

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개 요

5.2 상부구조 안전성 평가

5.3 내하력 평가

5.4 하부구조 안전성평가

5.5 안전성평가 결과요약

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개요

5.1.1 안전성검토

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

가. 검토단면 선정 및 사유

본 진단시 상부구조는 전체모델링을 통해 안전성을 검토하였으며, 하부구조의 안전성 검토 단면은 경간 구성(경간장 및 연속 경간수) 및 구조형식, 단면제원, 하중조건, 구조적 손상 및 결함 발생 여부 등을 고려하여 선정하였으며, 검토단면 선정 및 사유는 다음과 같다.

【표 5.1.1】 하부구조 검토단면 선정

하부구조 검토단면		관 련 내 용
교 각	P2	- 교각형식 : π형 교각, 기초형식 : PILE기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		울하교의 교각은 다주형이고 기초는 PILE기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 상부구조에 따른 형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 교각을 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	강저더	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 : P2		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용 재료	설계 강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부 : 27.5~28.7MPa - 하부 : 24.3~26.8MPa	- 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 - $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}}$ ($f_{cu} = f_{ck} + \Delta f$ MPa) $\Delta f = 4\text{MPa}$ ($f_{ck} \leq 40$), 6MPa ($f_{ck} \geq 60$) - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{31} = 26,701\text{MPa}$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811\text{MPa}$ - 철근 : 200,000MPa - 강재 : 205,000MPa		
철근 간격 / 피복 두께	바닥판	125~250/40.0~60.0	준공도면과 전반적으로 일치	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교각	120~200/100.0			
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 : $\pm 10^\circ\text{C}$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10^\circ\text{C}$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}		
	크리프	크리프 계수 : 2	크리프 계수 : 2		
	건조 수축	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 15×10^{-5}	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 27×10^{-5}	현 설계기준상의 값 적용	

다. 검토방법

울하교는 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 및 기타하중에 대해서 합성전 및 합성후 고정하중으로 구분하여 고려한다.
- 5) 활하중은 DB하중과 DL하중, 충격하중을 고려하여 산정한다.
- 6) 강도설계법에 의한 단면검토시 하중계수는 도로교설계기준(2010)을 이용한다.
- 7) 구조검토 결과는 도로교설계기준(2010)에 준하여 SI단위계를 사용한다.

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 대구방향

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $40.0 + 55.0 + 40.0 = 135.0\text{m}$ (총연장)
- ③ 검토구간 : $40.0 + 55.0 + 40.0 = 135.0\text{m}$
- ④ 교량폭원 : 12.145m
- ⑤ 사 각 : 50.0°
- ⑥ 거더제원 : $B = 2.4\text{m}$, $H = 2.4\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판)
- ㉡ 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($\ell/b-4.6$) : 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	$0.45 \times 0.205 \times 25 = 2.306$	0.825	1.903	
2	$1.05 \times 0.25 \times 25 = 6.563$	0.525	3.445	
3	$\frac{1}{2} \times 1 \times 0.04 \times 25 = 0.500$	0.383	0.192	
4	$0.05 \times 0.04 \times 25 = 0.050$	0.025	0.001	
5	$0.6 \times 0.08 \times 23 = 1.104$	0.300	0.331	
6	$0.7 \times 0.23 \times 25 = 4.030$	0.905	3.643	
7	$0.5 \times 0.7 \times 0.07 \times 25 = 0.610$	0.767	0.470	
8	$0.175 \times 0.3 \times 25 = 1.310$	0.870	1.142	
9	$0.5 \times 0.175 \times 0.12 \times 25 = 0.260$	0.680	0.179	
10	난간 : 교축방향 단위 길이당 자중 = 1.000	0.795	0.795	
계	= 17.735		12.100	
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)

• 윤회하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.300 + 1.14 = 1.380\text{m}$$

여기서, X = 0.300m

• 충격계수

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

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.300 \times (1+0.300)}{1.380} = 27.130\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

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

$$\text{작용높이 } h = 1.225 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.225 = 39.813 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 풍하중

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

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

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 74.059 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 102.755 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 53.128 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 114.001 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 19.988 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 40.212 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.300 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80 \times L + 230) = (80 \times 0.300 + 230) = 254.0 \text{ mm} > 220 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 290 \text{ mm} > h_{req} = 254.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0 \text{ mm} , \quad \text{단면높이}(h) = 290 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60.0 \text{ mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 230.0 \text{ mm}$$

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

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(230.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 116.765\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 116.765\text{kN}\cdot\text{m} > Mu = 114.001\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 230.0) = 0.0069$
 - 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.282$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.282 \times 230.0 = 64.803$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.282/3 = 0.906$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 40.212 / (0.0069 \times 1000 \times 0.906 \times 230.0^2) = 121.450 \text{ MPa} < 0.6f_y = 240 \text{ MPa O.K}$
 - 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) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$

$$= 1.08 \times 1.36 \times 121.450 \times \sqrt[3]{60 \times 7500} \times 0.00001 = 0.137\text{mm} < 0.260\text{mm O.K}$$
- 여기서 β_c =단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이

$$= 225.2/165.2 = 1.36$$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.370^2}{10} = 4.544\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.370m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.370} = 0.354 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L + 0.6)P_r}{9.6} (1 + i) = \frac{(2.370 + 0.6) \times 96}{9.6} \times (1 + 0.300) = 38.610 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 38.610 = 30.888 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 72.316 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 35.432 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.37 + 130) = 201.1 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

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

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

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

- 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 105.960 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 72.316 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$

- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.0076$

- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.293$
 - 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) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 35.432 / (0.0076 \times 1000 \times 0.902 \times 210.0^2)$
 $= 117.674 \text{ MPa} < 0.6f_y = 240 \text{ MPa} \text{ O.K}$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적
 $= bh/16 = 1000 \times 80/16 = 5000 \text{ mm}^2$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 32 = 0.16 \text{ mm}$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$
 $= 1.08 \times 1.27 \times 117.674 \times \sqrt[3]{40 \times 5000} \times 0.00001 = 0.094 \text{ mm} < 0.160 \text{ mm O.K}$
- 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 1.024로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과(대구)

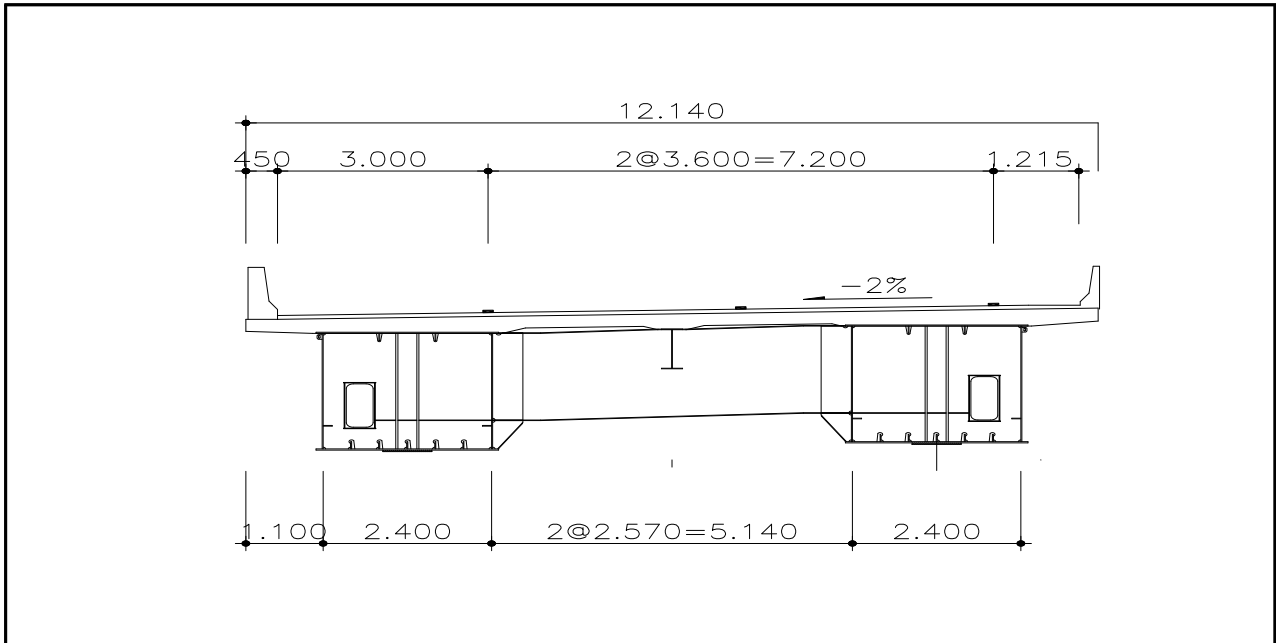
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	114.001	116.765	1.024	O.K
중양부	72.316	105.961	1.465	O.K

【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	40.212	121.450	240.000	0.260	0.137	O.K
중양부	35.432	117.674	240.000	0.160	0.094	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.1】 해석단면(대구)

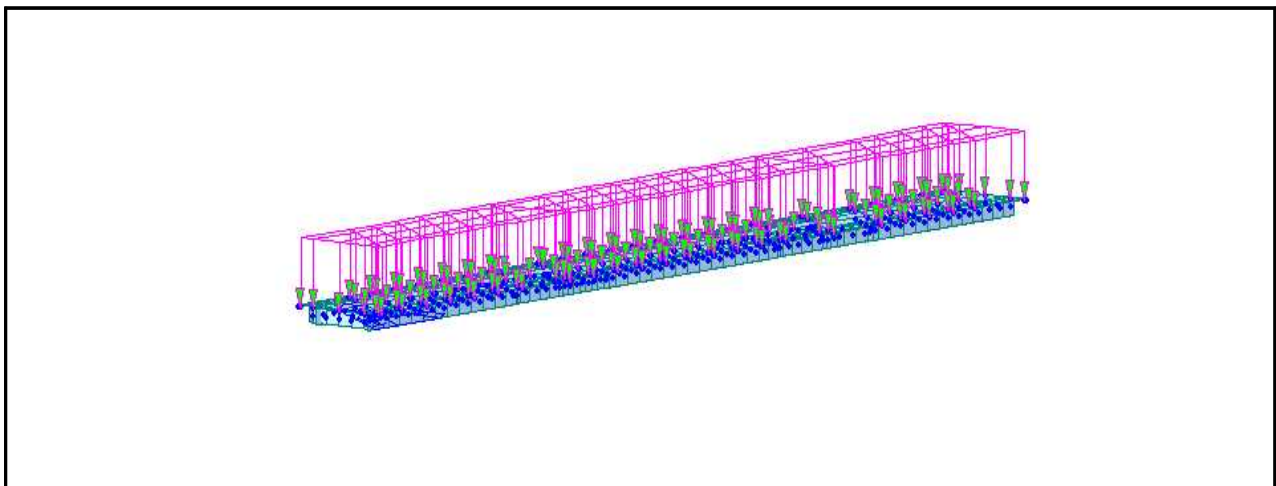
2) 하중산정

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	• 12.140m				
지간장(L)	• 40.000 + 55.000 + 40.000 = 135.000m				
충격계수(i)	• 제1지간 15 / (40+40.000) = 0.188 < 0.3 ∴ i = 0.188 적용				
	• 제1, 2내부지점 15 / (40+47.500) = 0.171< 0.3 ∴ i = 0.171 적용				
	• 제2내부지간 15 / (40+55.000) = 0.158 < 0.3 ∴ i = 0.158 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

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉠ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

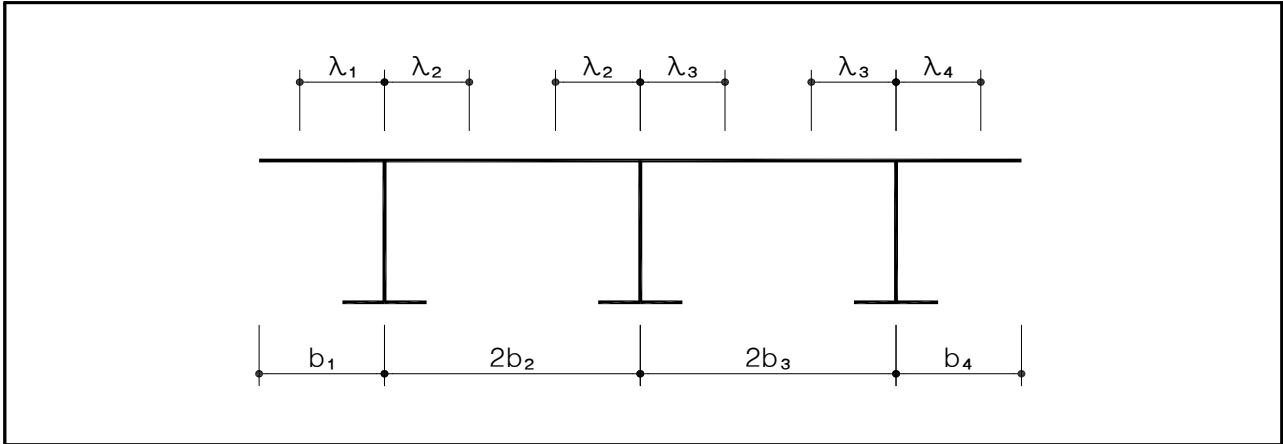
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

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)

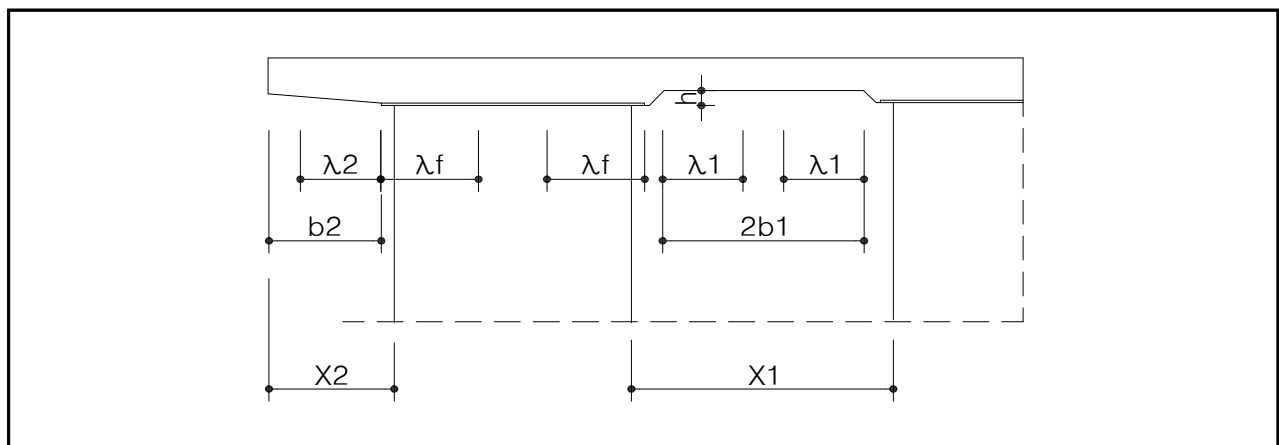
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	32.000	M	
1 경간지점부	19.000	M	
2 경간중앙부	33.000	M	
2 경간지점부	19.000	M	
3 경간중앙부	32.000	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	32.000	2.600	2.600	1.000	2.600	2.600	1.000	6.070	4.785	0.788
1 경간지점부	19.000	2.600	2.302	0.885	2.600	2.302	0.885	6.070	4.246	0.700
2 경간중앙부	33.000	2.600	2.600	1.000	2.600	2.600	1.000	6.070	4.785	0.788
2 경간지점부	19.000	2.600	2.302	0.885	2.600	2.302	0.885	6.070	4.246	0.700
3 경간중앙부	32.000	2.600	2.600	1.000	2.600	2.600	1.000	6.070	4.785	0.788

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

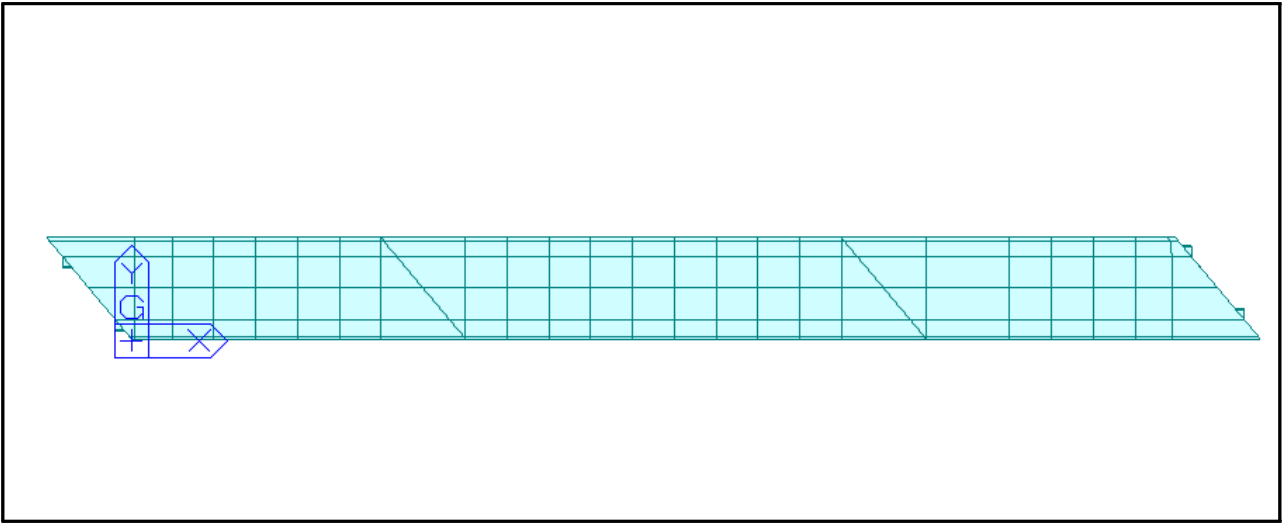
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	32.000	2.600	2.600	1.000	2.600	2.600	1.000	6.070	4.785	0.788
1 경간지점부	19.000	2.600	2.302	0.885	2.600	2.302	0.885	6.070	4.246	0.700
2 경간중앙부	33.000	2.600	2.600	1.000	2.600	2.600	1.000	6.070	4.785	0.788
2 경간지점부	19.000	2.600	2.302	0.885	2.600	2.302	0.885	6.070	4.246	0.700
3 경간중앙부	32.000	2.600	2.600	1.000	2.600	2.600	1.000	6.070	4.785	0.788

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.

