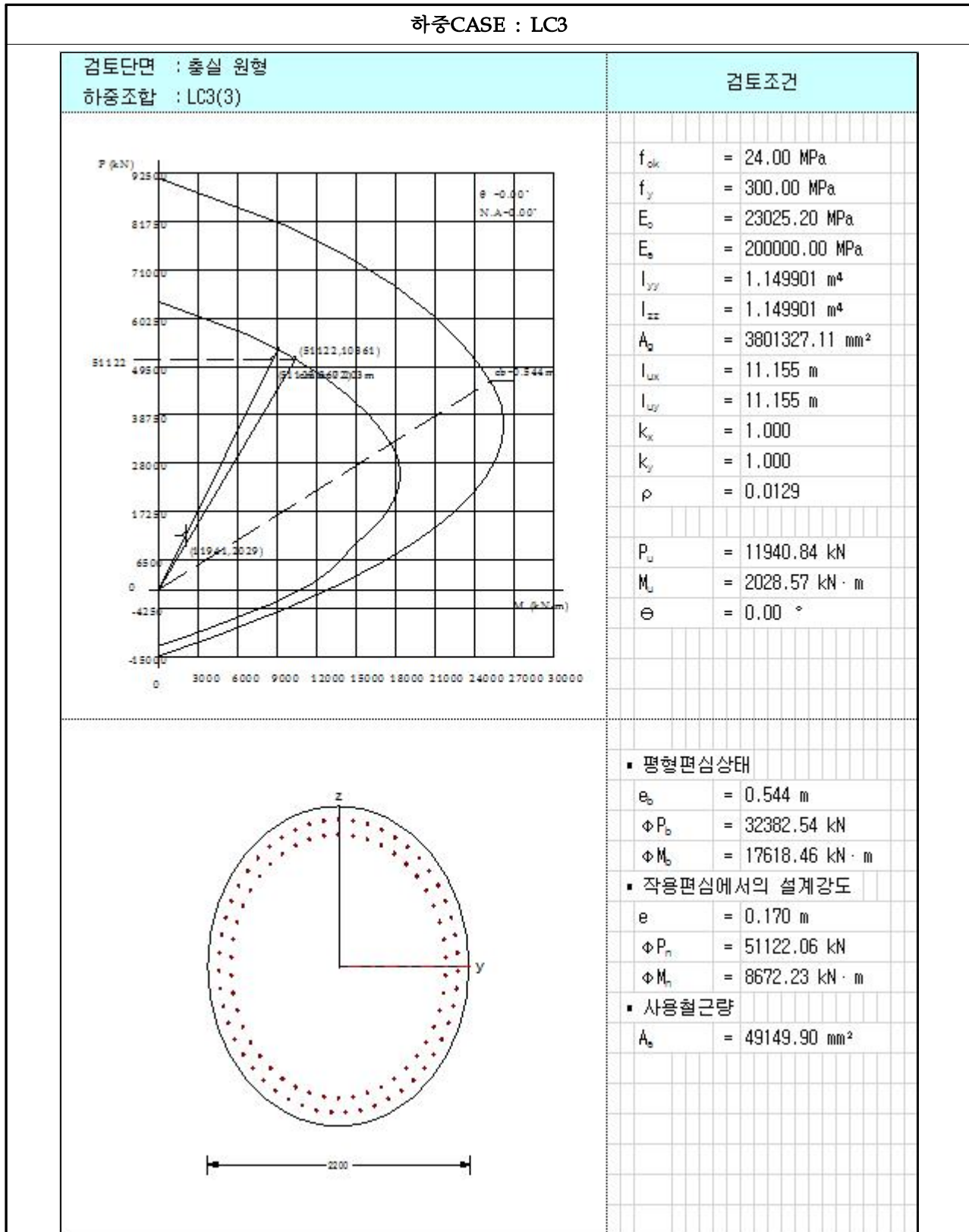
【그림 5.4.23】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(부산)

(2) 하중CASE : LC2



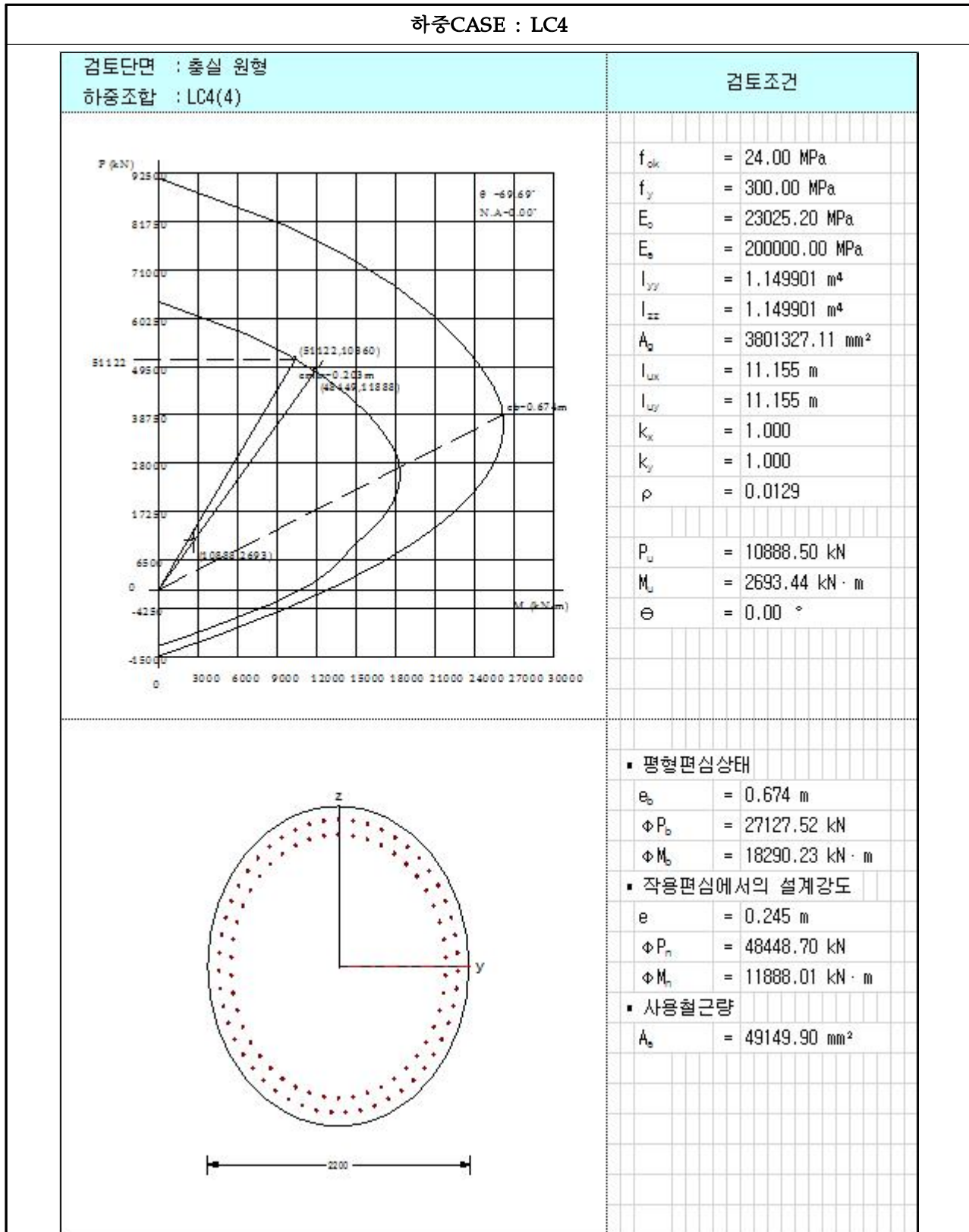
【그림 5.4.24】 P-M 상관도(하중CASE : LC2)(부산)