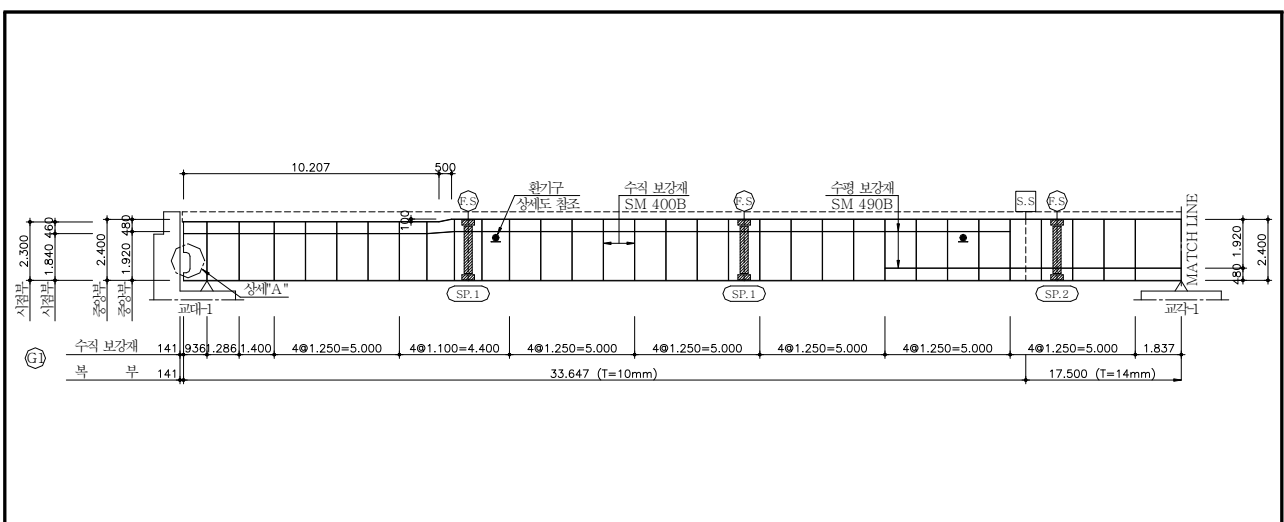
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.5】 해석모델링(대구)

② 단면제정수

- 거더



【그림 5.2.6】 거더 단면위치

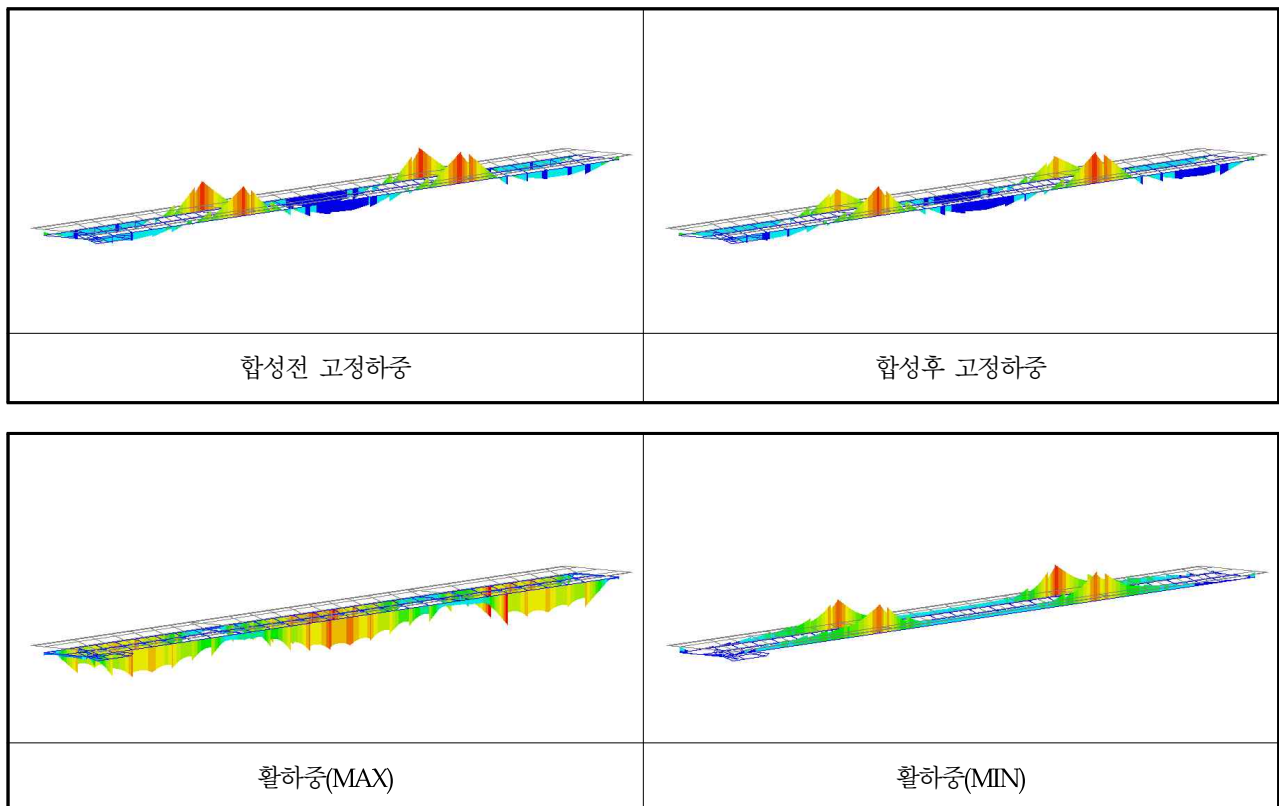
【표 5.2.6】 단면 제정수(대구)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	112,600.0	114,188,474,674	98,990,933,333	139,975,210,000	
	합성후	302,287.5	229,327,711,139	681,409,014,063	172,679,698,318	
단면 - 2	합성전	154,200.0	173,573,687,241	122,425,600,000	179,977,383,362	
	합성후	343,887.5	352,541,331,206	704,843,680,729	207,345,952,662	
단면 - 3	합성전	154,200.0	173,573,687,241	122,425,600,000	179,977,383,362	
	합성후	343,887.5	352,541,331,206	704,843,680,729	207,345,952,662	
부부재	가로보	27,600.0	12,740,140,800	128,150,000	1,060,800	
	세로보	15,200.0	1,613,572,267	54,066,667	612,267	

5) 구조해석 결과

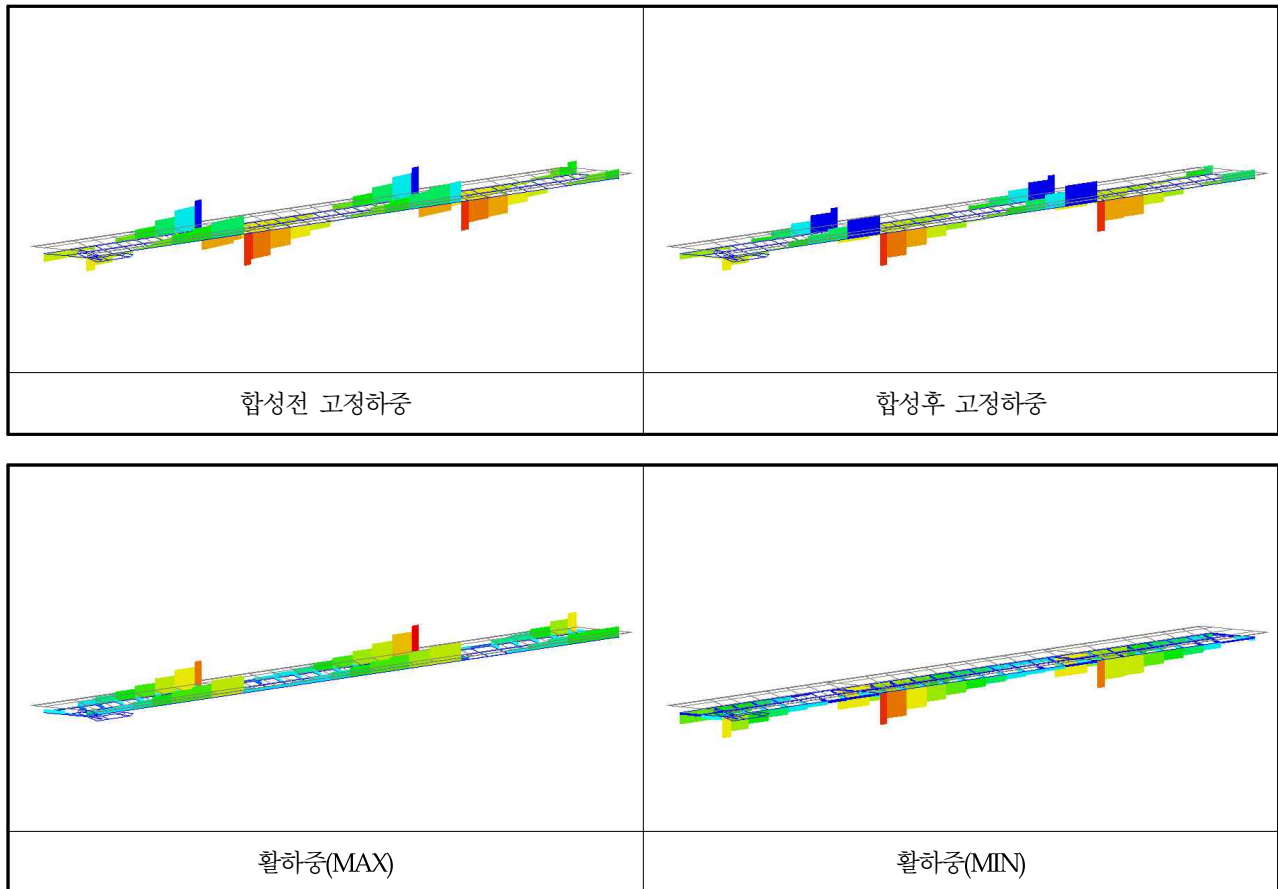
① 단면력도

㉠ 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)

구 분	k값	
	A1	P1
G1,G2	1.000	-0.286
	P2	0.143
	P3	-0.286
	P4	1.000

③ 단면력 산정결과

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

- 정모멘트부

【표 5.2.8】측경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	3388.587	1875.689	2469.673	93.233	7827.182
	G2	1439.669	583.193	1270.327	64.663	3357.852
전단력 (kN)	G1	364.661	206.606	281.567	12.926	865.760
	G2	619.843	213.451	558.138	48.153	1439.585
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	66.351	40.439	157.289	27.392	291.471
	G2	114.703	12.791	351.687	64.210	543.391

【표 5.2.9】중앙경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	5247.022	2466.445	4009.942	348.076	12071.485
	G2	5765.413	2363.006	4453.845	350.990	12933.253
전단력 (kN)	G1	281.975	143.069	148.525	45.944	619.513
	G2	176.152	83.790	174.575	42.113	476.630
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	459.602	254.393	524.701	74.454	1313.150
	G2	429.122	236.504	532.642	74.243	1272.511

• 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	11,215.967	5,661.213	4,902.479	1,040.119	22,819.778
	G2	11,283.394	4,251.396	5,768.432	1,322.822	22,626.043
전단력 (kN)	G1	972.093	488.927	47.097	26.721	1,534.838
	G2	1,468.717	547.963	121.940	61.901	2,200.521
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	366.206	202.415	562.767	80.386	1,211.774
	G2	204.886	162.978	615.468	82.899	1,066.231

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	31.948	-34.478	127.600	190.000	3.994	5.511
1+2+3	47.361	-72.275	127.600	190.000	2.694	2.629
1+2+3+4	53.569	-73.912	146.740	190.000	2.739	2.571
1+2+3+4+5	71.677	-78.710	146.740	190.000	2.047	2.414
1+2+3+4+5+6	86.048	-82.461	165.880	218.500	1.928	2.650
1+2+3+4+5-6	57.307	-74.960	165.880	218.500	2.895	2.915

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 14.668 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{86.048}{165.880} \right)^2 + \left(\frac{14.668}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.269 + 0.018 = 0.287 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-78.710}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{14.668}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.172 + 0.018 = 0.189 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

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 5.2.12】 외측경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.425	16.200	O.K(4.74)
	크리프, 건조수축 제외시	4.509	16.200	O.K(3.6)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	107.821	315.000	O.K(2.93)
	크리프, 건조수축 제외시	83.504	315.000	O.K(3.78)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-122.694	315.000	O.K(2.57)
	크리프, 건조수축 제외시	-116.258	315.000	O.K(2.71)

㉔ 중앙경간 정모멘트부

㉓ 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	58.369	-63.817	127.600	190.000	2.186	2.977
1+2+3	83.218	-131.646	127.600	190.000	1.533	1.443
1+2+3+4	90.235	-131.000	146.740	190.000	1.626	1.450
1+2+3+4+5	106.159	-129.844	146.740	190.000	1.382	1.463
1+2+3+4+5+6	119.264	-128.112	165.880	218.500	1.391	1.706
1+2+3+4+5-6	93.054	-131.576	165.880	218.500	1.783	1.661

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉒ 전단 및 비틀림

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

$$= 20.861 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{106.159}{146.740} \right)^2 + \left(\frac{20.861}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.523 + 0.036 = 0.559 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-131.646}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{20.861}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.480 + 0.036 = 0.516 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉐ 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 5.2.14】 중앙경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.011	16.200	O.K(3.24)
	크리프, 건조수축 제외시	6.292	16.200	O.K(2.58)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	158.388	315.000	O.K(1.99)
	크리프, 건조수축 제외시	135.447	315.000	O.K(2.33)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-209.718	315.000	O.K(1.51)
	크리프, 건조수축 제외시	-211.520	315.000	O.K(1.49)

② 부모멘트부

㉠ 내부 지점부 부모멘트부

㉠a 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	-70.899	61.272	190.000	190.000	2.680	3.101
1+2+3	-119.293	119.000	190.000	190.000	1.593	1.597
1+2+3+4	-123.452	111.232	190.000	190.000	1.539	1.708
1+2+3+4+5	-115.635	126.761	190.000	190.000	1.643	1.499
1+2+3+4+5+6	-103.927	145.934	218.500	218.500	2.102	1.497
1+2+3+4+5-6	-127.342	107.588	218.500	218.500	1.716	2.031

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉠b 전단 및 비틀림

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

$$= 30.203 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠c 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-123.452}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{30.203}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.446 + 0.075 = 0.521 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{67.084}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{30.203}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.094 + 0.075 = 0.170 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

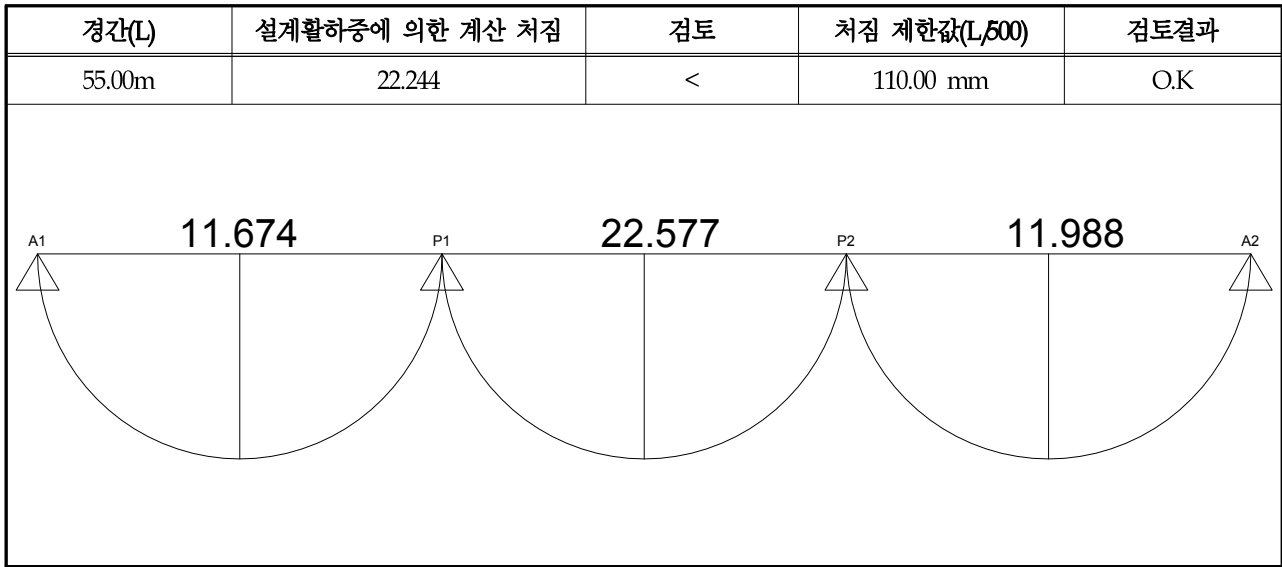
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-112.596	400.000	O.K(3.56)
	크리프, 건조수축 제외시	-115.973	400.000	O.K(3.45)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-188.847	315.000	O.K(1.67)
	크리프, 건조수축 제외시	-192.506	315.000	O.K(1.64)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	212.311	315.000	O.K(1.49)
	크리프, 건조수축 제외시	204.550	315.000	O.K(1.54)

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	608.659	374.149	387.172	-51.130	3.244	-3.244	1,373.224	1,037.182	2,500
	G2	725.589	209.341	653.717	-207.508	61.829	-61.829	1,650.476	1,204.267	2,500
P1	G1	2,625.994	1,355.914	1,159.357	-83.930	49.066	-49.066	5,190.331	4,114.904	7,000
	G2	2,683.538	935.285	1,358.502	-175.768	108.263	-108.263	5,085.588	3,902.854	7,000
P2	G1	2,645.456	1,345.073	1,252.113	-209.928	109.397	-109.397	5,352.039	4,309.854	7,000
	G2	2,662.812	941.736	1,264.877	-66.337	46.820	-46.820	4,916.245	3,717.705	7,000
A2	G1	764.096	364.249	622.428	-205.383	63.304	-63.304	1,814.077	1,397.032	2,500
	G2	570.814	221.382	403.056	-35.401	0.558	-0.558	1,195.810	828.155	2,500

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

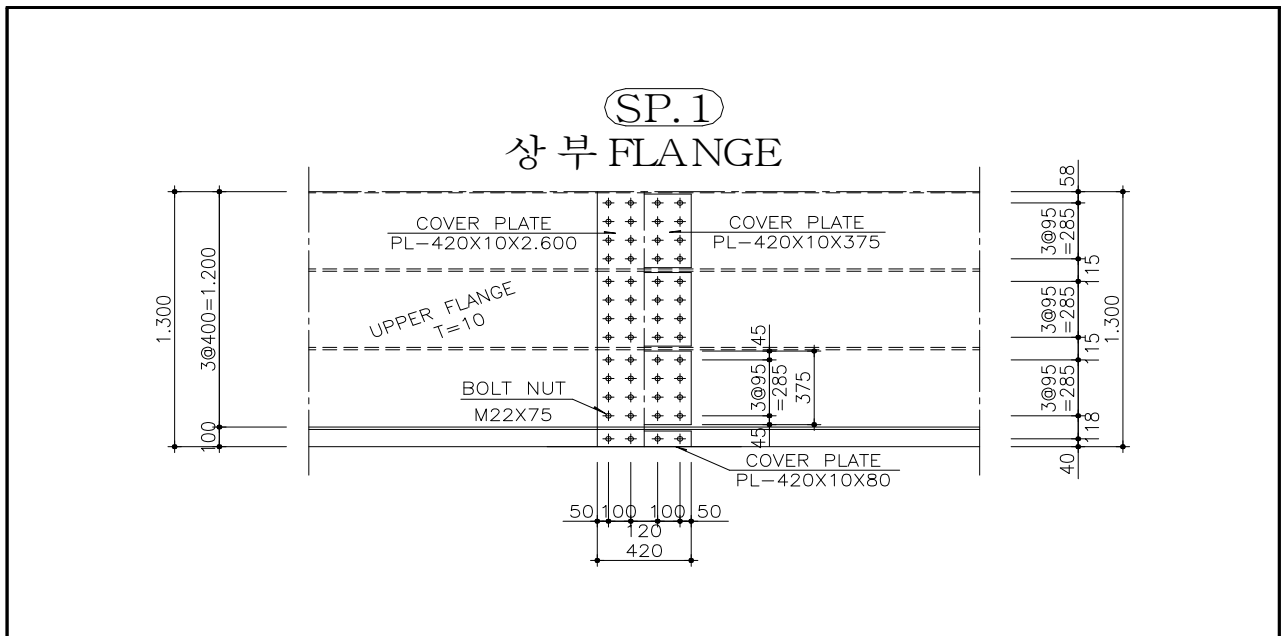
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 1지간 최대 모멘트 부위를 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
5765.130	2363.006	176.152	83.790	1272.511	51.5	-59.6	190.00

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

㉡ 압축부 플랜지(상부플랜지)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.

$$f_s = 51.5 \text{ MPa}$$

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

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

㉞ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,600mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{\text{sa}} \approx 39 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 52 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{\text{sa}} = 19,500 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 10 \times 420 = 1,600.0 \text{ mm}^2$$

$$6\text{-PL} \quad 375 \times 10 \times 420 = 22,500.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2600 \times 10 \times 420 = 26,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 50,100.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 71,250 \text{ MPa} \leq f_{\text{sa}} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 2,395 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 2.904 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.971 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 1.256 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 1.971 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

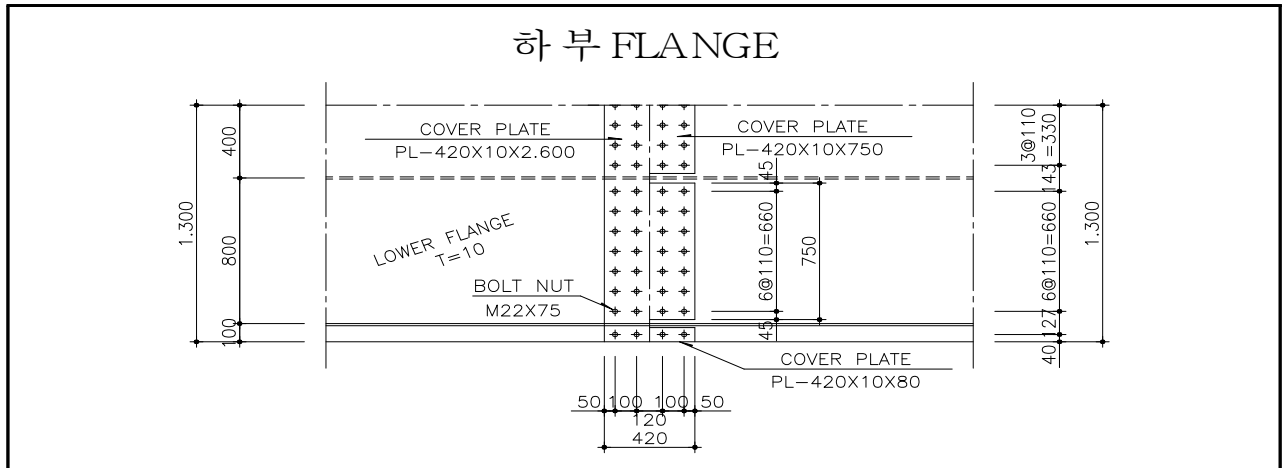
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 100.0 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

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

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 71,290.2 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(하부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.10】 인장부 플랜지 이음(대구)

㉑ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 59.6 \text{ MPa}$$

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

㉒ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,600mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 39EA \Rightarrow n_t = 46EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 19,500.0 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

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

$$3\text{-PL } 750 \times 10 \times 400 = 22,500.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL } 2600 \times 10 \times 400 = 26,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 50,100.0 \text{ mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 50,100 - 25.0 \times 10.0 \times 23 \text{ 열} \times 2EA = 38,600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{\text{use}} = 96.0 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 80,543.5 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 3,765 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.362 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 4.580 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 1.256 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 종단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.971 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 종단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

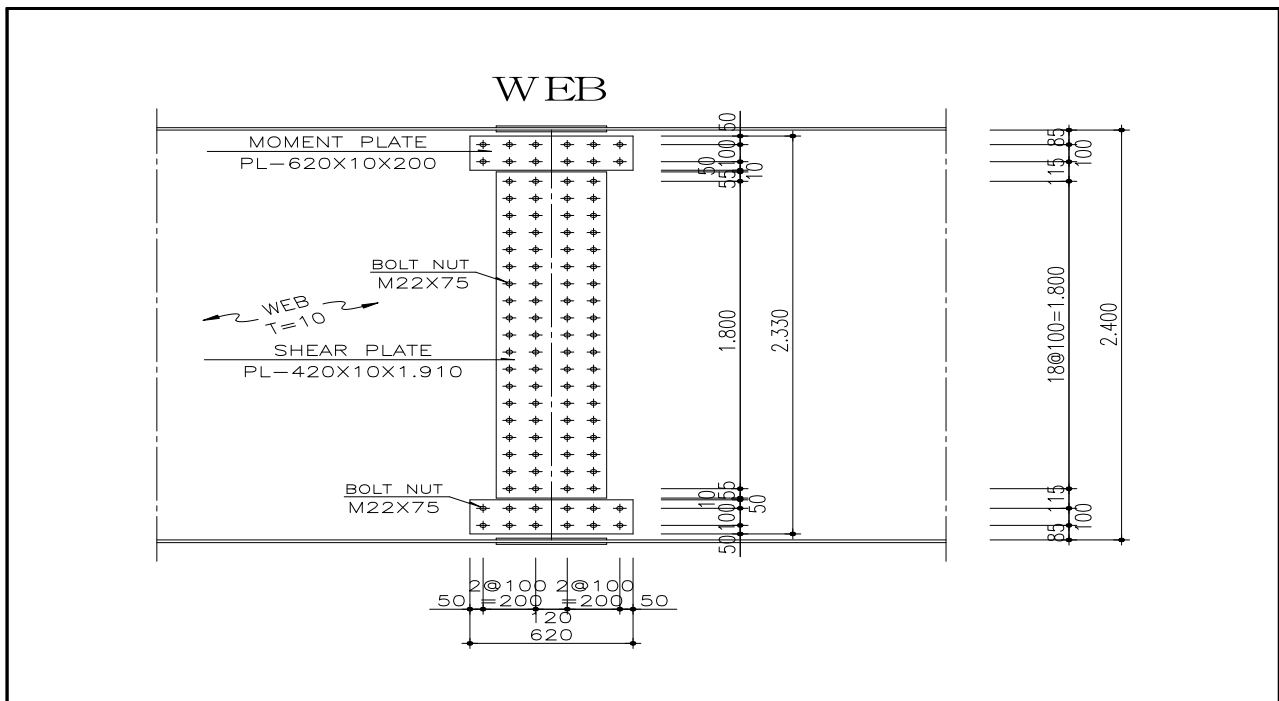
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 113.0 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 2EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 80,631.5 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

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 $h_o = 1,200 \text{ mm}$

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 126.469}{2} \times 135.0 \times 14.0 / 3EA = 84.725 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제2열} : \rho_p = \frac{126.469 + 113.703}{2} \times 107.5 \times 14.0 / 3EA = 60.243 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{113.703 + 100.938}{2} \times 107.5 \times 14.0 / 2EA = 80.759 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제4열} : \rho_p = \frac{100.938 + 89.063}{2} \times 100.0 \times 14.0 / 2EA = 66.500 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제5열} : \rho_p = \frac{89.063 + 77.188}{2} \times 100.0 \times 14.0 / 2EA = 58.188 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(S_s + S_v) / 2$

비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $S_t = M_t / (2b)$

$\therefore S_t = M_t \cdot (h \cdot t) / (2 \cdot b \cdot h \cdot t), \tau_t = M_t / (2 \cdot F \cdot t), F = b \cdot h$ (도로교설계기준 3.8.2.3)

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = \left[\frac{259.9 \times 1000}{2} + \frac{1272.5 \times 1000000}{2 \times 5702540.0} \right] / 50 EA = 2,601.7 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{84,725^2 + 2,601.7^2} = 84,765.1 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

② 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.645 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.691 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 755.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 322.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 1.256 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 1.971 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

- (라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,122.1\text{mm} \quad y_{sl} = 1,297.9\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 653.6\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,766.4\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 50.431 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 68.233 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

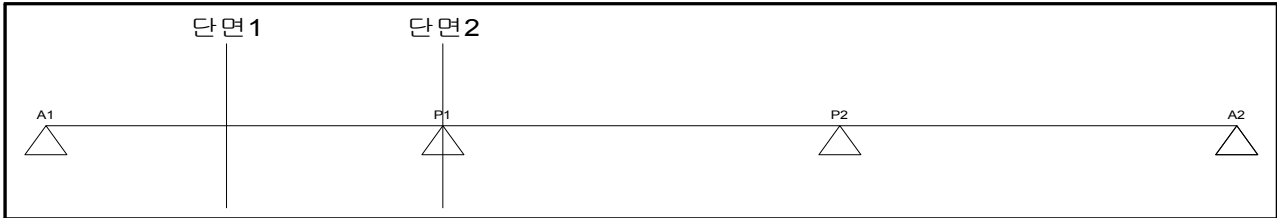
- ② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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 다재하경로구조로서 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	스티드에 인접한 인장측 플랜지부	C	91	147	

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로검토

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

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1>

구분	ΔM (kN·m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	3358.87	3184.7	1.971E+11	1771.1	30.185	28.620	B	126	203	O.K
②				1771.1	30.185	28.620	C	91	147	O.K
③				1151.1	19.618	18.601	E	56	91	O.K
④				188.9	3.219	3.052	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	2629.1	4446.08	2.616E+11	1331.65	13.381	22.628	B	126	203	O.K
②				1331.65	13.381	22.628	C	91	147	O.K
③				1183.65	11.894	20.113	E	56	91	O.K
④				851.654	8.558	14.472	E	56	91	O.K
⑤				1116.35	11.217	18.970	E	56	91	O.K
⑥				1129.35	11.348	19.191	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 부위를 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	400	22	2600	57200	1116	6.379E+07	2.616E+11	8	22.6	4.3	63	OK
DL하중	528.1									5.7	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	400	26	2600	67600	1332	8.993E+07	2.616E+11	8	22.6	6.1	63	O.K
DL하중	528.1									8.0	84	O.K

5.2.2 부산방향

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $40.0 + 55.0 + 40.0 = 135.0\text{m}$ (총연장)
- ③ 검토구간 : $40.0 + 55.0 + 40.0 = 135.0\text{m}$
- ④ 교량폭원 : 12.14m
- ⑤ 사 각 : 50.0°
- ⑥ 거더제원 : $B = 2.4\text{m}$, $H = 2.4\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판)
- ㉡ 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

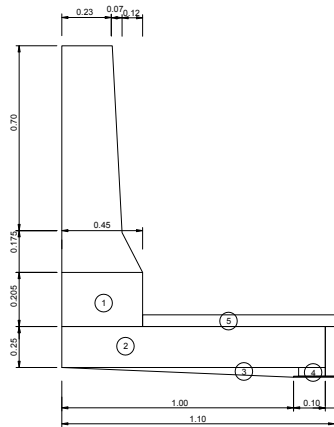
- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준(2012)
- ③ 도로설계편람(2008)
- ④ 도로설계요령(2009)
- ⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

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	$0.45 \times 0.205 \times 25 = 2.306$	0.825	1.903	
2	$1.05 \times 0.25 \times 25 = 6.563$	0.525	3.445	
3	$\frac{1}{2} \times 1 \times 0.04 \times 25 = 0.500$	0.383	0.192	
4	$0.05 \times 0.04 \times 25 = 0.050$	0.025	0.001	
5	$0.6 \times 0.08 \times 23 = 1.104$	0.300	0.331	
6	$0.7 \times 0.23 \times 25 = 4.030$	0.905	3.643	
7	$0.5 \times 0.7 \times 0.07 \times 25 = 0.610$	0.767	0.470	
8	$0.175 \times 0.3 \times 25 = 1.310$	0.870	1.142	
9	$0.5 \times 0.175 \times 0.12 \times 25 = 0.260$	0.680	0.179	
10	난간 : 교축방향 단위 길이당 자중 = 1.000	0.795	0.795	
계	= 11.523		12.100	

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

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

• 윤회하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.300 + 1.14 = 1.38\text{m}$$

여기서, X = 0.300m

• 충격계수

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

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.372 \times (1+0.300)}{1.380} = 27.130\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

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

$$\text{작용높이 } h = 1.225 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.225 = 39.813 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 풍하중

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

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

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 74.059 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 102.755 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 53.128 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 114.001 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 19.988 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 40.212 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.300 < 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80 \times L + 230) = (80 \times 0.300 + 230) = 254.0 \text{ mm} > 220 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 290.00 \text{ mm} > h_{req} = 254.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0 \text{ mm}, \quad \text{단면높이}(h) = 290.0 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60.0 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 230 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H22@125} = 3096.8 \text{ mm}^2$$

- 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{3096.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 53.975 \text{mm}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 3096.8 \times 400.0 \times \left(230.0 - \frac{53.975}{2} \right) = 213.754 \text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 213.754 \text{kN}\cdot\text{m} > Mu = 114.001 \text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / b d = 3096.8 / (1000.0 \times 230.0) = 0.0135$
 - 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.369$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.369 \times 230.0 = 84.816$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.369/3 = 0.877$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 40.212 / (0.0135 \times 1000 \times 0.877 \times 230.0^2) = 64.370 \text{MPa} < 0.6 f_y = 240 \text{MPa} \text{ O.K}$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적

$$= bh/16 = 1000 \times 120/16 = 7500 \text{mm}^2$$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 49 = 0.245 \text{mm}$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$

$$= 1.08 \times 1.41 \times 64.370 \times \sqrt[3]{60 \times 7500} \times 0.00001 = 0.075 \text{mm} < 0.245 \text{mm} \text{ O.K}$$
- 여기서 β_c =단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이

$$= 205.2/145.2 = 1.41$$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 3.070^2}{10} = 7.625 \text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=3.070m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 3.070} = 0.348 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L + 0.6)P_r}{9.6} (1 + i) = \frac{(3.070 + 0.6) \times 96}{9.6} \times (1 + 0.300) = 47.710 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 47.710 = 38.168 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 91.973 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 45.793 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 3.070 + 130) = 222.1 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

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

사용철근량(A_s) = H22@125 = 3096.8mm²

- 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{3096.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 53.975 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 3096.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{53.975}{2} \right) = 192.696 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 192.696 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 91.973 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$

- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 3096.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.0147$

- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.382$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.382 \times 210.0 = 80.197$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.382/3 = 0.873$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 45.793 / (0.0147 \times 1000 \times 0.873 \times 210.0^2)$
 $= 80.686 \text{ MPa} < 0.6f_y = 240 \text{ MPa O.K}$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적
 $= bh/16 = 1000 \times 80/16 = 5000 \text{ mm}^2$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 45 = 0.145 \text{ mm}$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$
 $= 1.08 \times 1.31 \times 80.686 \times \sqrt[3]{40 \times 5000} \times 0.00001 = 0.067 \text{ mm} < 0.145 \text{ mm O.K}$
- 여기서 β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이
 $= 169.8/129.8 = 1.31$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.875로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.18】 바닥판의 단면검토 결과(부산)

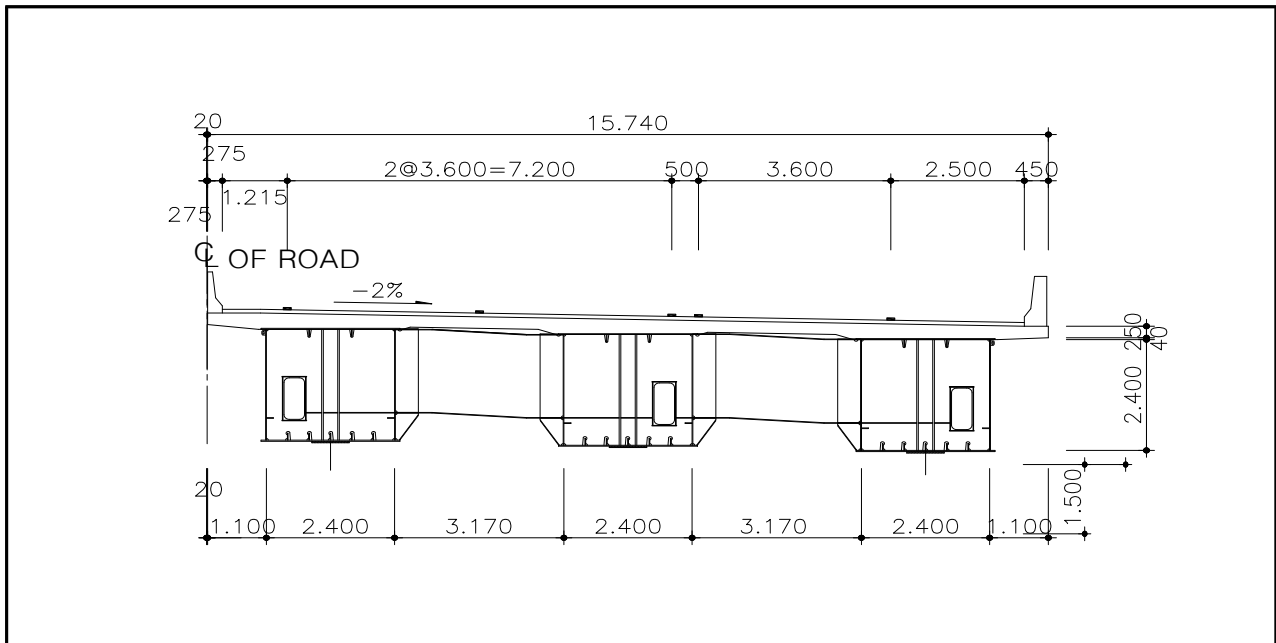
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	114.001	213.754	1.875	O.K
중양부	91.973	192.696	2.095	O.K

【표 5.2.19】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(부산)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	허용균열폭 (mm)	균열폭 (mm)	검토 결과
캔틸레버부	40.212	64.370	240.000	0.245	0.075	O.K
중양부	45.793	80.686	240.000	0.145	0.067	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.13】 해석단면(부산)

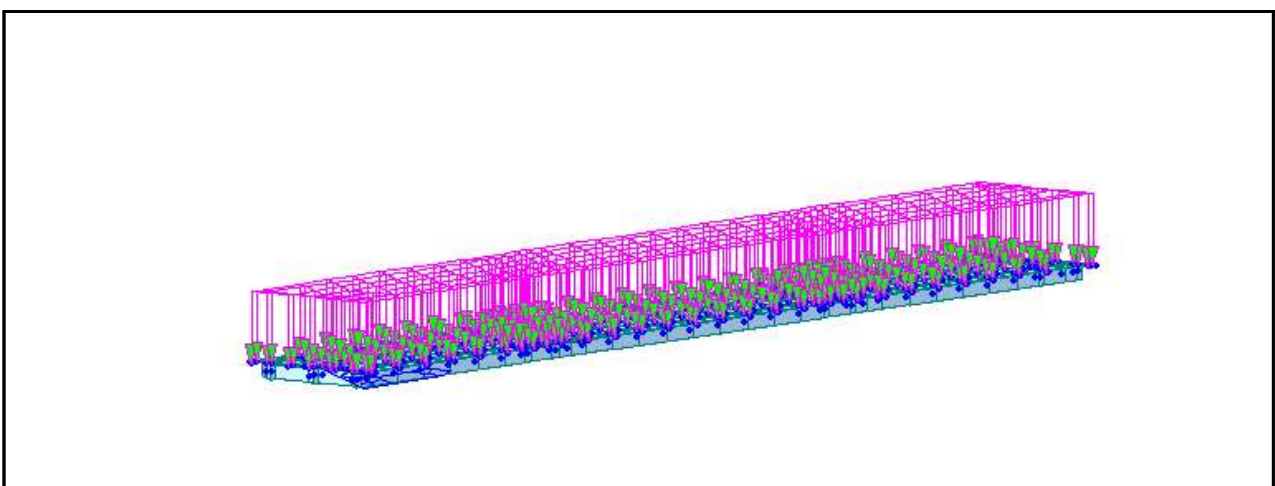
2) 하중산정

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	• 15.740m				
지간장(L)	• 40.000 + 55.000 + 40.000 = 135.000m				
충격계수(i)	• 제1지간 15 / (40+40.00) = 0.188 < 0.3 ∴ i = 0.188 적용				
	• 제1, 2내부지점 15 / (40+47.50) = 0.171< 0.3 ∴ i = 0.171 적용				
	• 제2내부지간 15 / (40+55.000) = 0.158< 0.3 ∴ i = 0.158 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(15.015m를 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