(3) 하중CASE : LC3



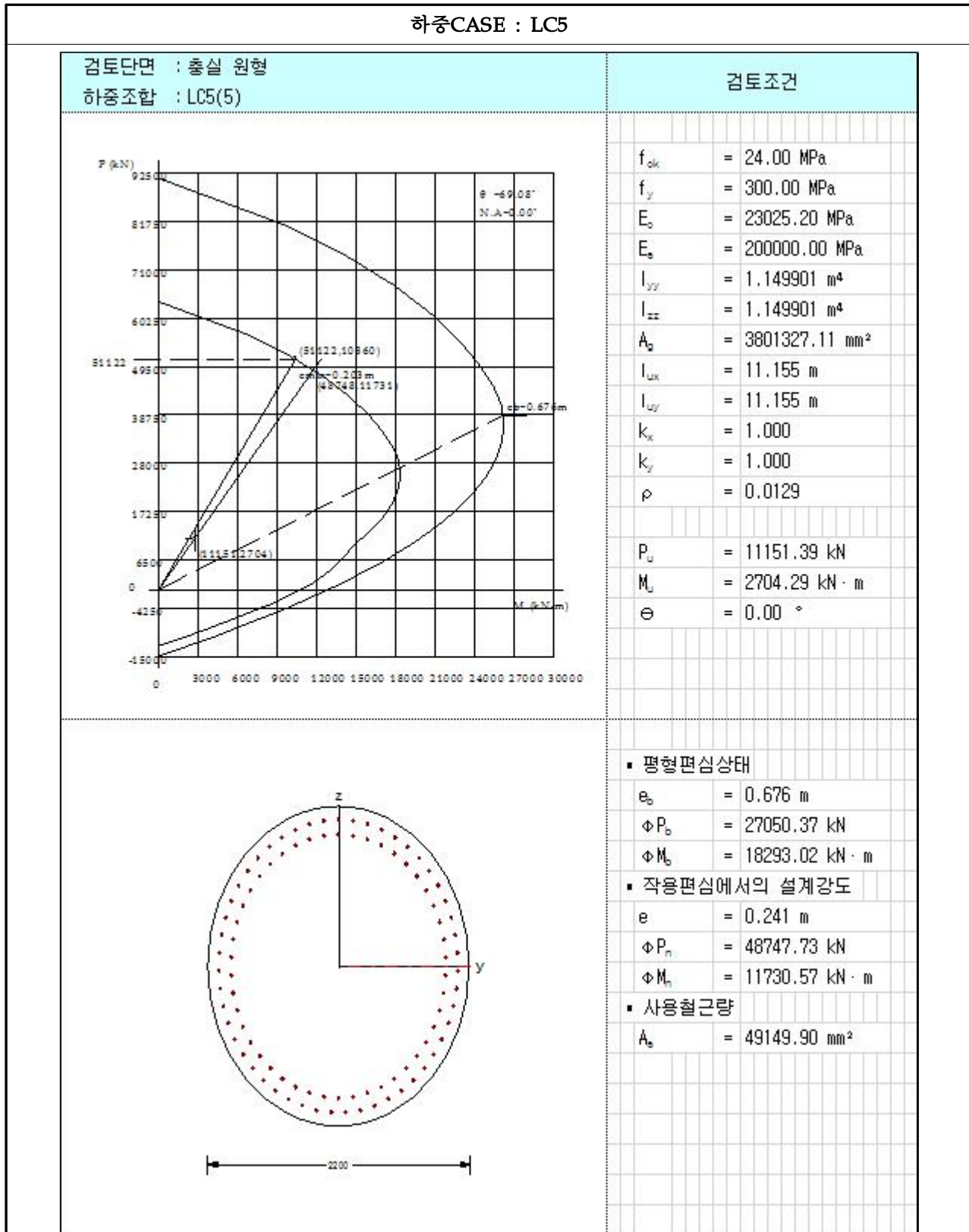
【그림 5.4.25】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(부산)

(4) 하중CASE : LC4



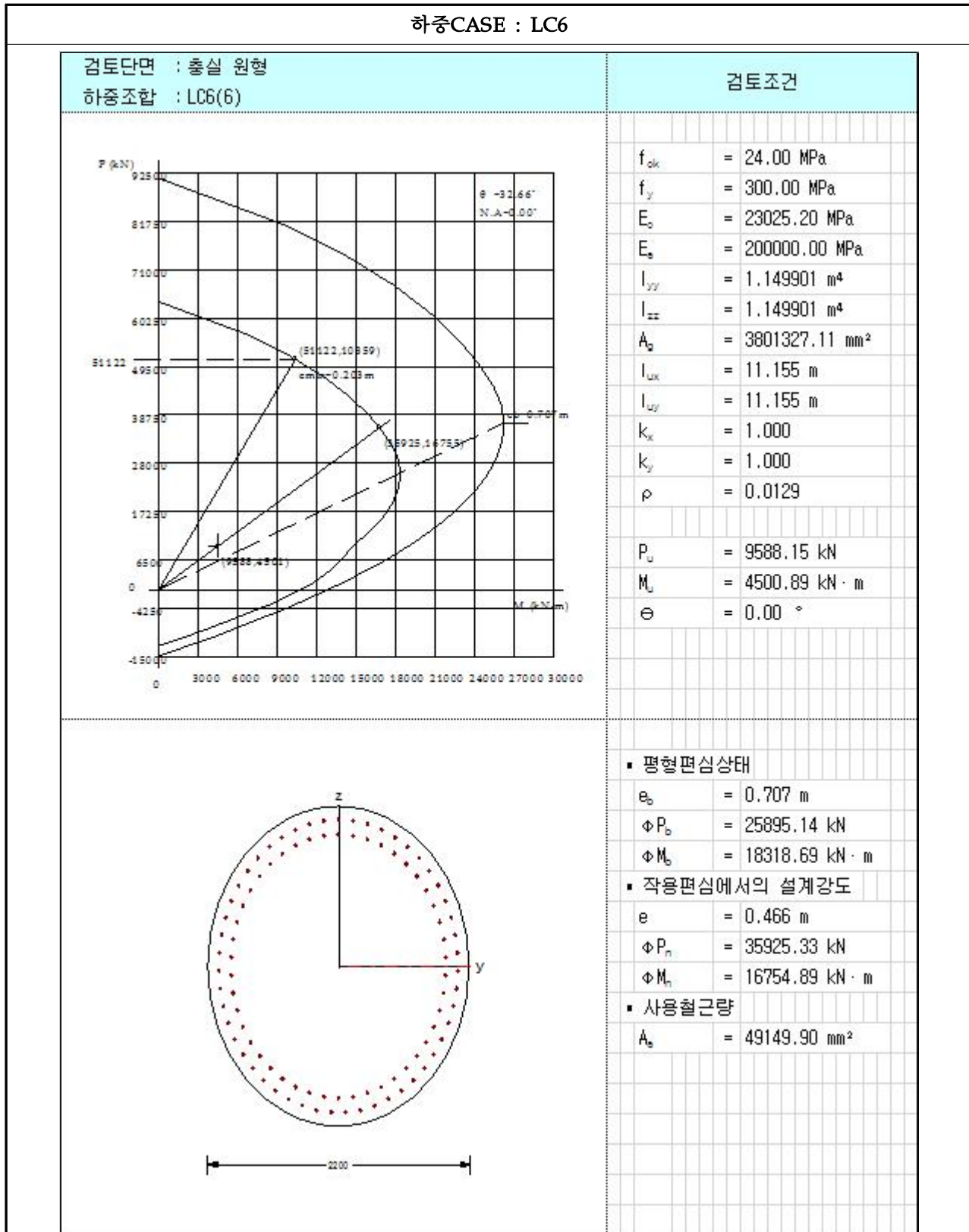
【그림 5.4.26】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(부산)

(5) 하중CASE : LC5



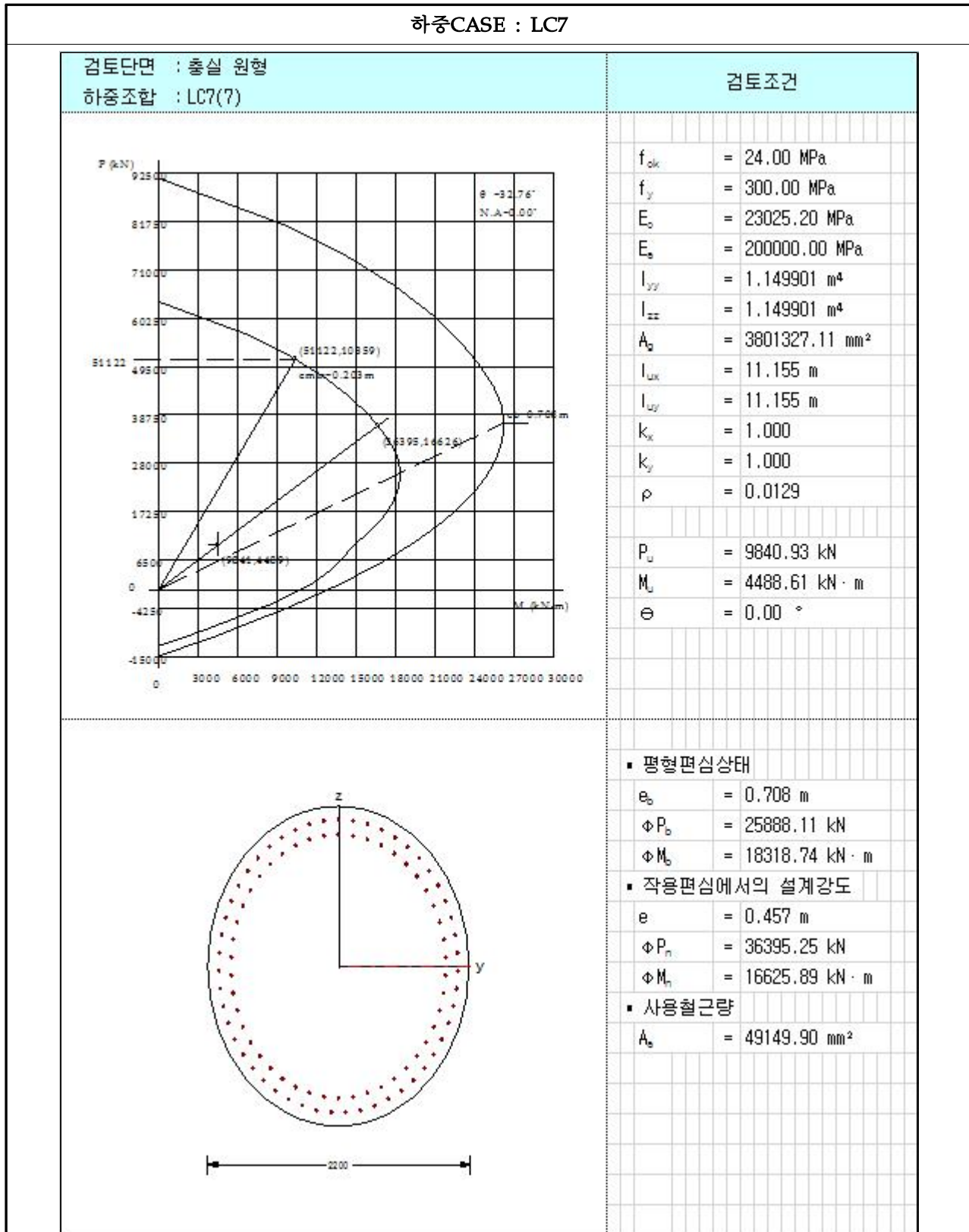
【그림 5.4.27】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(부산)