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉠ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

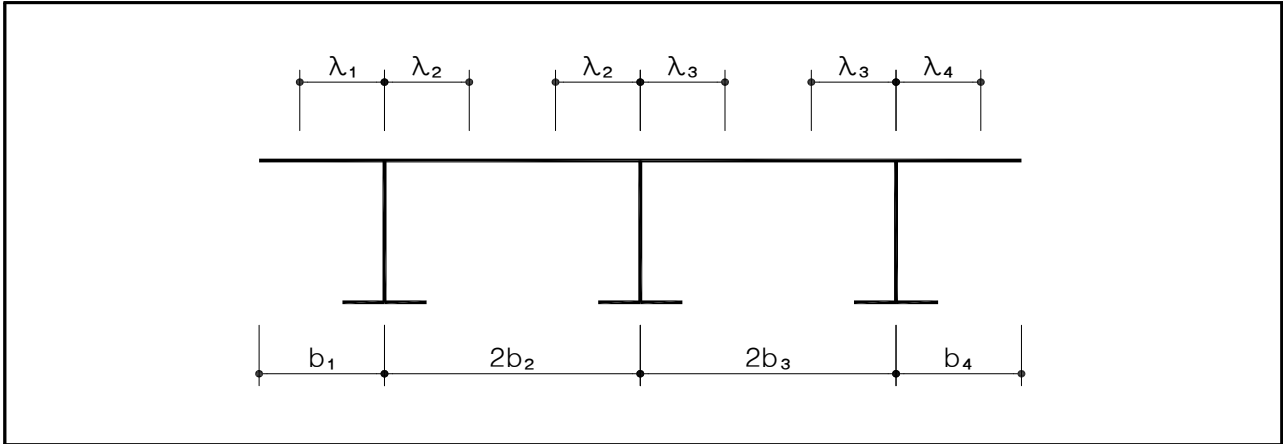
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

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)

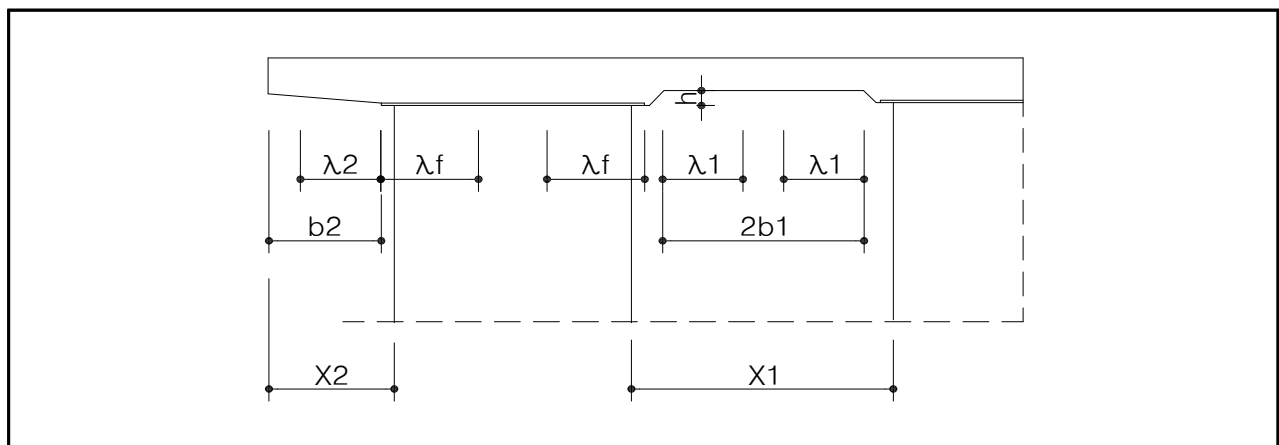
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	32.000	M	
1 경간지점부	19.000	M	
2 경간중앙부	33.000	M	
2 경간지점부	19.000	M	
3 경간중앙부	32.000	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	32.000	2.600	2.600	1.000	2.600	2.600	1.000	6.670	5.085	0.762
1 경간지점부	19.000	2.600	2.302	0.885	2.600	2.302	0.885	6.670	4.450	0.667
2 경간중앙부	33.000	2.600	2.600	1.000	2.600	2.600	1.000	6.670	5.085	0.762
2 경간지점부	19.000	2.600	2.302	0.885	2.600	2.302	0.885	6.670	4.450	0.667
3 경간중앙부	32.000	2.600	2.600	1.000	2.600	2.600	1.000	6.670	5.085	0.762

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

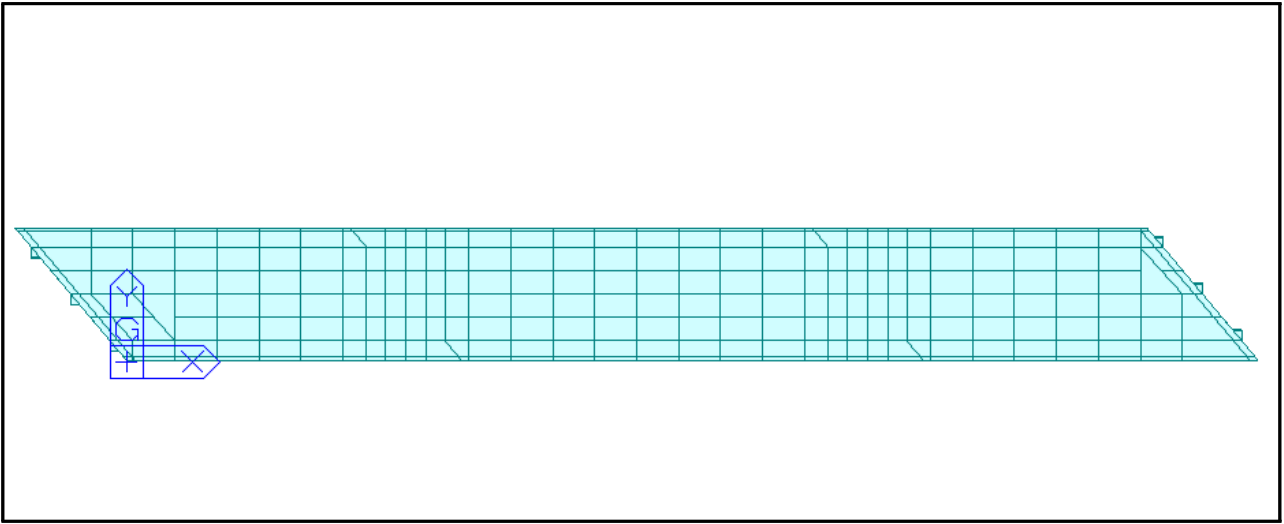
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	32.000	6.873	2.600	0.378	2.600	2.600	1.000	8.740	6.873	0.786
1 경간지점부	19.000	2.600	2.302	0.885	2.600	2.302	0.885	8.740	5.574	0.638
2 경간중앙부	33.000	2.600	2.600	1.000	2.600	2.600	1.000	8.740	6.891	0.788
2 경간지점부	19.000	2.600	2.302	0.885	2.600	2.302	0.885	8.740	5.574	0.638
3 경간중앙부	32.000	2.600	2.600	1.000	2.600	2.600	1.000	8.740	6.873	0.786

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.

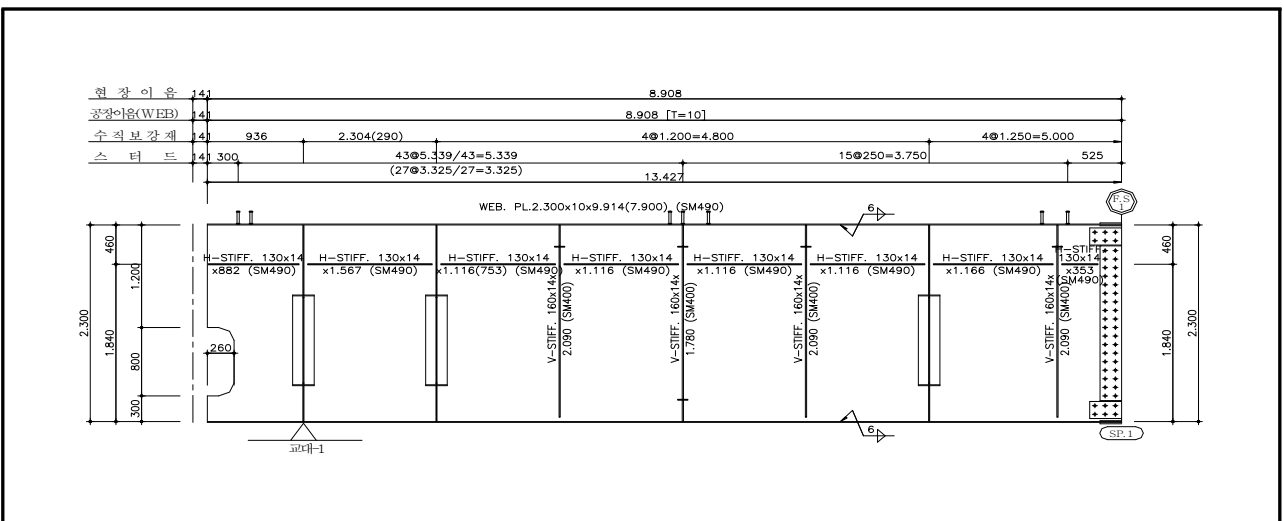
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.17】 해석모델링(부산)

② 단면제정수

- 거더



【그림 5.2.18】 거더 단면위치(부산)

【표 5.2.23】 단면 제정수(부산)

• G1, G3

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	112,600.0	114,188,474,674	98,990,933,333	139,975,210,000	
	합성후	321,037.5	233,382,913,407	871,753,857,813	172,679,698,318	
단면 - 2	합성전	123,000.0	126,956,395,466	104,849,600,000	150,925,390,815	
	합성후	331,437.5	296,760,565,772	877,612,524,479	189,574,183,420	
단면 - 3	합성전	154,200.0	173,573,687,241	122,425,600,000	179,977,383,362	
	합성후	362,637.5	360,119,729,212	895,188,524,479	207,345,952,662	
부부재	가로보	27,600.0	12,740,140,800	128,150,000	1,060,800	

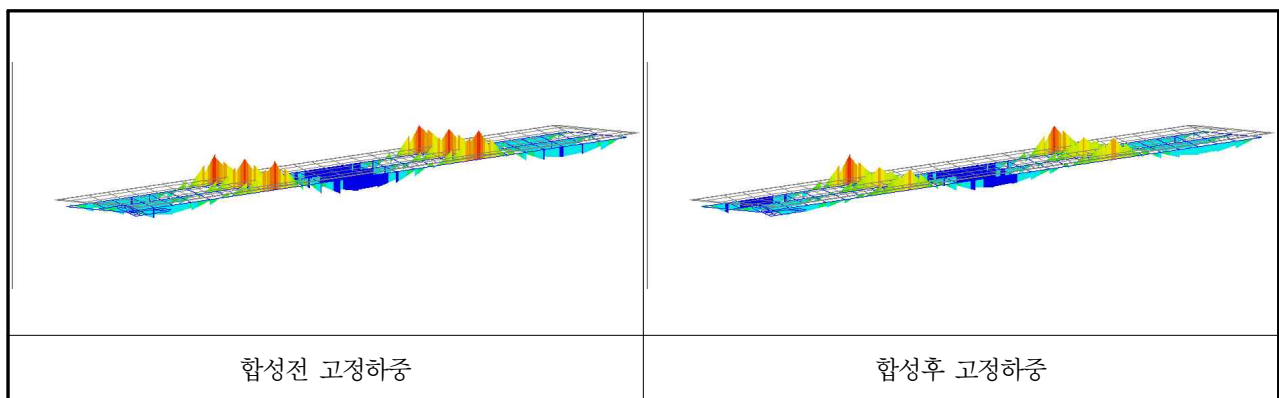
• G2

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 4	합성전	112,600.0	114,188,474,674	98,990,933,333	139,975,210,000	
	합성후	385,725.0	244,419,918,434	1,837,604,537,500	172,679,698,318	
단면 - 5	합성전	123,000.0	129,446,612,052	104,849,600,000	150,925,390,815	
	합성후	396,125.0	291,929,285,642	1,843,463,204,167	189,574,183,420	
단면 - 6	합성전	154,200.0	173,573,687,241	122,425,600,000	179,977,383,362	
	합성후	427,325.0	381,225,942,644	1,861,039,204,167	207,345,952,662	
부부재	가로보	27,600.0	12,740,140,800	128,150,000	1,060,800	

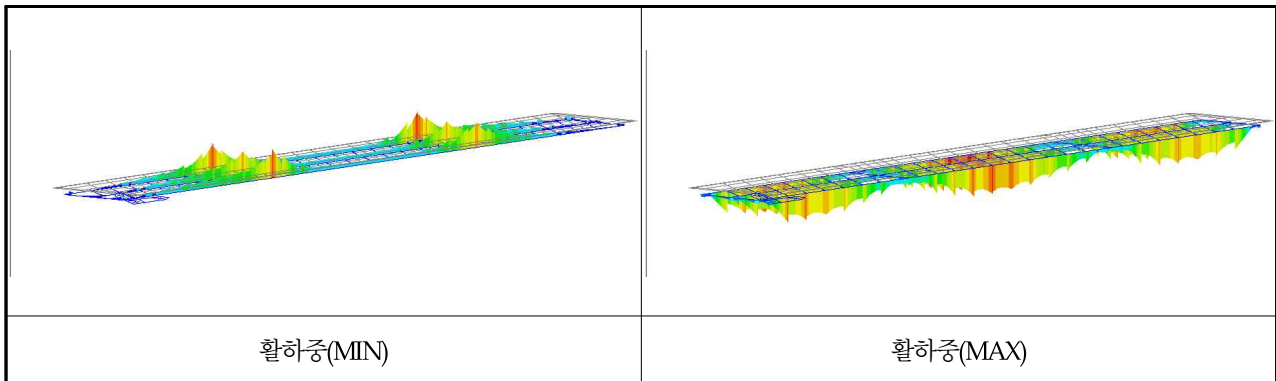
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

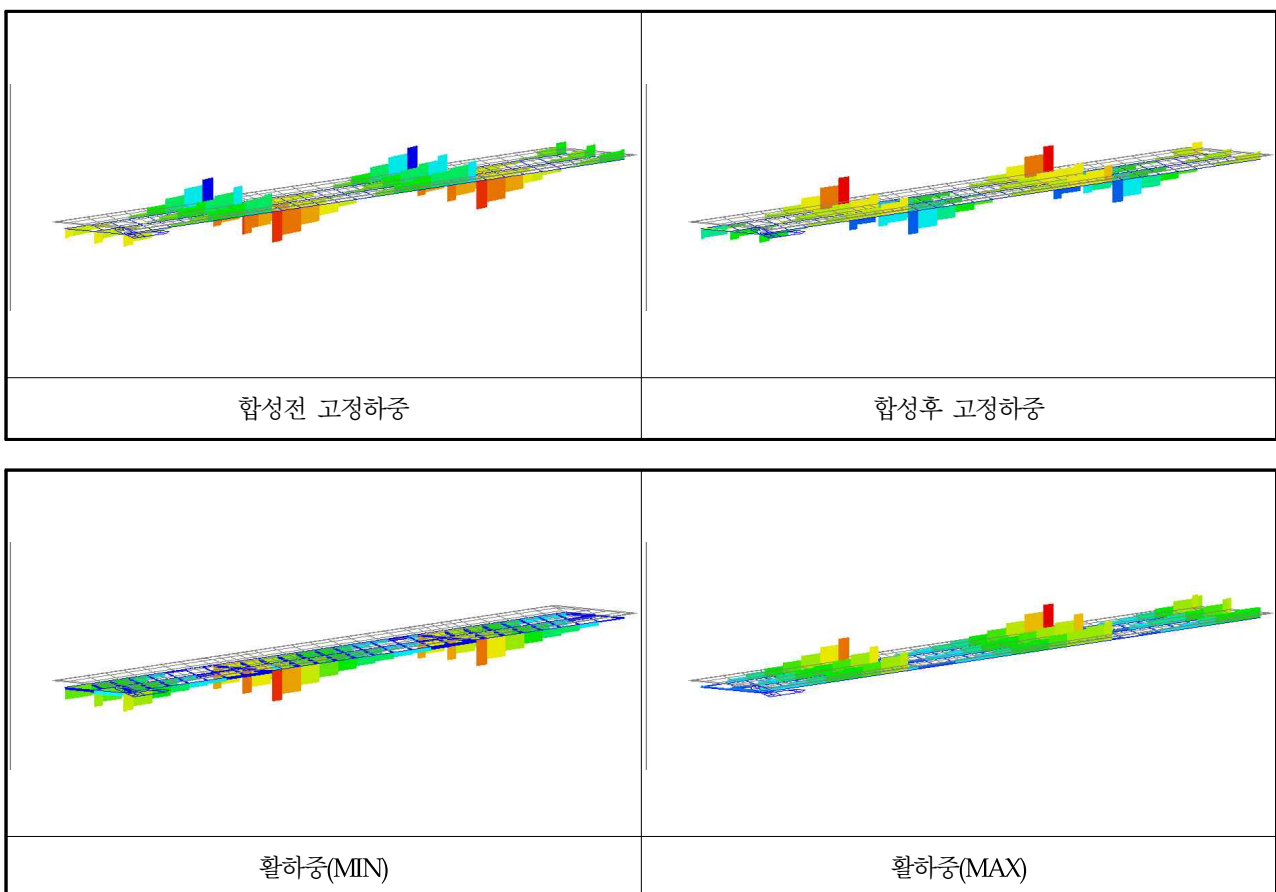


【그림 5.2.19】 휨모멘트도(부산)



【그림 5.2.19】 휨모멘트도(부산,계속)