(6) 하중CASE : LC6



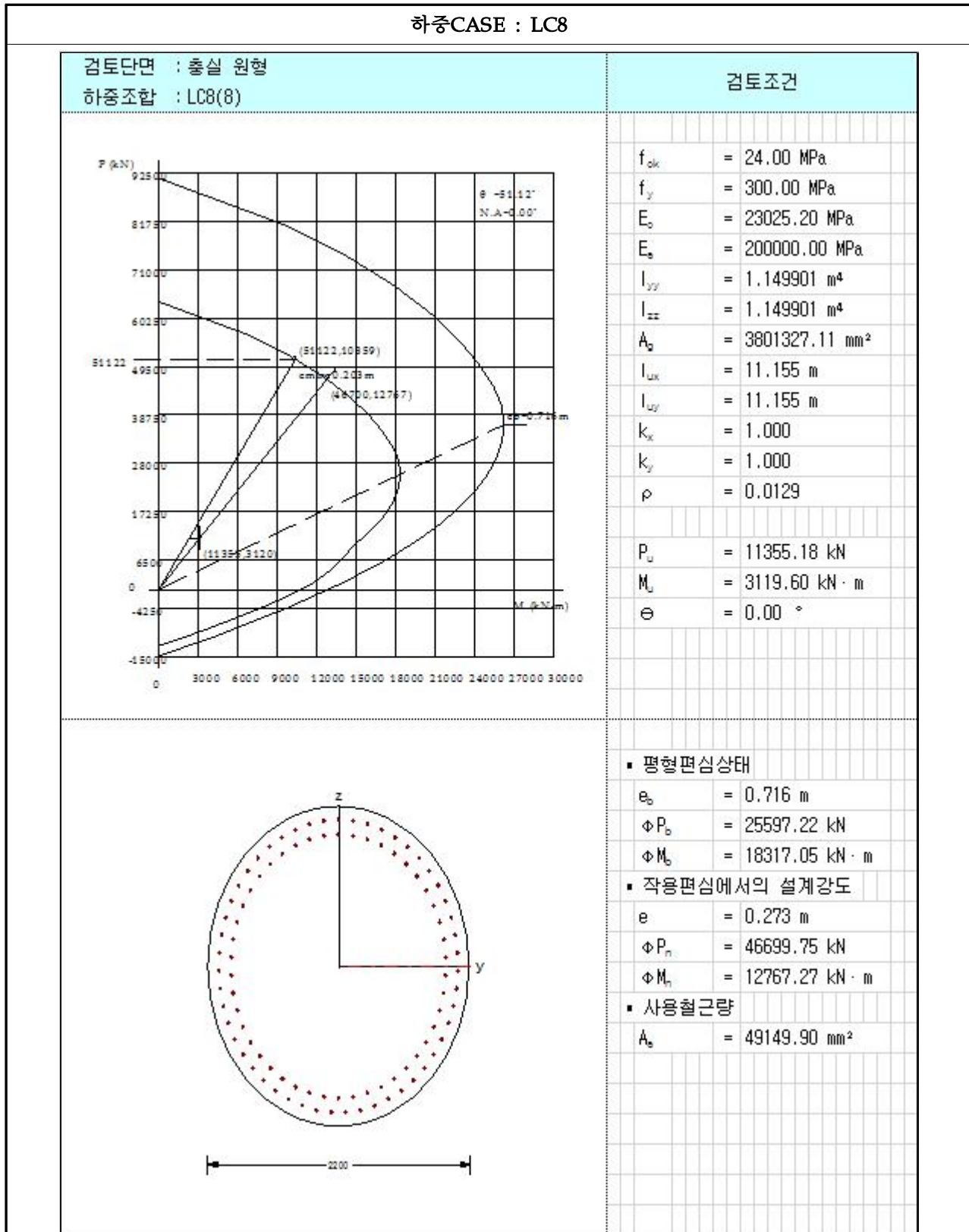
【그림 5.4.28】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(부산)

(7) 하중CASE : LC7



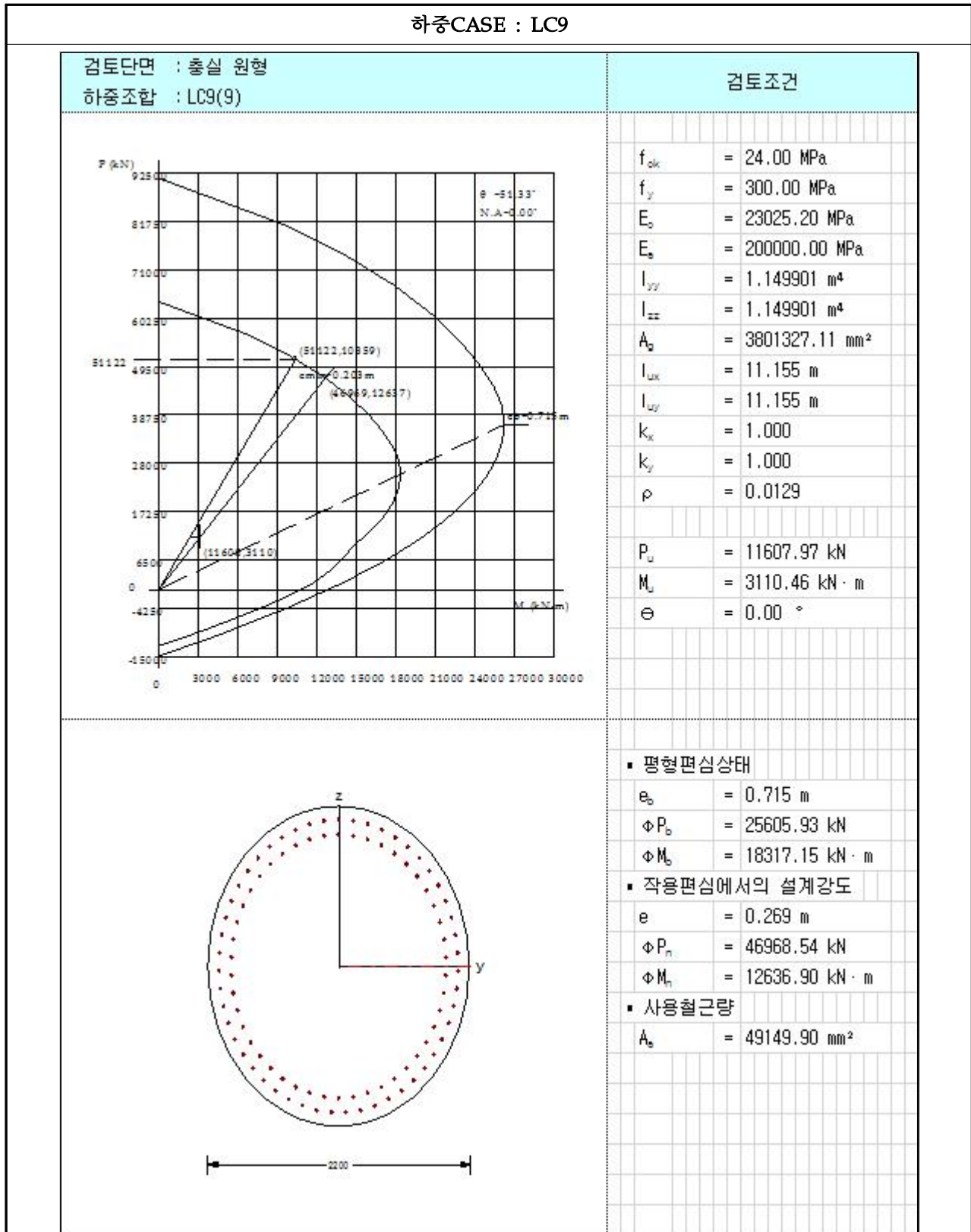
【그림 5.4.29】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(부산)