㉠ 전단력



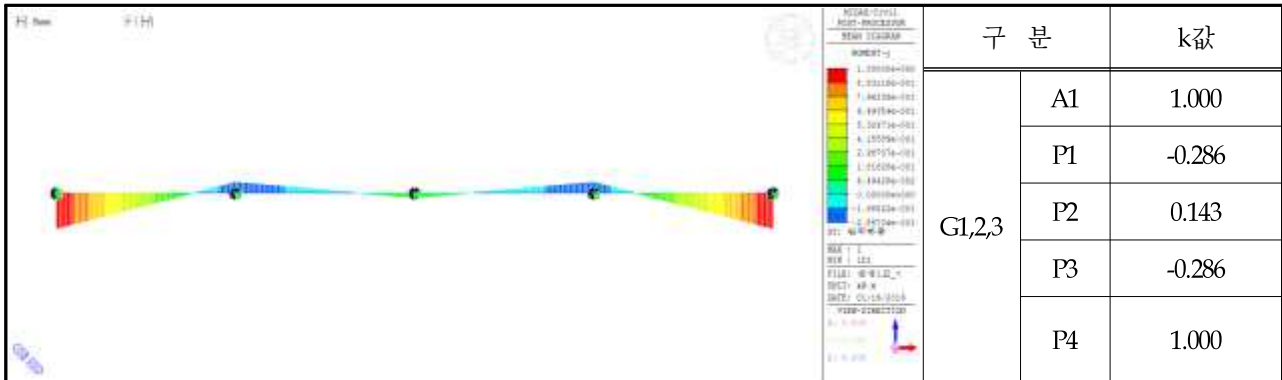
【그림 5.2.20】 전단력도(부산)

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 k 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 G1, G2, G3에 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	3,398.445	1,226.027	2,741.877	500.273	7,866.622
	G2	3,510.561	1,260.395	2,723.986	493.606	7,988.549
	G3	3,497.474	1,607.470	3,394.506	536.363	9,035.813
전단력 (kN)	G1	389.024	133.927	91.869	25.317	640.137
	G2	264.488	80.811	161.175	28.140	534.614
	G3	156.380	43.131	178.099	27.566	405.176
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	333.577	141.453	371.439	86.379	932.848
	G2	346.088	154.450	398.071	94.171	992.780
	G3	261.907	134.415	388.217	99.090	883.629

【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	5,257.832	1,851.790	3,418.618	306.694	10,834.935
	G2	5,340.210	2,007.006	3,356.515	320.372	11,024.102
	G3	5,628.130	2,385.952	3,713.318	351.272	12,078.672
전단력 (kN)	G1	53.290	16.056	174.858	37.871	282.075
	G2	125.762	51.744	219.084	39.162	435.752
	G3	203.891	85.110	246.085	40.832	575.918
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	441.410	185.630	399.339	71.271	1,097.650
	G2	503.545	224.768	435.414	72.887	1,236.614
	G3	469.024	218.980	424.128	73.070	1,185.202

• 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	9,634.418	3,423.866	3,854.022	848.333	17,760.639
	G2	9,337.201	3,165.706	3,662.089	1,001.870	17,166.866
	G3	9,727.831	4,657.357	4,863.791	1,194.549	20,443.527
전단력 (kN)	G1	914.680	334.475	59.342	17.343	1,325.840
	G2	1,072.889	315.217	43.851	34.884	1,466.841
	G3	1,313.991	614.526	89.762	61.552	2,079.831
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	196.221	65.907	296.585	84.719	643.432
	G2	307.689	122.320	459.749	86.585	976.343
	G3	70.589	13.911	404.378	82.162	571.040

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	33.098	-35.719	127.600	190.000	3.855	5.319
1+2+3	45.057	-72.839	127.600	190.000	2.832	2.608
1+2+3+4	49.032	-73.882	146.740	190.000	2.993	2.572
1+2+3+4+5	71.678	-79.860	146.740	190.000	2.047	2.379
1+2+3+4+5+6	88.000	-84.088	165.880	218.500	1.885	2.598
1+2+3+4+5-6	55.356	-75.631	165.880	218.500	2.997	2.889

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- ㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 14.037 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

- ㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{88.000}{165.880} \right)^2 + \left(\frac{14.037}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.281 + 0.016 = 0.298 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-79.860}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{14.037}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.177 + 0.016 = 0.193 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

- ㉤ 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	3.259	16.200	O.K(4.98)
	크리프, 건조수축 제외시	4.066	16.200	O.K(3.99)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	108.822	315.000	O.K(2.9)
	크리프, 건조수축 제외시	82.201	315.000	O.K(3.84)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-128.611	315.000	O.K(2.45)
	크리프, 건조수축 제외시	-121.590	315.000	O.K(2.6)

㉠ 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	53.062	-57.265	127.600	190.000	2.405	3.318
1+2+3	74.556	-111.939	127.600	190.000	1.711	1.697
1+2+3+4	81.075	-111.600	146.740	190.000	1.810	1.703
1+2+3+4+5	96.377	-111.113	146.740	190.000	1.523	1.710
1+2+3+4+5+6	109.109	-109.911	165.880	218.500	1.520	1.988
1+2+3+4+5-6	83.646	-112.314	165.880	218.500	1.983	1.945

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉠b 전단 및 비틀림

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

$$= 15.832 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠c 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{109.109}{165.880} \right)^2 + \left(\frac{15.832}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.433 + 0.021 = 0.453 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-111.939}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.832}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.347 + 0.021 = 0.368 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	4.389	16.200	O.K(3.7)
	크리프, 건조수축 제외시	5.669	16.200	O.K(2.86)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	142.988	315.000	O.K(2.21)
	크리프, 건조수축 제외시	121.167	315.000	O.K(2.6)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-175.179	315.000	O.K(1.8)
	크리프, 건조수축 제외시	-176.006	315.000	O.K(1.79)

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	-76.773	64.663	190.000	190.000	2.475	2.938
1+2+3	-129.102	129.765	190.000	190.000	1.472	1.464
1+2+3+4	-134.882	119.104	190.000	190.000	1.409	1.595
1+2+3+4+5	-125.506	137.656	190.000	190.000	1.514	1.380
1+2+3+4+5+6	-111.329	160.309	218.500	218.500	1.963	1.363
1+2+3+4+5-6	-139.683	115.004	218.500	218.500	1.564	1.900

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 34.424 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-134.882}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{34.424}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.504 + 0.098 = 0.602 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{160.309}{218.500} \right)^2 + \left(\frac{34.424}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.538 + 0.098 = 0.636 < 1.2 \therefore O.K$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

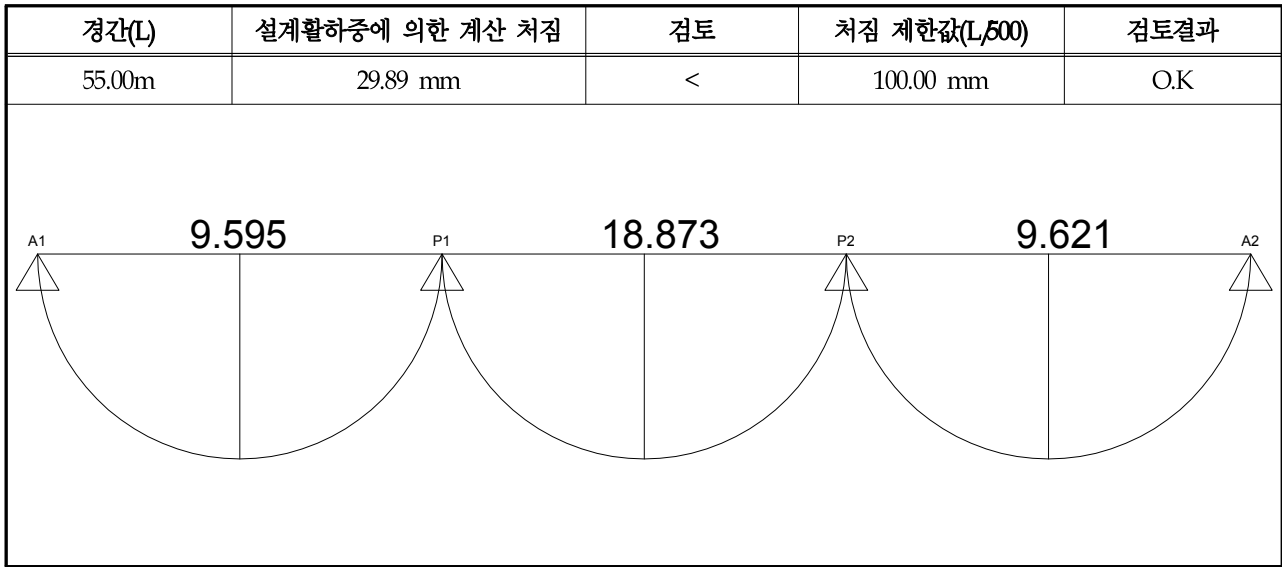
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-116.449	400.000	O.K(3.44)
	크리프, 건조수축 제외시	-119.738	400.000	O.K(3.35)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-203.561	315.000	O.K(1.55)
	크리프, 건조수축 제외시	-207.157	315.000	O.K(1.53)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	230.523	315.000	O.K(1.37)
	크리프, 건조수축 제외시	222.632	315.000	O.K(1.42)

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	537.531	228.261	290.783	-44.314	135.196	-1.500	1,191.771	719.978	2,500
	G2	642.052	157.840	501.958	-44.487	15.029	-8.203	1,316.879	747.202	3,500
	G3	619.581	299.358	534.195	-186.870	195.866	-36.416	1,649.000	695.653	2,500
P1	G1	2,294.737	819.086	986.742	-89.743	169.066	0.173	4,269.631	3,024.253	7,000
	G2	2,206.951	613.418	992.180	-38.026	59.576	-267.770	3,872.125	2,514.573	7,000
	G3	2,371.594	1,198.593	1,240.404	-146.389	103.122	-38.648	4,913.713	3,385.150	7,000
P2	G1	2,300.596	791.767	1,085.134	-178.296	103.188	-34.176	4,280.685	2,879.891	7,000
	G2	2,280.873	660.999	994.496	-37.625	58.671	-271.427	3,995.039	2,632.820	8,000
	G3	2,296.898	1,189.666	1,130.744	-81.168	170.317	-0.474	4,787.625	3,404.922	7,000
A2	G1	653.375	177.979	543.276	-182.335	197.500	-35.108	1,572.130	613.911	2,500
	G2	649.788	180.588	472.620	-50.511	15.531	-270.749	1,318.527	509.116	3,500
	G3	497.027	322.779	411.038	-33.339	393.523	-0.491	1,624.367	785.976	2,500

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

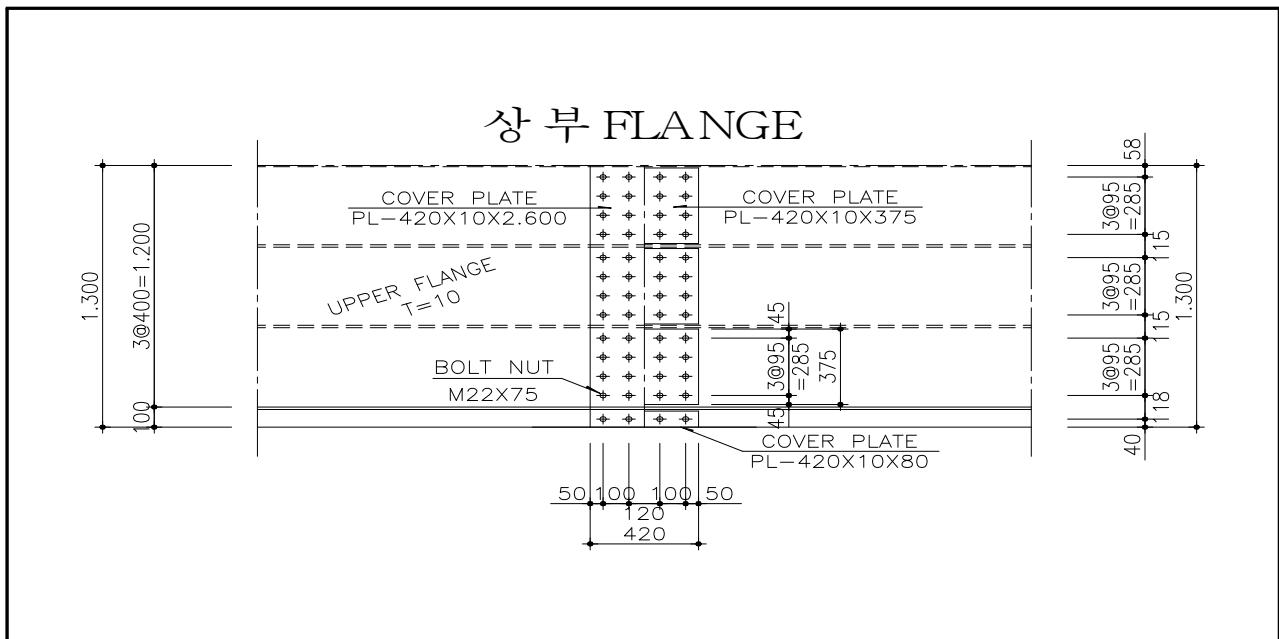
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 1 지간 최대 모멘트 부를 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 일반조건

휨모멘트(kN · m)		전단력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t (kN · m)	상부플랜지 응력 f_u (MPa)	하부플랜지 응력 f_t (MPa)	허용 휨인장응력 f_{sa} (MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
5628.130	6450.542	203.891	372.027	1185.200	8.0	-20.2	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(상부플랜지)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.

$$f_s = 8.00 \text{ MPa}$$

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

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

㉞ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,600mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{\text{sa}} \approx 39 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 46 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{\text{sa}} = 19,500 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

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

$$3\text{-PL} \quad 750 \times 10 \times 400 = 22,500.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2600 \times 18 \times 400 = 26000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 50,100.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 73.952 \text{ MPa} \leq f_{\text{sa}} \quad \therefore \text{O.K}$$

㊱ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 71,250.0 \text{ N/ea} \leq \rho_{\text{sa}} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 4,088 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3,013 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 682.90 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 1.235 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.049 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

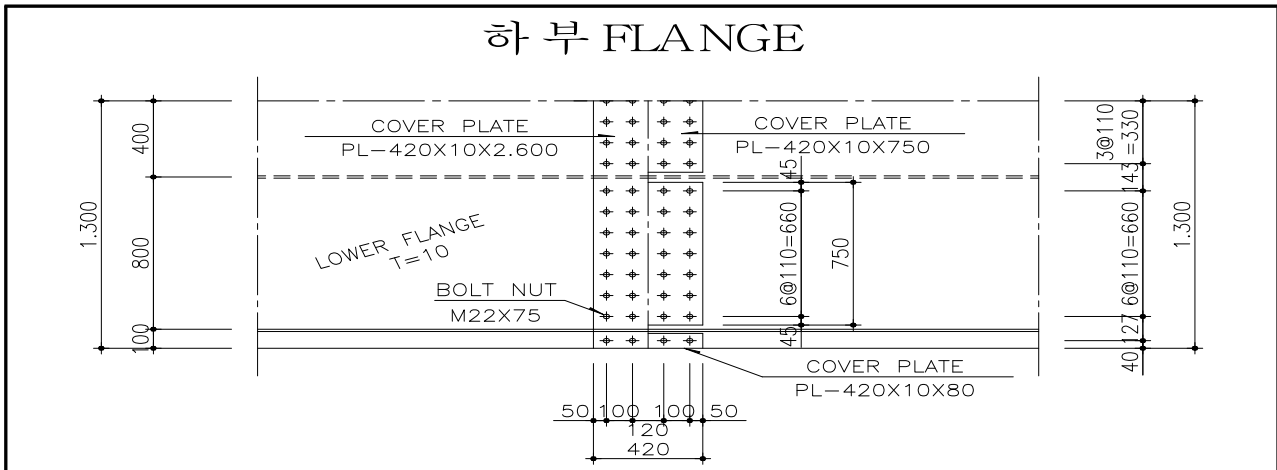
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 110.0 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

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

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 71,367.2 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(하부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.22】 인장부 플랜지 이음(부산)

㉑ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 20.2 \text{ MPa}$$

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

㉒ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,600mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 39EA \Rightarrow n_t = 46EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 19,500.0 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

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

$$3\text{-PL } 750 \times 10 \times 400 = 22,500.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL } 2600 \times 10 \times 400 = 26,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 50,100.0 \text{ mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 50,100 - 25.0 \times 10.0 \times 23 \text{ 열} \times 2EA = 38,600.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{\text{use}} = 96.0 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 80,543.5 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 7,657 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.252 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 4.503 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 1.235 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.049 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

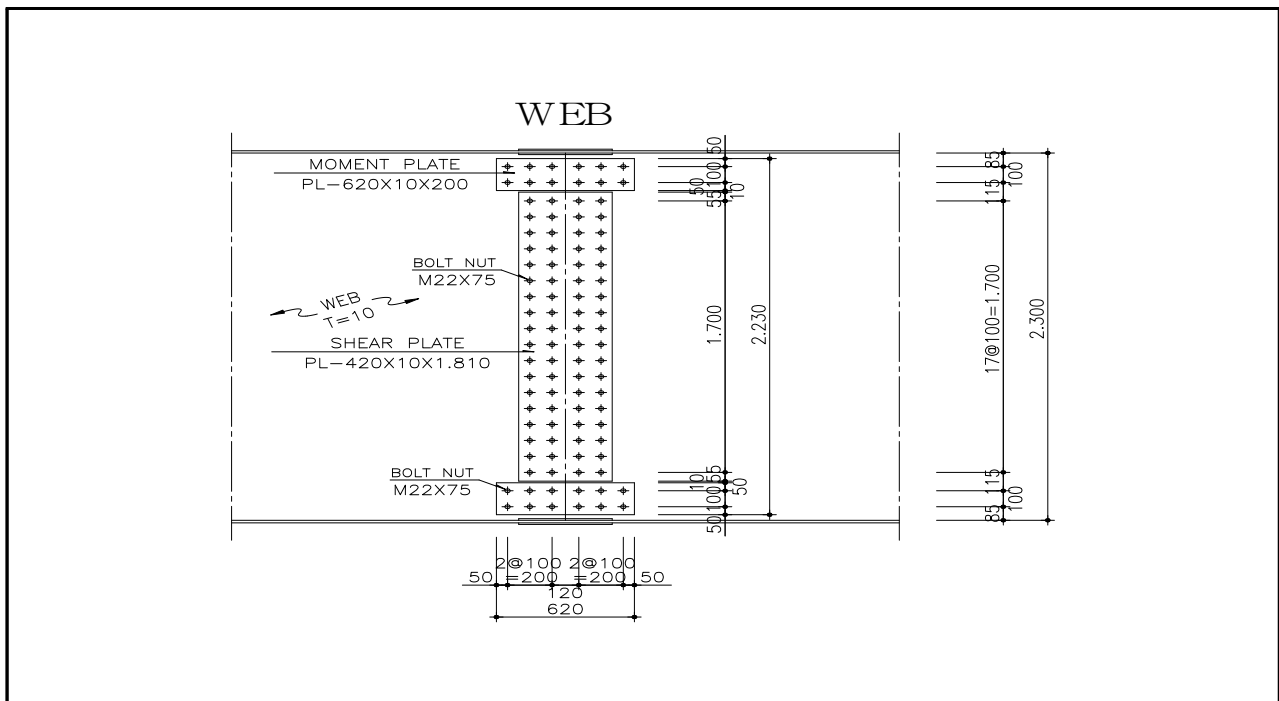
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 113.0 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 2EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 80,906.7 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.23】 Web 이음(부산)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 2,400 \text{ mm}$