(8) 하중CASE : LC8



【그림 5.4.30】 P-M 상관도(하중CASE : LC8)(부산)

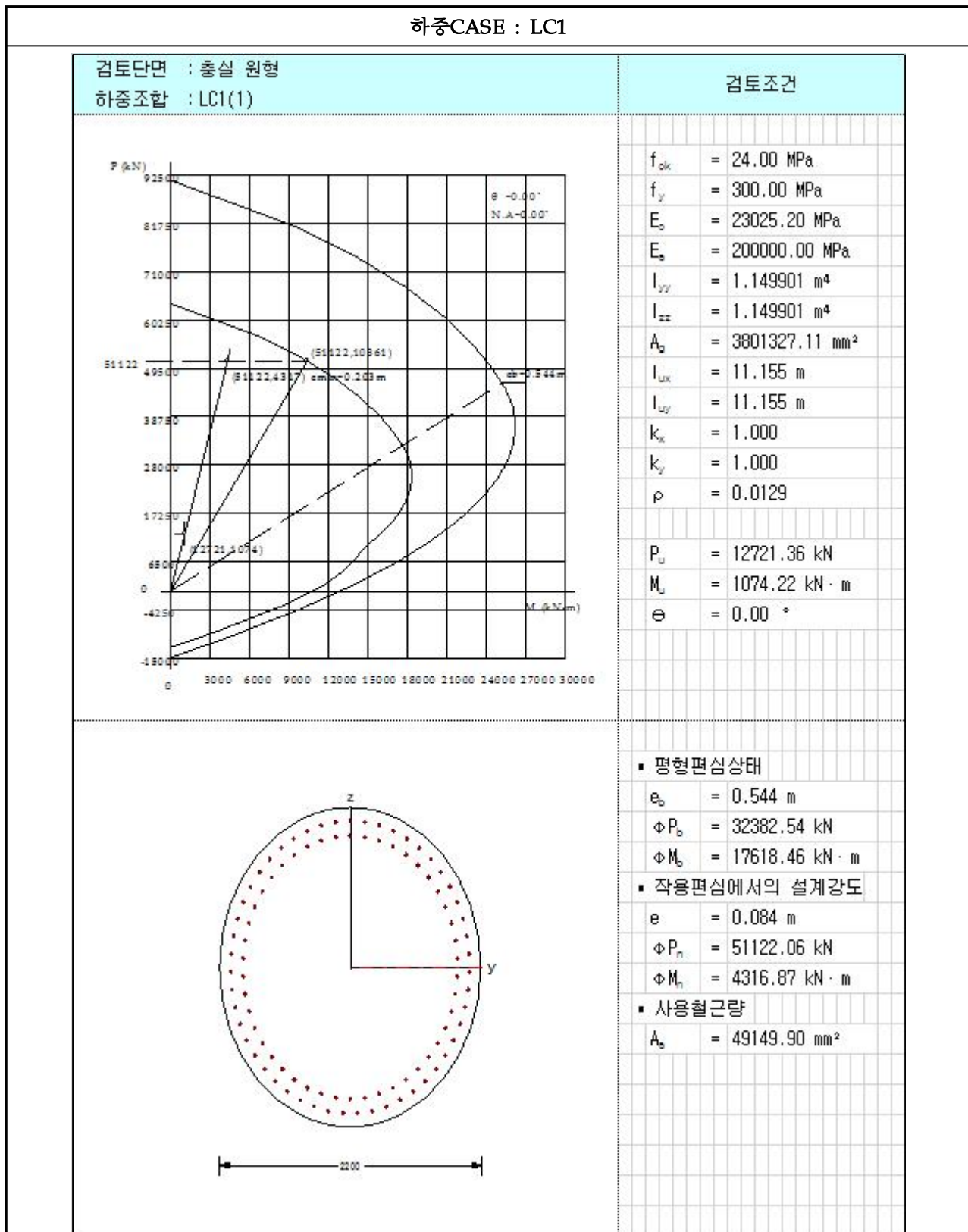
(9) 하중CASE : LC9



【그림 5.4.31】 P-M 상관도(하중CASE : LC9)(부산)

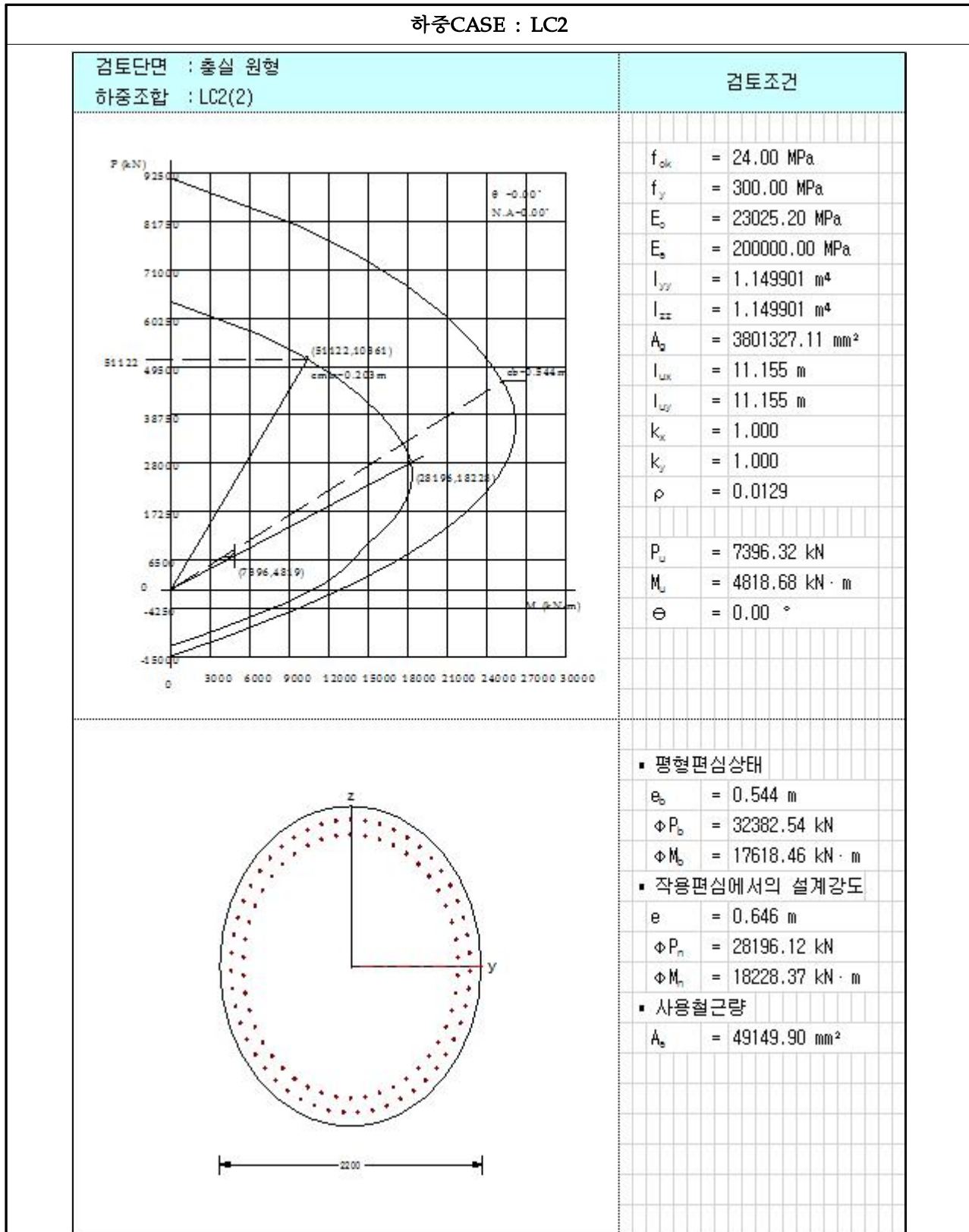
라) P-M 상관도(단면-2)

(1) 하중CASE : LC1



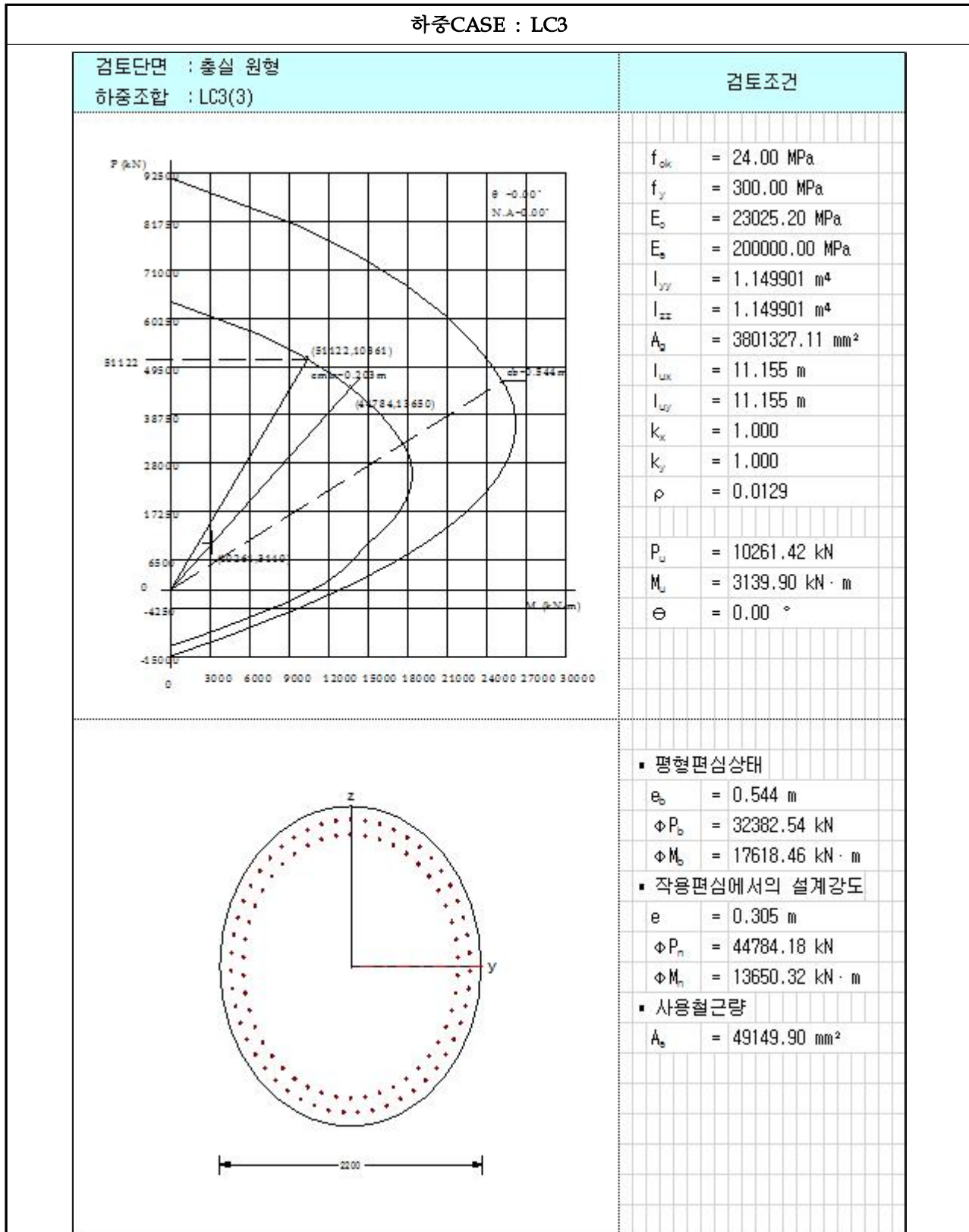
【그림 5.4.32】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(부산)

(2) 하중CASE : LC2



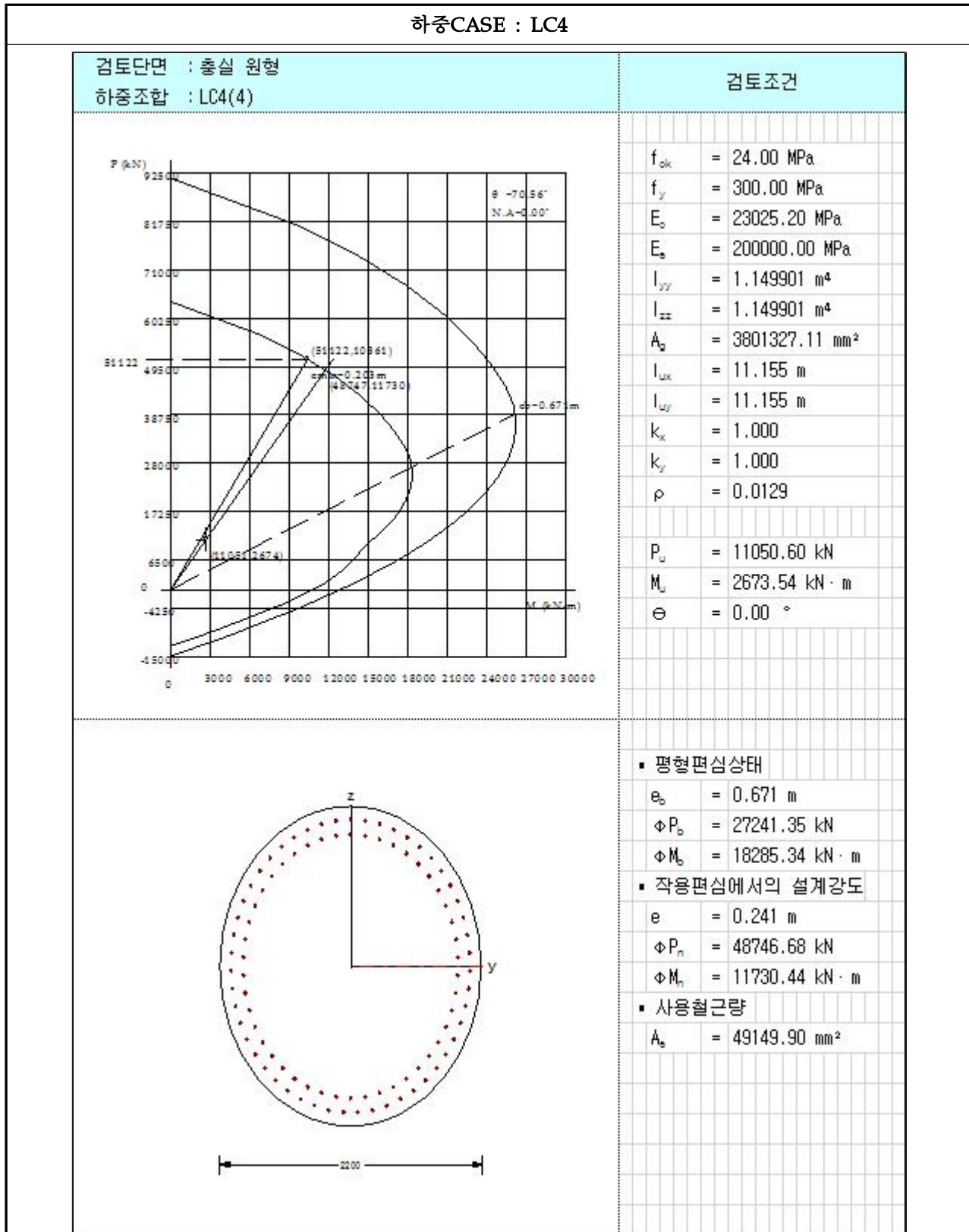
【그림 5.4.33】 P-M 상관도(하중CASE : LC2)(부산)