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 126.469}{2} \times 135.0 \times 12.0 / 3EA = 84725.2 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제2열} : \rho_p = \frac{126.469 + 113.703}{2} \times 107.5 \times 14.0 / 3EA = 60,243.1 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{113.703 + 100.938}{2} \times 107.5 \times 14.0 / 2EA = 80,758.7 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제4열} : \rho_p = \frac{100.938 + 89.063}{2} \times 100.0 \times 14.0 / 2EA = 66,500.4 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제5열} : \rho_p = \frac{89.063 + 77.188}{2} \times 100.0 \times 14.0 / 2EA = 58,187.9 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = \left[\frac{575.9 \times 1000}{2} + \frac{1185.2 \times 1000000}{2 \times 5702540.0} \right] / 50 EA = 5,761.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{84,725.0^2 + 5761.3^2} = 84,920.9 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.623 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.582 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 740.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 812.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 1.896 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 3.151 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- (라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,163.9\text{mm} \quad y_{sl} = 1,256.1\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 682.9\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,737.1\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 63.046 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 93.832 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

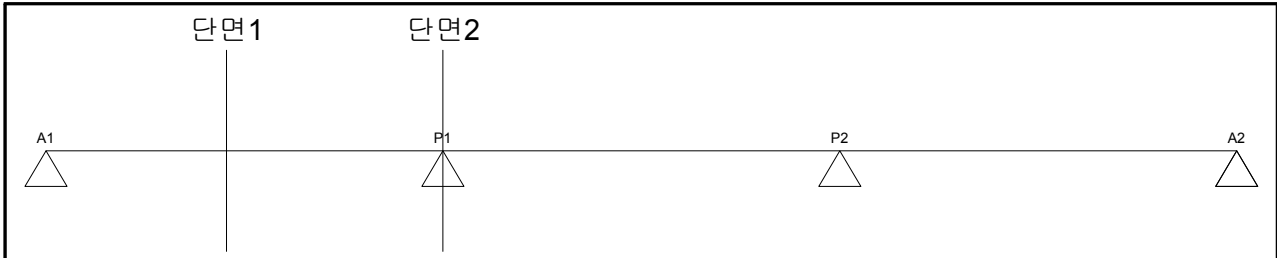
- ② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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 다재하경로구조로서 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 거싯판 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 거싯판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	
⑤	인장측 플랜지에 부착된 가로보 거싯판 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	2902.6	2815.8	2.049E+11	1737.1	24.602	23.867	B	126	203	O.K
②				1737.1	24.602	23.867	C	91	147	O.K
③				1117.1	15.821	15.348	E	56	91	O.K
④				202.9	2.874	2.788	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	1953.8	3523.7	2.223E+11	1,350.48	11.870	21.408	B	126	203	O.K
②				1,350.48	11.870	21.408	C	91	147	O.K
③				1,214.48	10.675	19.252	E	56	91	O.K
④				850.48	7.475	13.482	E	56	91	O.K
⑤				1,085.52	9.541	17.208	E	56	91	O.K
⑥				1,093.52	9.611	17.334	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 부위를 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	408	16	2,600	41,600	1,086	4.512E+07	2.223E+11	8	22.6	3.7	63	OK
DL하중	514									4.6	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	408	20	2,600	52,000	1,350	7.017E+07	2.223E+11	8	22.6	5.7	63	OK
DL하중	514									7.2	84	OK

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	116.765	12.100	27.130	74.060	$\frac{116.765-1.3 \times 12.100}{2.15 \times 27.130}$	1.732	DB-24 이상
중앙부	105.960	4.544	30.888	72.316	$\frac{105.960-1.3 \times 4.544}{2.15 \times 30.888}$	1.507	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	31.948	6.514	8.900	190	$\frac{190-(31.948+6.514)}{8.900(1+0.1875)}$	14.338	DB24 이상
		하부 플랜지	34.478	15.972	21.824	190	$\frac{190-(34.478+15.972)}{21.824(1+0.1875)}$	5.385	“
	지점부	상부 플랜지	70.899	18.139	30.256	190	$\frac{190-(70.899+18.139)}{30.256(1+0.1765)}$	2.836	“
		하부 플랜지	61.272	21.637	36.091	190	$\frac{190-(61.272+21.637)}{36.091(1+0.1765)}$	2.522	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	58.369	8.192	16.657	190	$\frac{190-(58.369+8.192)}{16.657(1+0.1667)}$	6.352	“
		하부 플랜지	63.817	22.361	45.468	190	$\frac{190-(63.817+22.361)}{45.468(1+0.1667)}$	1.957	“

5.3.4.2 부산방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	213.754	12.1	27.13	74.060	$\frac{213.754-1.3 \times 12.1}{2.15 \times 27.13}$	3.395	DB-24 이상
중양부	192.696	7.625	37.7	90.968	$\frac{192.696-1.3 \times 7.625}{2.15 \times 37.7}$	2.255	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중양부	상부 플랜지	33.098	3.366	8.594	190	$\frac{190-(33.098+3.366)}{8.594(1+0.1875)}$	15.045	DB24 이상
		하부 플랜지	35.719	10.448	26.672	190	$\frac{190-(35.719+10.448)}{26.672(1+0.1875)}$	4.541	“
	지점부	상부 플랜지	76.773	22.744	29.585	190	$\frac{190-(76.773+22.744)}{29.585(1+0.1765)}$	2.600	“
		하부 플랜지	64.663	28.295	36.807	190	$\frac{190-(64.663+28.295)}{36.807(1+0.1765)}$	2.241	“
	중앙경간 중양부	상부 플랜지	53.062	7.950	13.544	190	$\frac{190-(53.062+7.950)}{13.544(1+0.1667)}$	8.163	“
		하부 플랜지	57.265	20.223	34.451	190	$\frac{190-(57.265+20.223)}{34.451(1+0.1667)}$	2.799	“

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	147.181	14.031	17.063	106.108	1.387	A
중앙부	105.961	5.469	33.28	91.766	1.155	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	31.948	6.514	8.900	47.362	190	4.012	A
		하부 플랜지	34.478	15.972	21.824	72.274	190	2.629	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	70.899	18.139	30.256	119.294	190	1.593	A
		하부 플랜지	61.272	21.637	36.091	119.000	190	1.597	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	58.369	8.192	16.657	83.218	190	2.283	A
		하부 플랜지	63.817	22.361	45.468	131.646	190	1.443	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.2 부산방향

가. 바닥판

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

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	33.098	3.366	8.594	45.058	190	4.217	A
		하부 플랜지	35.719	10.448	26.672	72.839	190	2.608	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	76.773	22.744	29.585	129.102	190	1.472	A
		하부 플랜지	64.663	28.295	36.807	129.765	190	1.464	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	53.062	7.950	13.544	74.556	190	2.548	A
		하부 플랜지	57.265	20.223	34.451	111.939	190	1.697	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향

가. 교각(P2) 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 : PILE기초

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

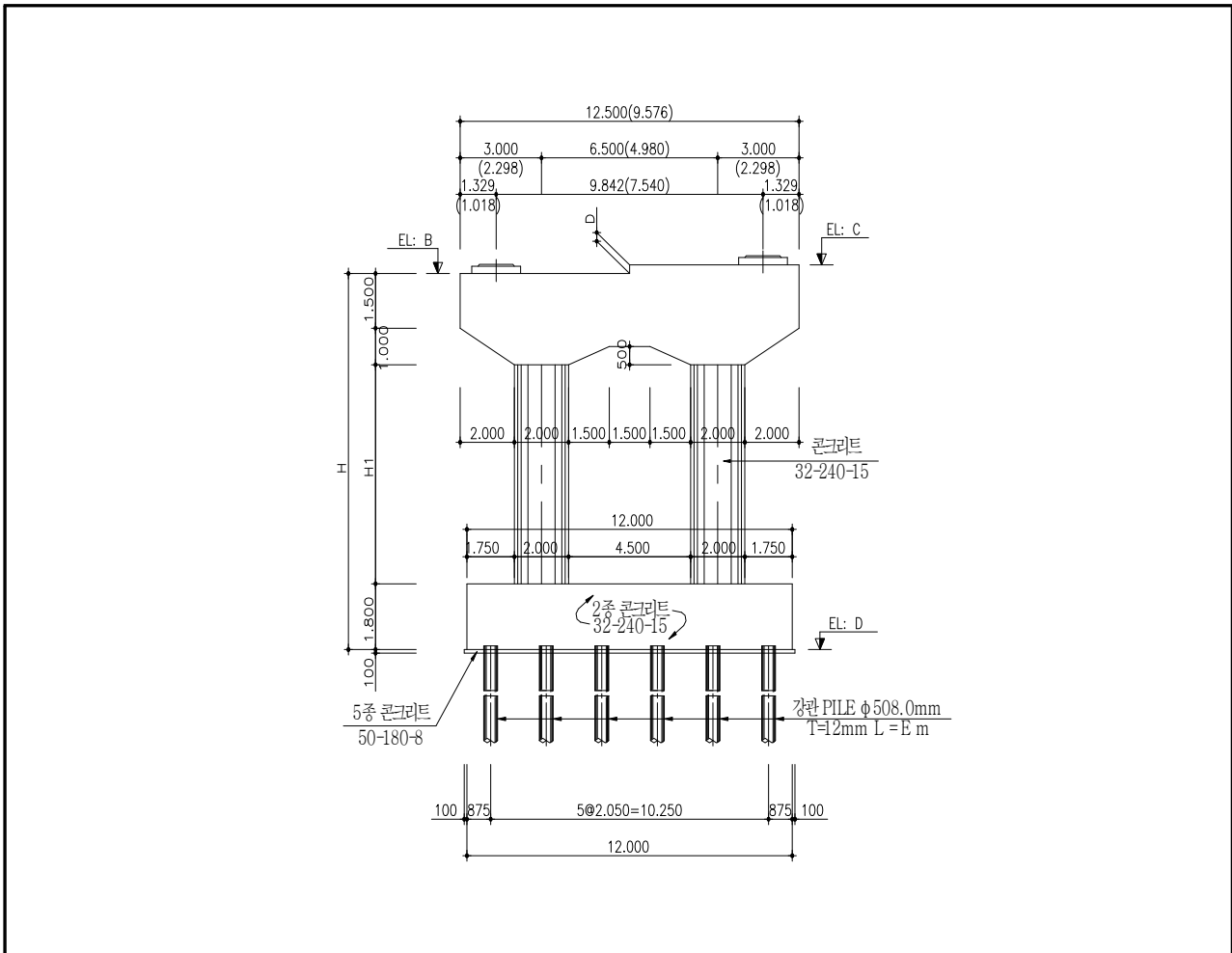
(2) 철근(SD300)

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

라) 설계방법

극한강도설계법 적용

2) 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(P2)(대구)

3) 하중산정

가) 상부반력 및 교각자중

교각번호	상부 고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-3,990.329	-1,252.113	
2	-3,604.548	-1,264.877	
계	-7,594.877	-2,516.990	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

나) 풍하중

(1) 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.140 / 4.170 = 2.911 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 2.911] \times 4.170 = 14.252 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$\text{작용하중 } P_w = W_1 \times h = 14.252 \times 47.500 = 676.970 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

(2) 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.500 \times 2.300 = 17.250 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.0 \times 2.0 \times 5.0 = 30.000 \text{ kN}$$

(3) 활하중에 재하되는 풍하중

$$\text{활하중에 재하되는 풍하중} = 1.500 \times 1.500 \times 47.500 = 128.250 \text{ kN}$$

※ 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

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

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 684.74 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 7594.877 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 379.74 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡ 중 작은 값 379.74 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
LC01	1.3	2.15			1.3	
LC02	1.3		1.3		1.3	
LC03	1.3	1.3		0.65	1.3	
LC04	1.3	1.3			1.3	-1.3
LC05	1.3	1.3			1.3	+1.3
LC06	1.25		1.25		1.25	-1.25
LC07	1.25		1.25		1.25	+1.25
LC08	1.25	1.25		0.625	1.25	-1.25
LC09	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 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

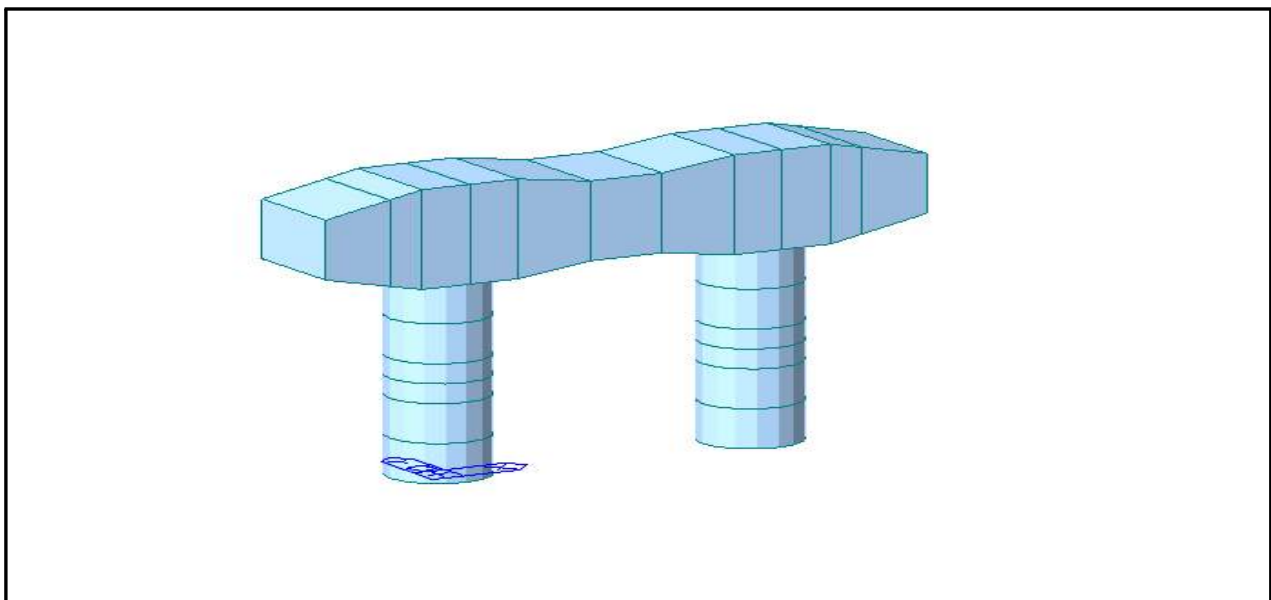
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

5) 구조해석

가) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(P2)(대구)

6) 코핑부 검토

가) 내민보 검토

(1) 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.00^2 / 4 = 3.142\text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

위험단면은 코핑 끝단으로부터 2.00m에 위치한다.

(2) 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 8,200.100 \text{ kN}$$

$$M_u = 8,205.900 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 1,640.020 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 8,200.10 / 8,205.90 = 1.001\text{m}$$

$$d = 2.000 - 0.100 = 1.900\text{m}$$

$$a / d = 1.001 / 1.900 = 0.527 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

(3) 내민받침 검토

① 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2,300.000	2,500.000	2,174.000	100.000	8,205.900	8,200.100
$f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 300\text{MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$					

② 사용 철근량

$$\text{㉠ 주인장철근 : D32 - 38EA (= 30,179.6mm}^2\text{)}$$

$$\text{㉡ 폐합스트립 : D19 - 43EA (= 12,319.5mm}^2\text{)}$$

③ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,300 \times 2,174 / 1,000 = 24,000.960 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,300 \times 2,174 / 1,000 = 280,011.200 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 19,200.768 \text{ kN}$$

④ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 24,405.060 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 6,833.417 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

$$a = \frac{f_y \times A_f}{0.85 f_{ck} b} = 0.006 A_f$$

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

$$0.003197 A_f^2 + 2,174 A_f + 32,180,000.000 = 0 \quad \therefore A_f = 15,139.249 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 21,972.665 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 23,103.456 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 16,000.640 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 23,103.456 \text{ mm}^2 < A_s (= 30,179.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 8,135.020 \text{ mm}^2 < A_{used}(12,319.500) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

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
코평부 검토	15,988.16	8,205.90	1.95	15,384.51	8,200.10	1.88	O.K
중간부 검토	15,988.16	3,660.900	4.37	15,384.51	110.00	139.86	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	30,179.60	23,103.46	1.31	12,319.50	8,135.02	1.51	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	LC01	9,424.654	2,999.512	0.360	0.000	
	LC02	7,332.409	541.576	-0.222	0.000	
	LC03	8,773.746	1,733.842	0.029	0.000	
	LC04	8,207.293	2,538.750	0.305	0.000	
	LC05	8,491.725	2,646.405	0.317	0.000	
	LC06	6,913.647	468.989	-0.220	0.000	
	LC07	7,187.14	572.504	-0.208	0.000	
	LC08	8,299.548	1,615.399	0.021	0.000	
	LC09	8,573.041	1,718.914	0.034	0.000	
교축 방향	LC01	9,424.654	0.000	0.000	0.000	
	LC02	7,332.409	0.000	0.000	0.000	
	LC03	8,773.746	0.000	0.000	0.000	
	LC04	8,207.293	1,851.232	0.928	0.000	
	LC05	8,491.725	-1,851.232	-0.928	0.000	
	LC06	6,913.647	1,780.031	0.893	0.000	
	LC07	7,187.14	-1,780.031	-0.893	0.000	
	LC08	8,299.548	1,780.031	0.893	0.000	
	LC09	8,573.041	-1,780.031	-0.893	0.000	

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	LC01	9,424.654	-2,999.512	-0.360	0.000	
	LC02	6,077.928	-3,400.125	-0.696	0.000	
	LC03	7,925.271	-3,451.956	-0.594	0.000	
	LC04	8,207.293	-2,538.750	-0.305	0.000	
	LC05	8,491.725	-2,646.405	-0.317	0.000	
	LC06	5,707.415	-3,217.594	-0.663	0.000	
	LC07	5,980.908	-3,321.109	-0.675	0.000	
	LC08	7,483.707	-3,267.431	-0.565	0.000	
	LC09	7,757.199	-3,370.946	-0.577	0.000	
교축 방향	LC01	9,424.654	0.000	0.000	0.000	
	LC02	6,077.928	0.000	0.000	0.000	
	LC03	7,925.271	0.000	0.000	0.000	
	LC04	8,207.293	1,851.232	0.928	0.000	
	LC05	8,491.725	-1,851.232	-0.928	0.000	
	LC06	5,707.415	1,780.031	0.893	0.000	
	LC07	5,980.908	-1,780.031	-0.893	0.000	
	LC08	7,483.707	1,780.031	0.893	0.000	
	LC09	7,757.199	-1,780.031	-0.893	0.000	

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
LC01	9,424.654	23,432.122	5,603.343	13,962.857	2.492	O.K
LC02	7,332.409	32,438.283	2,756.431	12,125.002	4.399	O.K
LC03	8,773.746	27,071.319	4,317.126	13,443.607	3.114	O.K
LC04	8,207.293	22,423.086	5,091.102	14,021.057	2.754	O.K
LC05	8,491.725	22,421.240	5,278.952	14,019.994	2.656	O.K
LC06	6,913.647	28,836.765	3,112.882	13,062.036	4.196	O.K
LC07	7,187.140	28,837.502	3,273.389	13,062.203	3.990	O.K
LC08	8,299.548	25,750.654	4,427.938	13,680.403	3.090	O.K
LC09	8,573.041	25,446.854	4,605.656	13,727.405	2.981	O.K