(3) 하중CASE : LC3



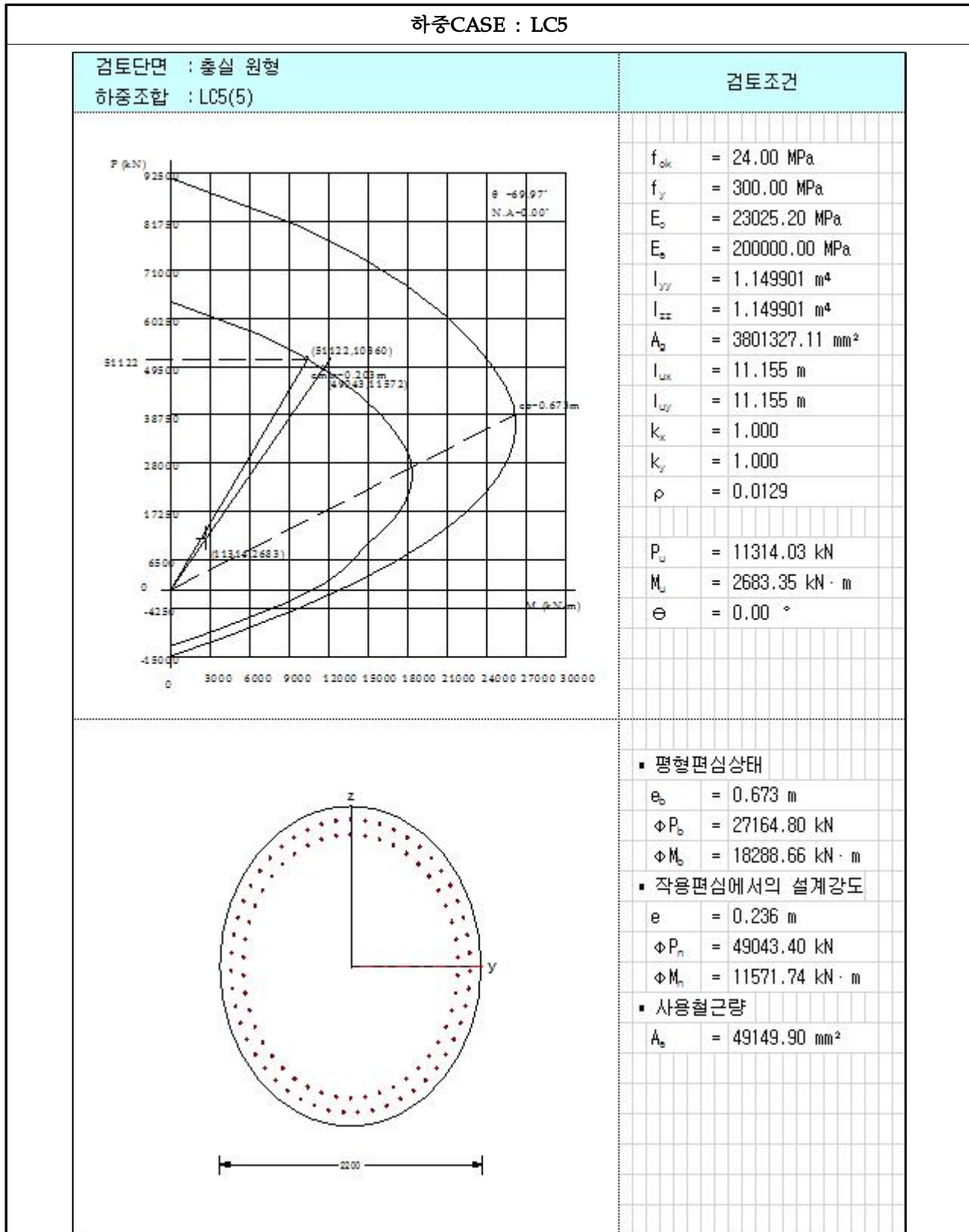
【그림 5.4.34】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(부산)

(4) 하중CASE : LC4



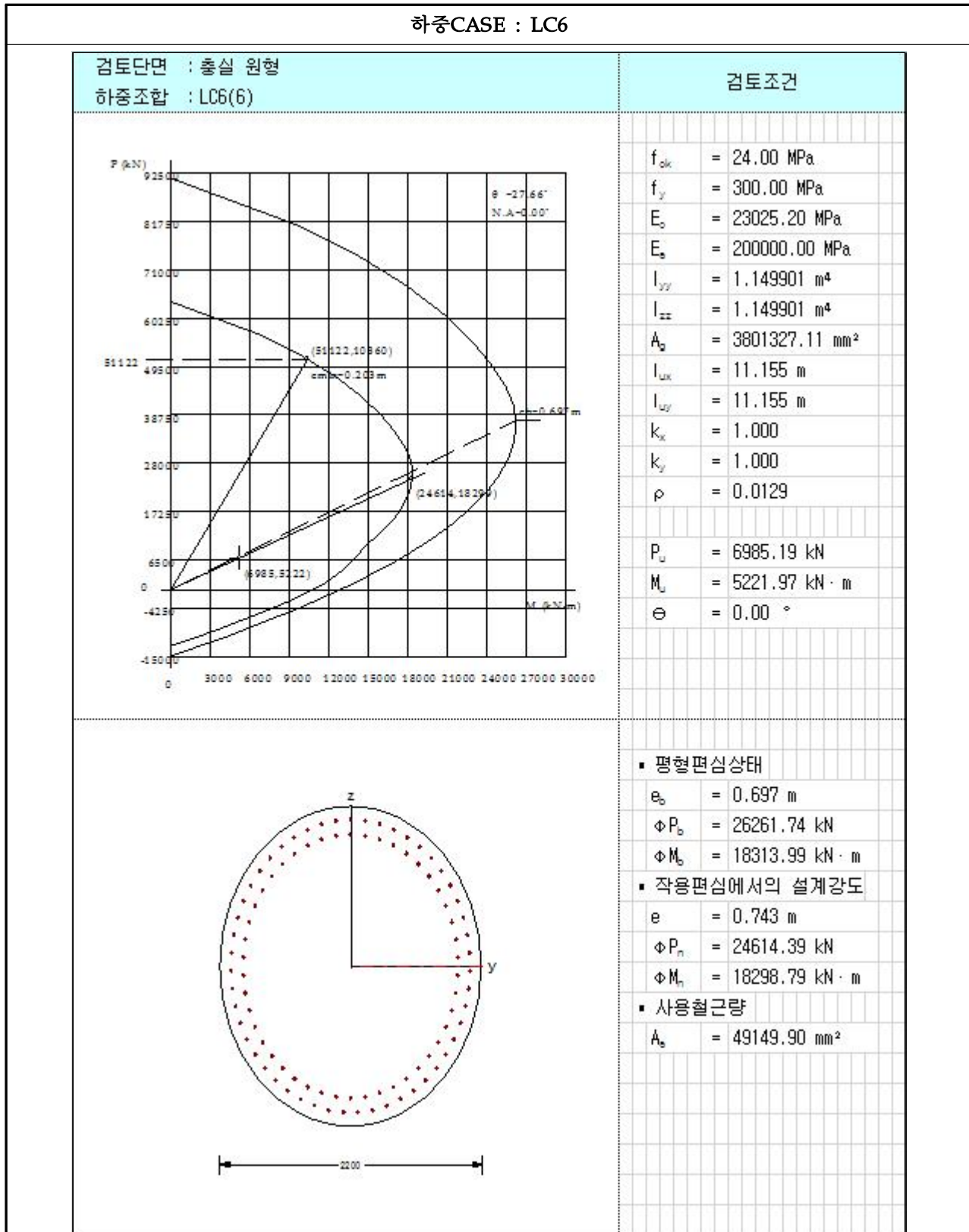
【그림 5.4.35】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(부산)

(5) 하중CASE : LC5



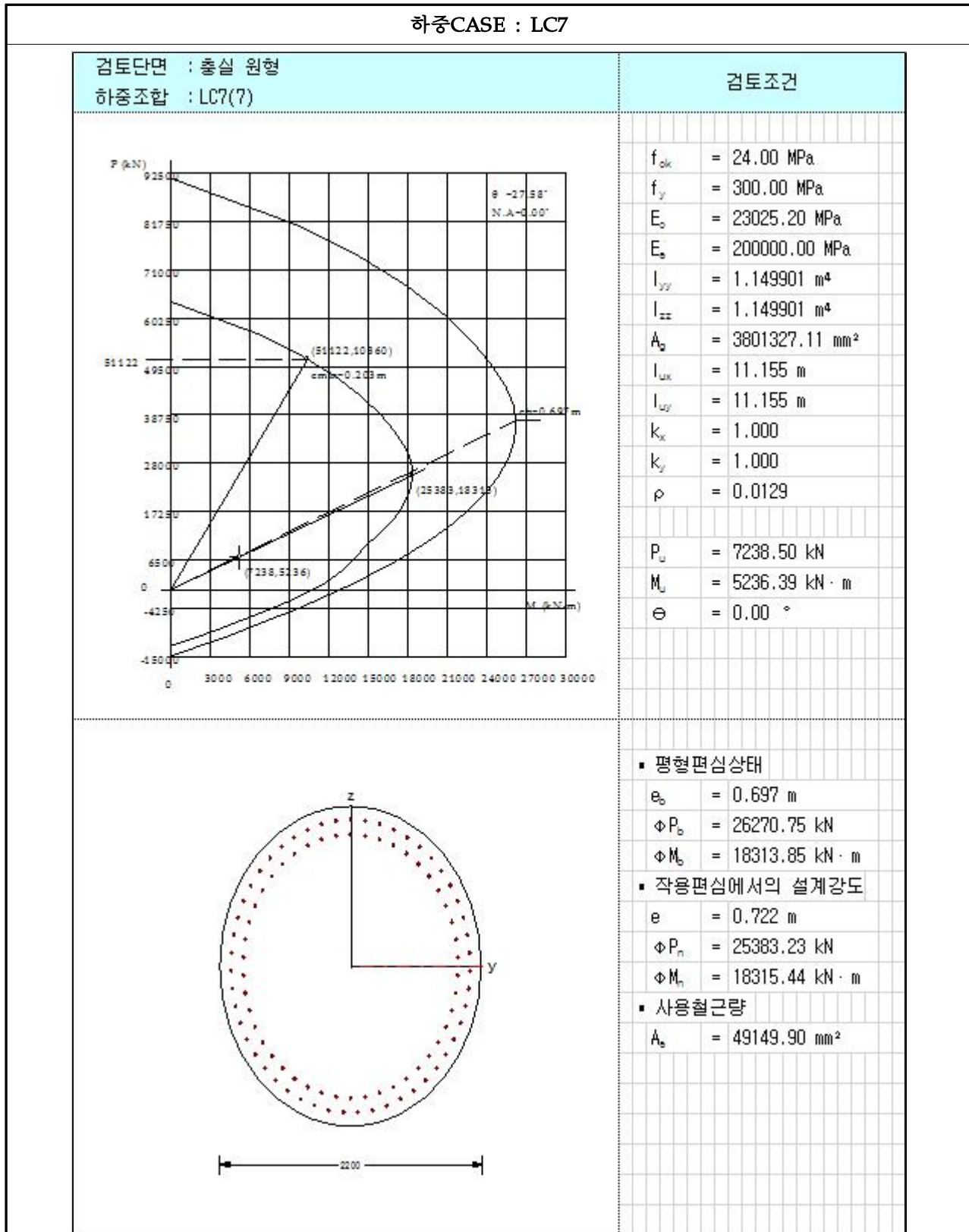
【그림 5.4.36】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(부산)

(6) 하중CASE : LC6



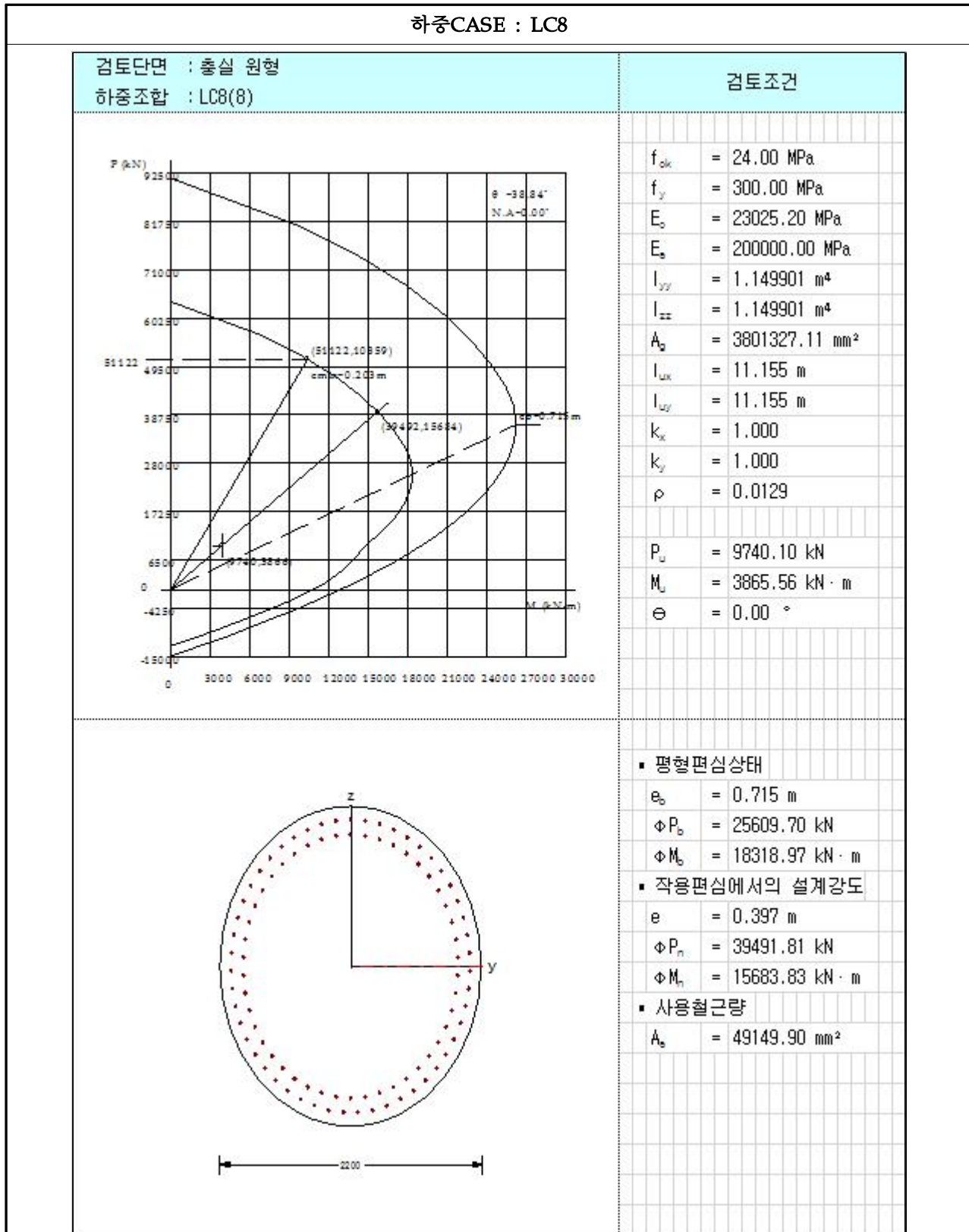
【그림 5.4.37】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(부산)

(7) 하중CASE : LC7



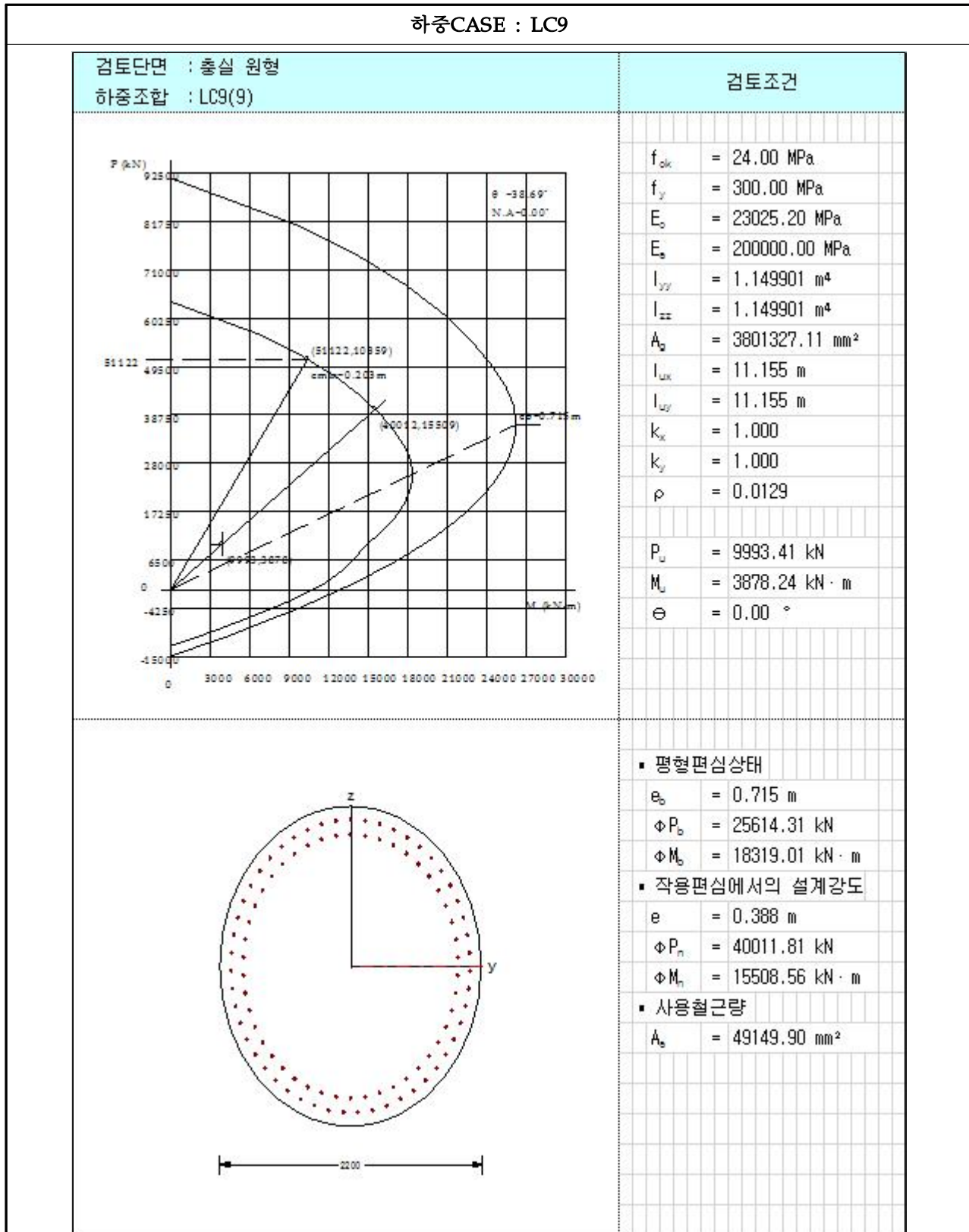
【그림 5.4.38】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(부산)