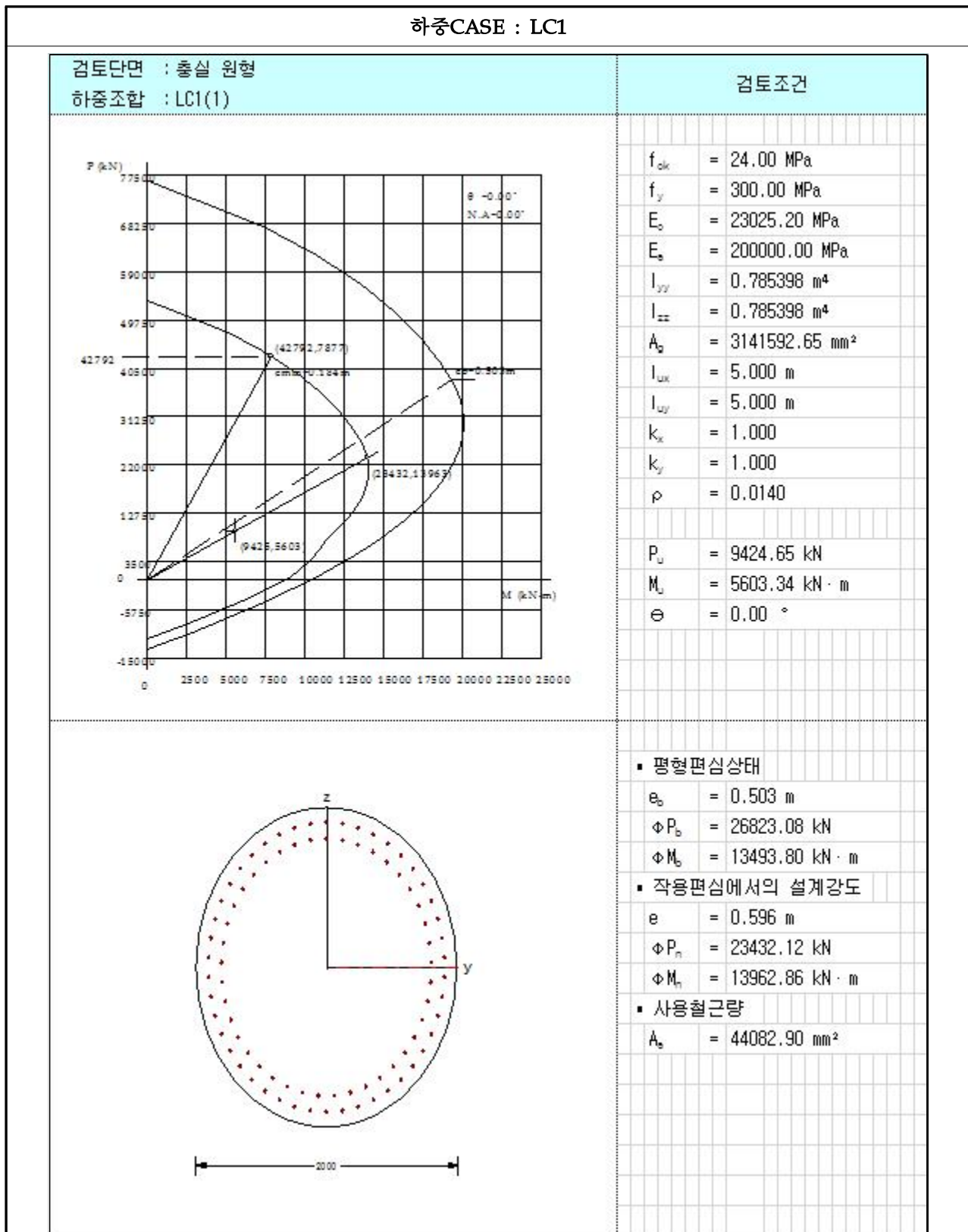
【표 5.4.4】 기둥 단면검토 결과(단면-2)(대구)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC01	9,424.654	23,432.122	5,603.343	13,962.857	2.492	O.K
LC02	6,077.928	18,289.102	4,605.312	13,917.443	3.022	O.K
LC03	7,925.271	20,606.312	5,369.540	14,043.058	2.615	O.K
LC04	8,207.293	22,423.086	5,091.102	14,021.057	2.754	O.K
LC05	8,491.725	22,421.240	5,278.952	14,019.994	2.656	O.K
LC06	5,707.415	16,564.600	4,682.988	13,718.710	2.929	O.K
LC07	5,980.908	16,898.481	4,862.404	13,763.002	2.830	O.K
LC08	7,483.707	19,408.943	5,369.938	13,998.847	2.607	O.K
LC09	7,757.199	19,411.117	5,552.749	13,998.972	2.521	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

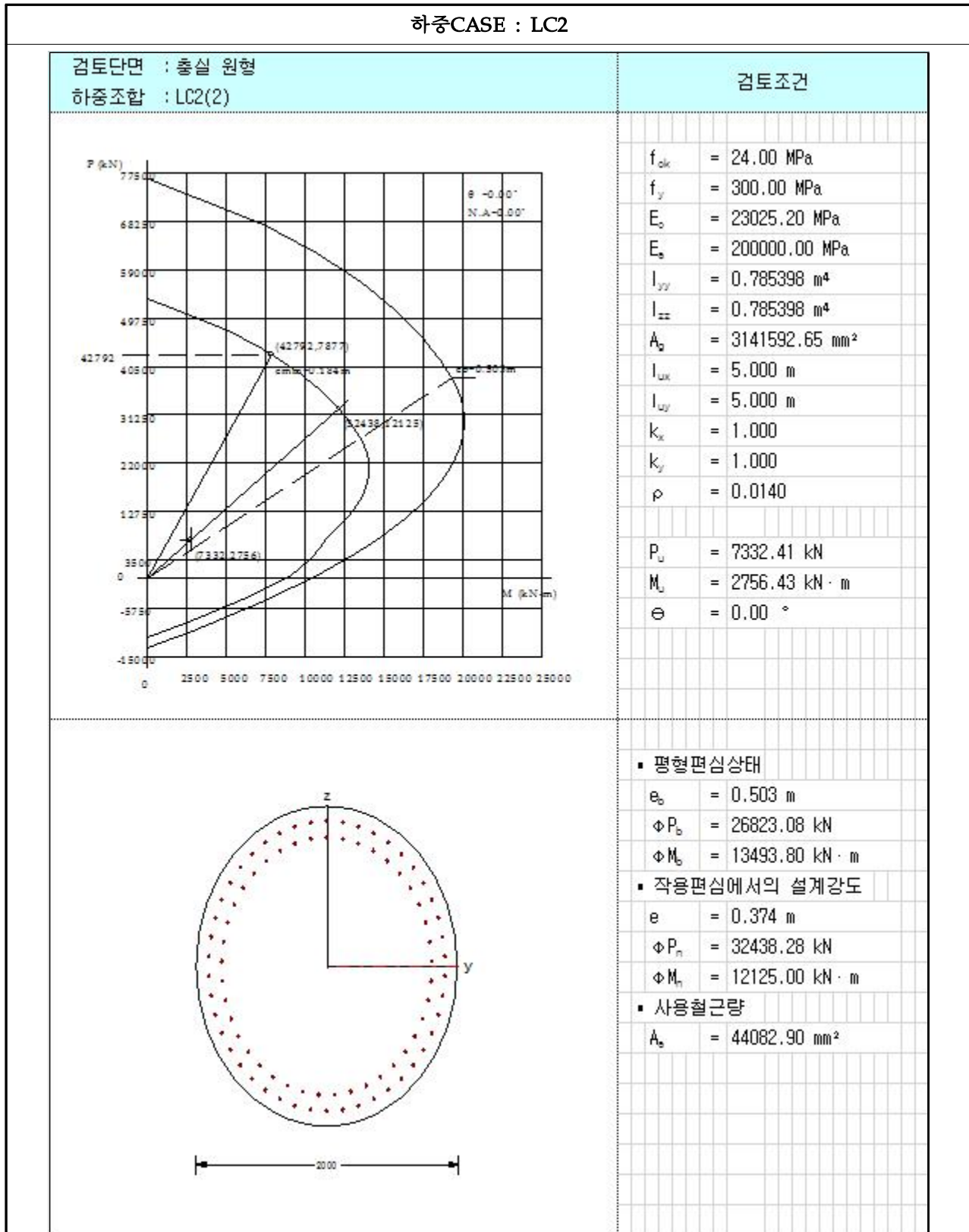
다) P-M 상관도(단면-1)

(1) 하중CASE : LC1



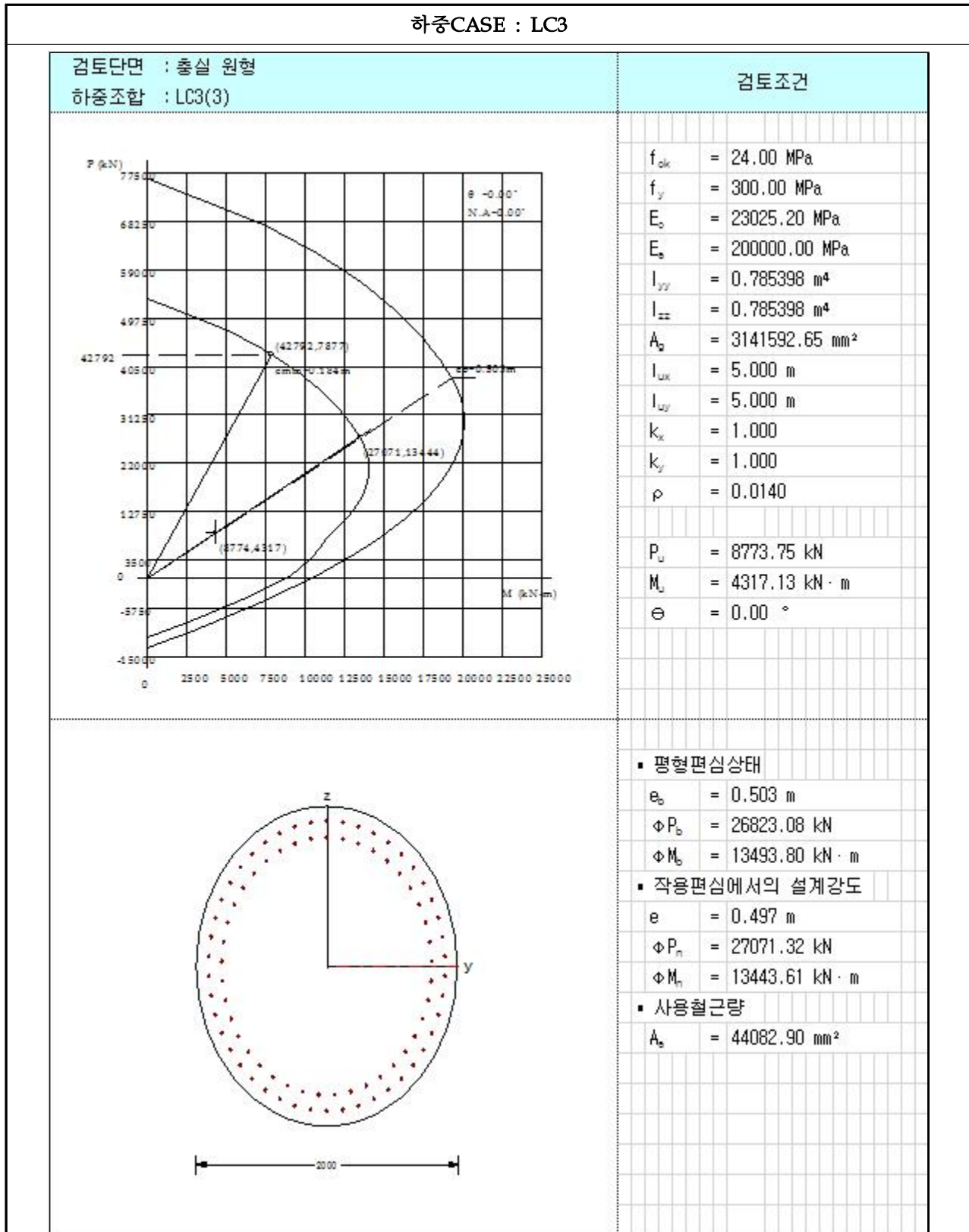
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(대구)

(2) 하중CASE : LC2



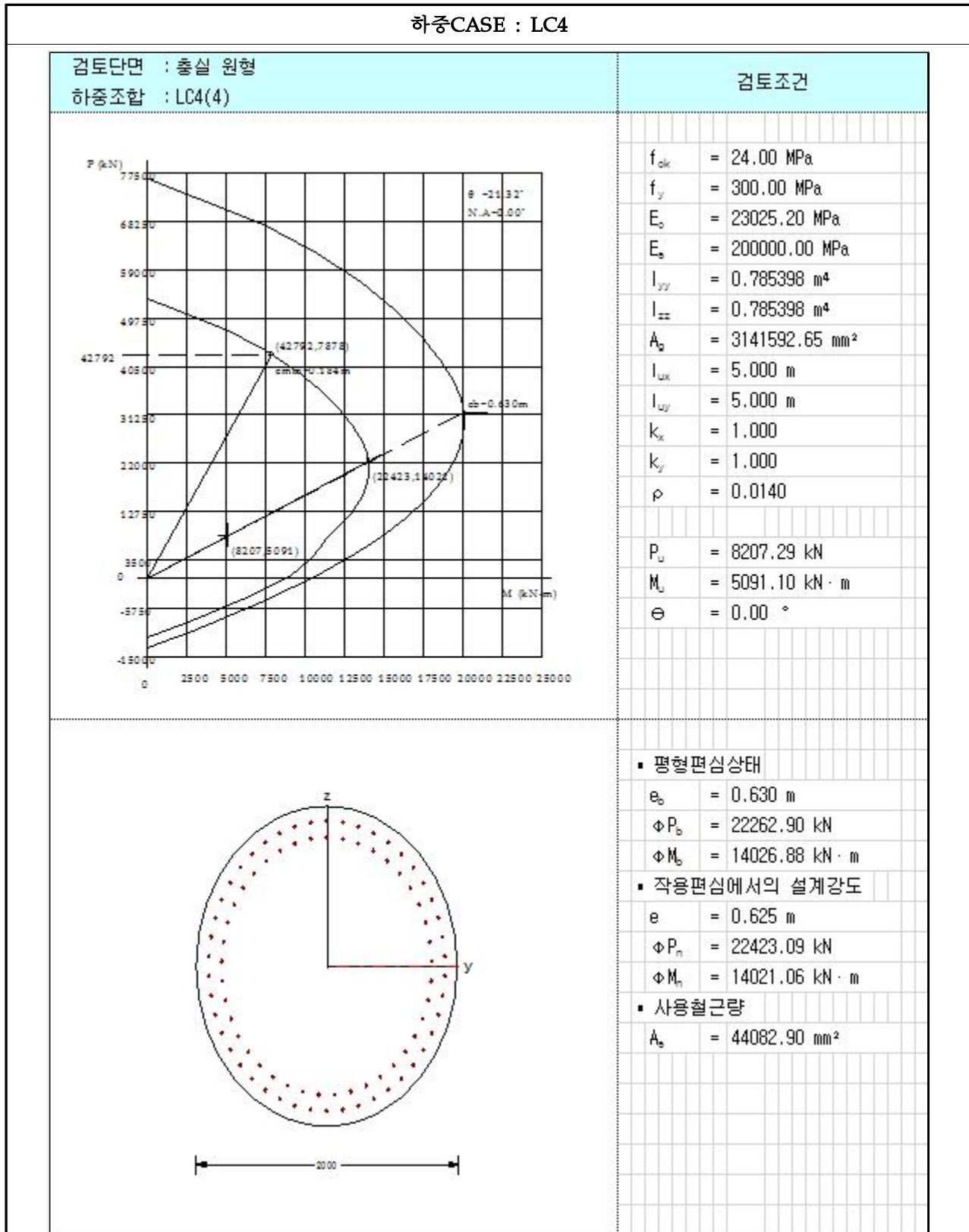
【그림 5.4.4】 P-M 상관도(하중CASE : LC2)(대구)

(3) 하중CASE : LC3



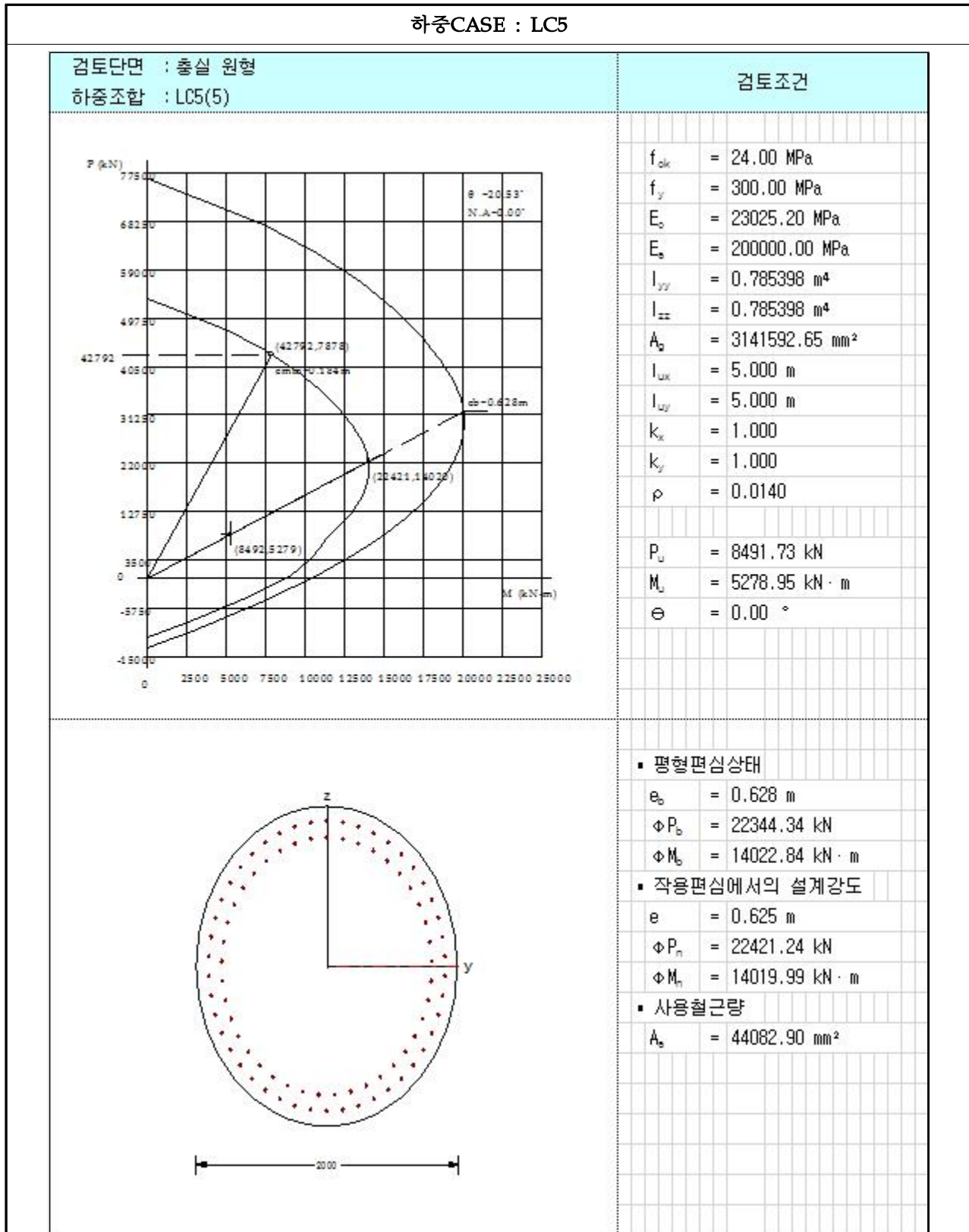
【그림 5.4.5】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(대구)