(8) 하중CASE : LC8



【그림 5.4.39】 P-M 상관도(하중CASE : LC8)(부산)

(9) 하중CASE : LC9



【그림 5.4.40】 P-M 상관도(하중CASE : LC9)(부산)

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 대구방향

5.5.1.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.1】 상부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	측경간 정모멘트부	상부플랜지	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{65.488} = 2.901$	A	MPa
		하부플랜지	$\frac{v_a}{v} = \frac{-190}{-97.391} = 1.951$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	상부플랜지	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{64.309} = 2.954$	A	MPa
		하부플랜지	$\frac{v_a}{v} = \frac{-190}{-88.886} = 2.138$	A	MPa
	부모멘트부	상부플랜지	$\frac{f_a}{f} = \frac{-190}{-81.530} = 2.330$	A	MPa
		하부플랜지	$\frac{v_a}{v} = \frac{190}{77.386} = 2.455$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{235.607}{75.715} = 3.112$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.960}{70.489} = 1.503$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과(단면-1)(대구)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	축력비	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	12,485.847	51,042.719	4.088	1,160.862	4,745.656	4.088	O.K
LC2	9,973.281	40,734.451	4.084	3,703.561	15,201.785	4.105	O.K
LC3	11,835.600	51,042.719	4.313	1,890.140	8,175.969	4.326	O.K
LC4	10,818.569	48,682.073	4.500	2,600.738	11,702.879	4.500	O.K
LC5	11,081.458	48,979.573	4.420	2,612.580	11,544.543	4.419	O.K
LC6	9,463.304	36,821.820	3.891	4,258.631	16,452.460	3.863	O.K
LC7	9,716.082	37,284.908	3.837	4,246.079	16,318.493	3.843	O.K
LC8	11,253.996	47,326.557	4.205	2,954.886	12,400.567	4.197	O.K
LC9	11,506.773	47,782.721	4.153	2,945.653	12,170.987	4.132	O.K

【표 5.5.3】 하부구조 안전성 평가결과(단면-2)(대구)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	축력비	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	12,652.005	51,122.056	4.041	1,102.572	4,455.084	4.041	O.K
LC2	7,386.830	29,146.905	3.946	4,601.451	18,144.454	3.943	O.K
LC3	10,227.331	45,338.926	4.433	3,024.514	13,403.710	4.432	O.K
LC4	10,981.195	49,044.071	4.466	2,579.807	11,571.803	4.486	O.K
LC5	11,244.640	49,340.055	4.388	2,590.522	11,411.944	4.405	O.K
LC6	6,976.065	25,382.919	3.639	4,988.409	18,315.610	3.672	O.K
LC7	7,229.378	26,712.203	3.695	5,003.201	18,303.913	3.658	O.K
LC8	9,707.316	40,270.265	4.148	3,713.643	15,419.511	4.152	O.K
LC9	9,960.629	40,784.553	4.095	3,726.700	15,238.700	4.089	O.K

5.5.1.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.4】 바닥판 기본내하력 산정(대구)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	235.607	16.901	24.997	75.751	$\frac{235.607-1.3 \times 16.901}{2.15 \times 24.997}$	3.975	DB-24 이상
중앙부	105.960	2.621	31.200	70.487	$\frac{105.960-1.3 \times 2.621}{2.15 \times 31.200}$	1.529	“

【표 5.5.5】 거더 기본내하력 산정(대구)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	41.607	7.677	16.204	190	$\frac{190-(41.607+7.677)}{16.204(1+0.167)}$	7.44	DB24 이상
		하부 플랜지	-44.057	-17.141	-36.193	190	$\frac{190-(44.057+17.141)}{36.193(1+0.167)}$	3.05	“
	지점부	상부 플랜지	-58.244	-13.719	-9.567	190	$\frac{190-(58.244+13.719)}{9.567(1+0.154)}$	23.731	“
		하부 플랜지	52.193	14.842	10.351	190	$\frac{190-(52.193+14.842)}{10.351(1+0.154)}$	10.296	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	41.215	5.657	17.437	190	$\frac{190-(41.215+5.657)}{17.437(1+0.143)}$	7.182	“
		하부 플랜지	-40.466	-11.861	-36.559	190	$\frac{190-(40.466+11.861)}{36.559(1+0.143)}$	5.800	“

5.5.2 부산방향

5.5.2.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.6】 상부구조 안전성 평가결과(부산)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	측경간 정모멘트부	상부플랜지	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{65.488} = 2.901$	A	MPa
		하부플랜지	$\frac{v_a}{v} = \frac{-190}{-97.391} = 1.951$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	상부플랜지	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{64.309} = 2.954$	A	MPa
		하부플랜지	$\frac{v_a}{v} = \frac{-190}{-88.886} = 2.138$	A	MPa
	부모멘트부	상부플랜지	$\frac{f_a}{f} = \frac{-190}{-81.530} = 2.330$	A	MPa
		하부플랜지	$\frac{v_a}{v} = \frac{190}{77.386} = 2.455$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{235.607}{75.715} = 3.112$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.960}{70.489} = 1.503$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.7】 하부구조 안전성 평가결과(단면-1)(부산)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	축력비	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	12,555.821	51,122.056	4.072	1,130.532	4,603.054	4.072	O.K
LC2	10,103.123	39,751.219	3.935	3,933.341	15,596.559	3.965	O.K
LC3	11,940.836	51,122.056	4.281	2,028.566	8,672.228	4.275	O.K
LC4	10,888.497	48,448.695	4.450	2,693.443	11,888.014	4.414	O.K
LC5	11,151.393	48,747.732	4.371	2,704.293	11,730.565	4.338	O.K
LC6	9,588.149	35,925.332	3.747	4,500.889	16,754.894	3.723	O.K
LC7	9,840.933	36,395.246	3.698	4,488.605	16,625.888	3.704	O.K
LC8	11,355.181	46,699.746	4.113	3,119.603	12,767.271	4.093	O.K
LC9	11,607.966	46,968.535	4.046	3,110.462	12,636.897	4.063	O.K

【표 5.5.8】 하부구조 안전성 평가결과(단면-2)(부산)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	축력비	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	12,721.359	51,122.056	4.019	1,074.221	4,316.866	4.019	O.K
LC2	7,396.316	28,196.122	3.812	4,818.675	18,228.369	3.783	O.K
LC3	10,261.422	44,784.178	4.364	3,139.899	13,650.323	4.347	O.K
LC4	11,050.595	48,746.676	4.411	2,673.537	11,730.436	4.388	O.K
LC5	11,314.033	49,043.402	4.335	2,683.352	11,571.739	4.312	O.K
LC6	6,985.189	24,614.386	3.524	5,221.969	18,298.794	3.504	O.K
LC7	7,238.495	25,383.227	3.507	5,236.385	18,315.443	3.498	O.K
LC8	9,740.099	39,491.810	4.055	3,865.559	15,683.827	4.057	O.K
LC9	9,993.405	40,011.812	4.004	3,878.244	15,508.560	3.999	O.K

5.5.2.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.9】 바닥판 기본내하력 산정(부산)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	235.607	16.901	24.997	75.751	$\frac{235.607-1.3 \times 16.901}{2.15 \times 24.997}$	3.975	DB-24 이상
중양부	105.960	2.621	31.200	70.487	$\frac{105.960-1.3 \times 2.621}{2.15 \times 31.200}$	1.529	“

【표 5.5.10】 거더 기본내하력 산정(부산)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중양부	상부 플랜지	41.607	7.677	16.204	190	$\frac{190-(41.607+7.677)}{16.204(1+0.167)}$	7.44	DB24 이상
		하부 플랜지	-44.057	-17.141	-36.193	190	$\frac{190-(44.057+17.141)}{36.193(1+0.167)}$	3.05	“
	지점부	상부 플랜지	-58.244	-13.719	-9.567	190	$\frac{190-(58.244+13.719)}{9.567(1+0.154)}$	23.731	“
		하부 플랜지	52.193	14.842	10.351	190	$\frac{190-(52.193+14.842)}{10.351(1+0.154)}$	10.296	“
	중앙경간 중양부	상부 플랜지	41.215	5.657	17.437	190	$\frac{190-(41.215+5.657)}{17.437(1+0.143)}$	7.182	“
		하부 플랜지	-40.466	-11.861	-36.559	190	$\frac{190-(40.466+11.861)}{36.559(1+0.143)}$	5.800	“

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.50 및 1.95로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P5의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 3.66로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

2) 부산방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.50 및 1.95로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P5의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 3.50로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