(4) 하중CASE : LC4



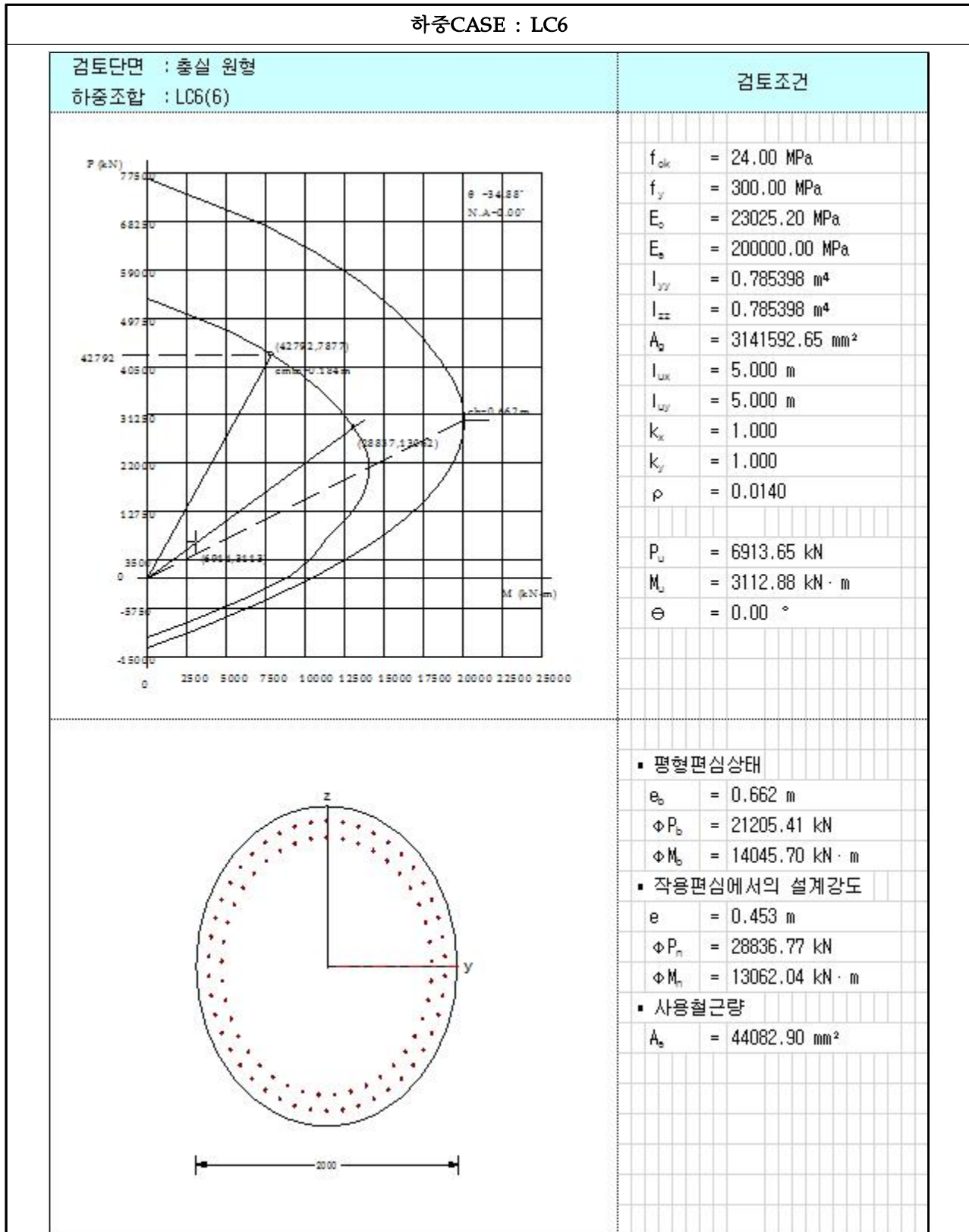
【그림 5.4.6】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(대구)

(5) 하중CASE : LC5



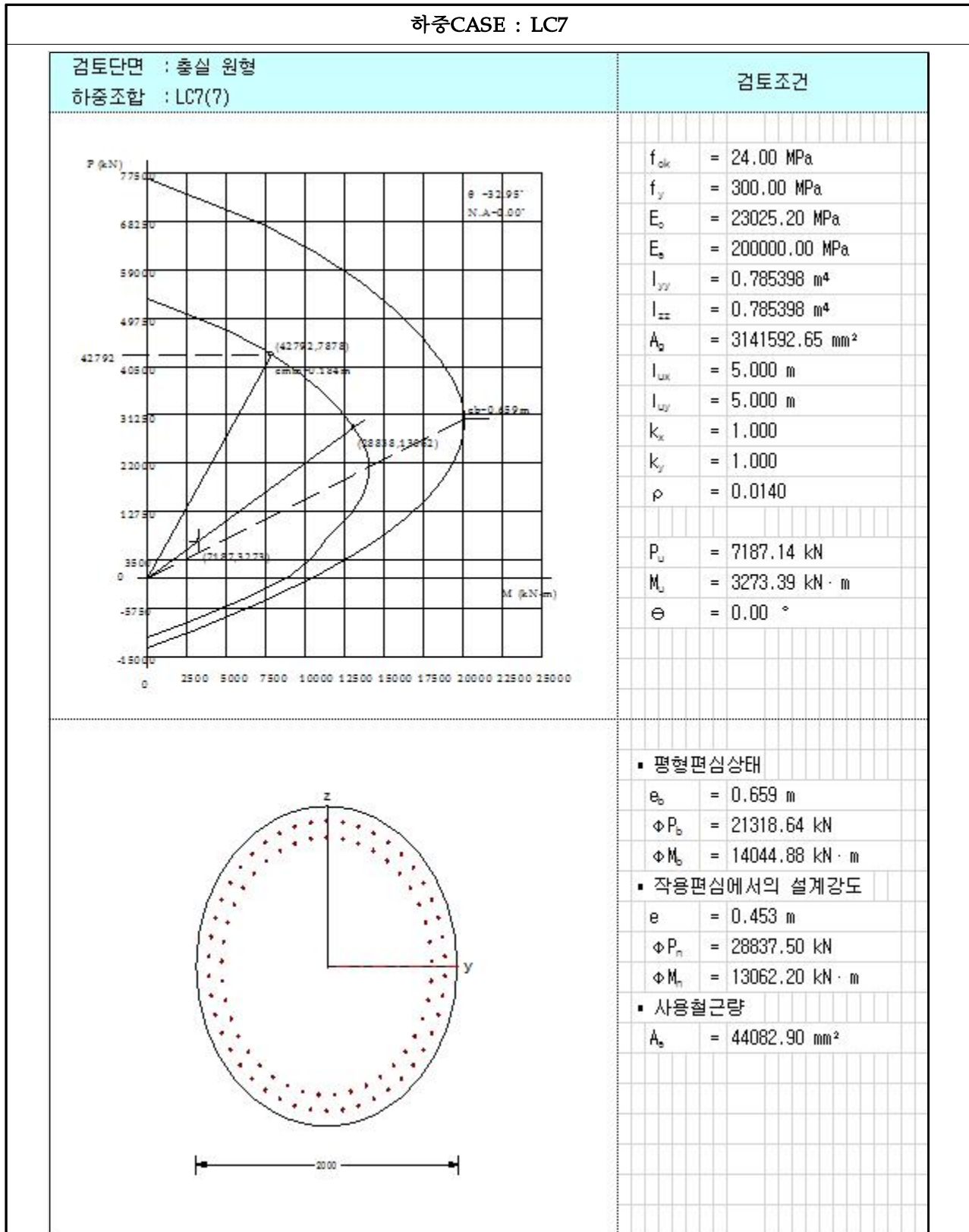
【그림 5.4.7】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(대구)

(6) 하중CASE : LC6



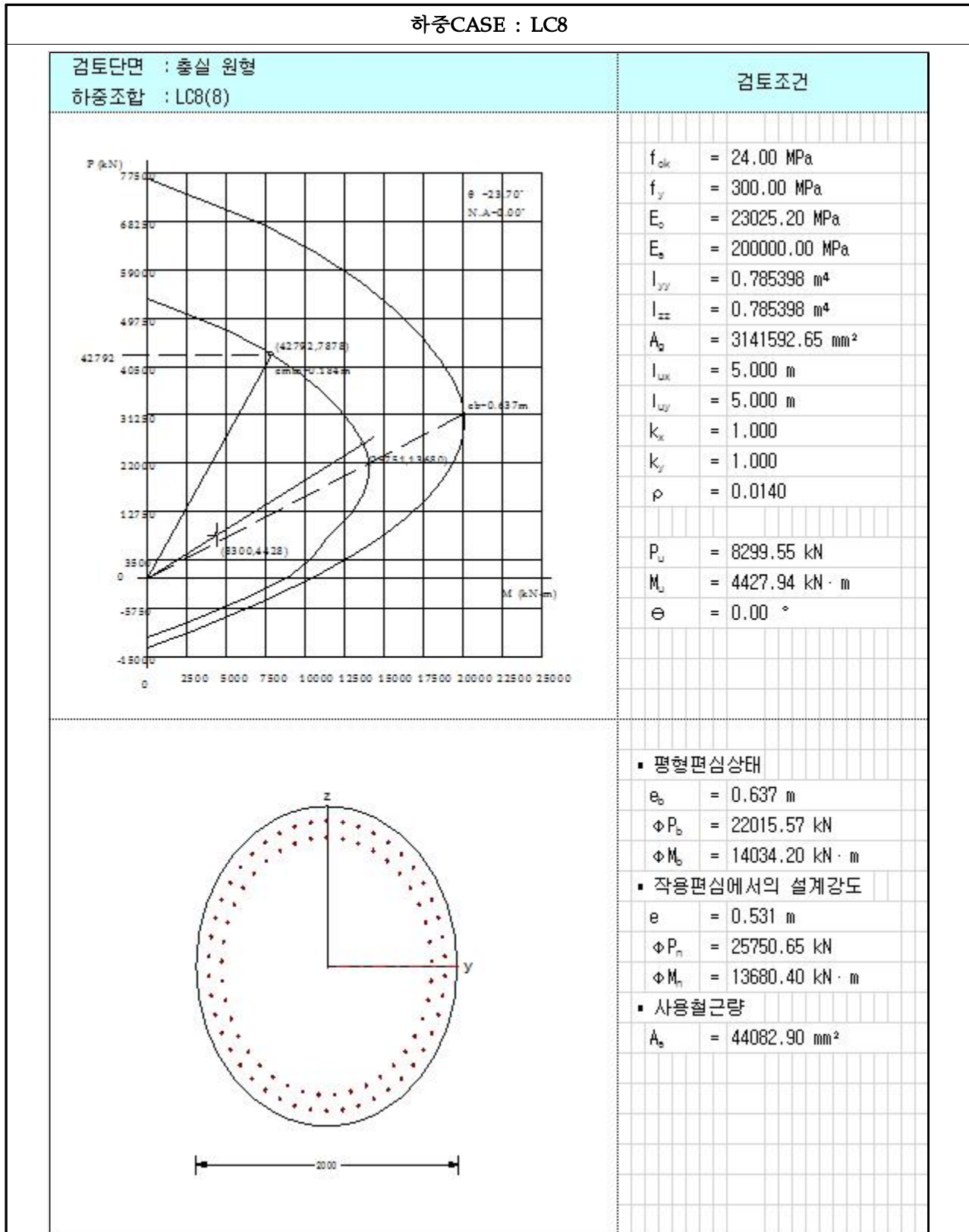
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(대구)

(7) 하중CASE : LC7



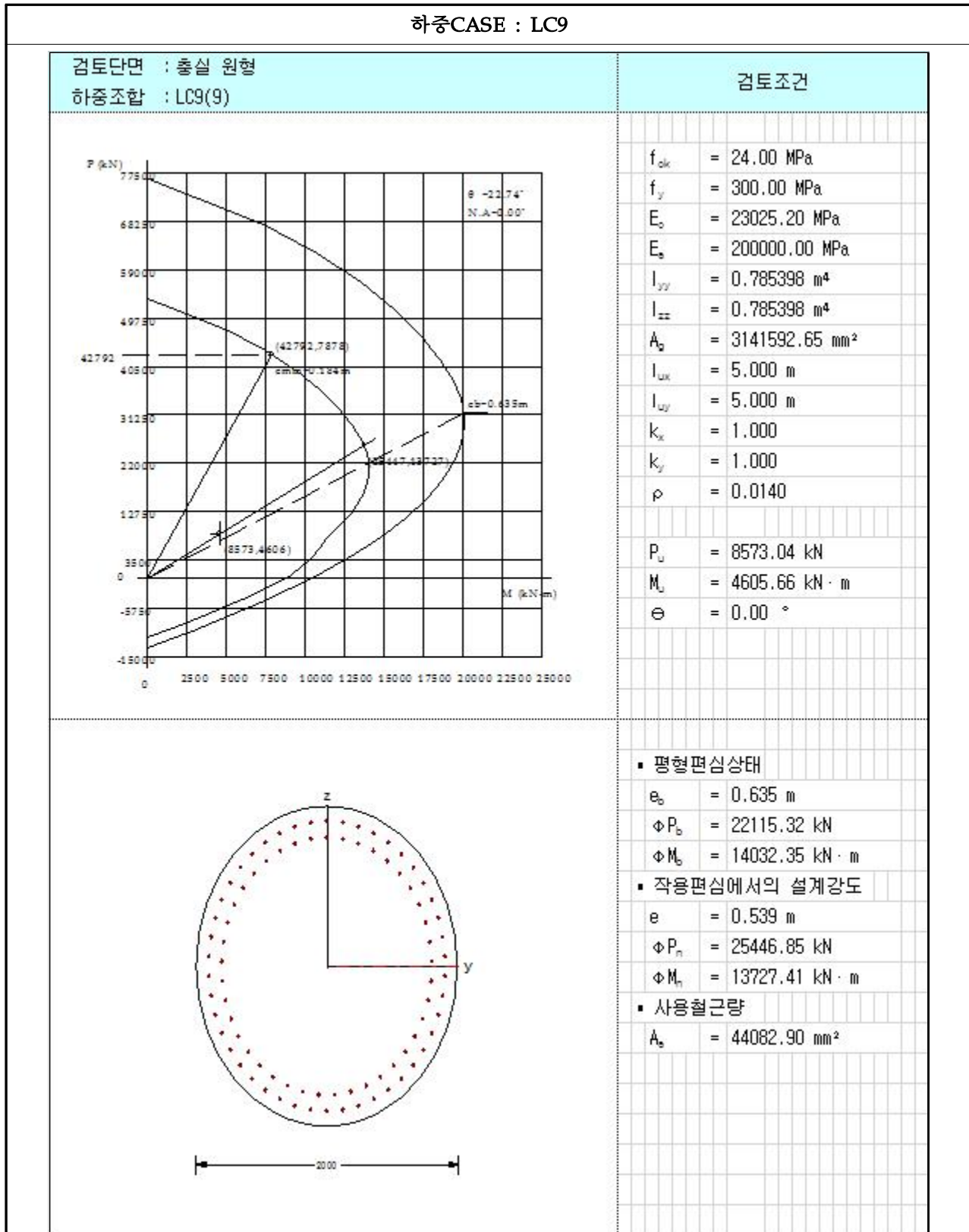
【그림 5.4.9】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(대구)

(8) 하중CASE : LC8



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(하중CASE : LC8)(대구)

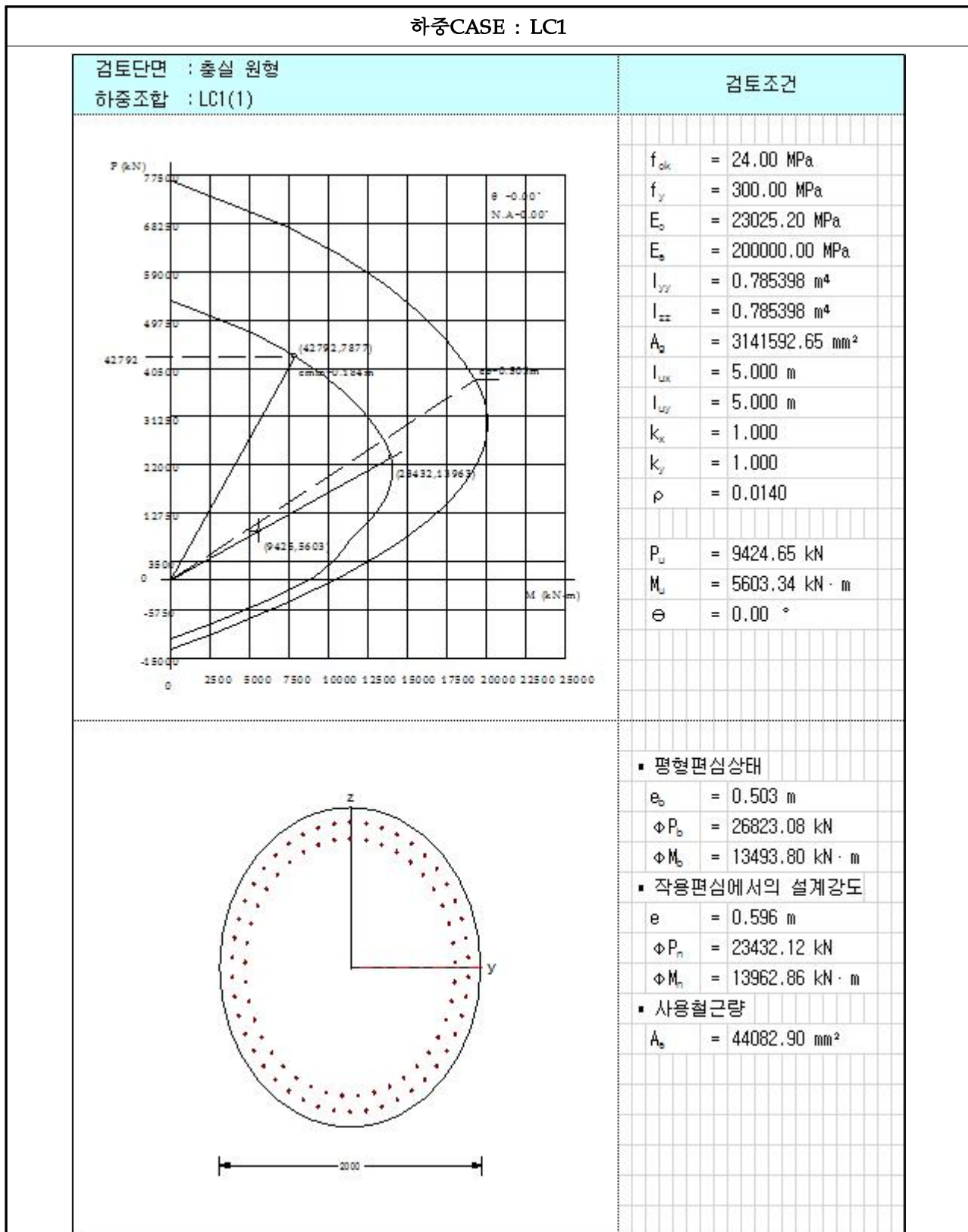
(9) 하중CASE : LC9



【그림 5.4.11】 P-M 상관도(하중CASE : LC9)(대구)

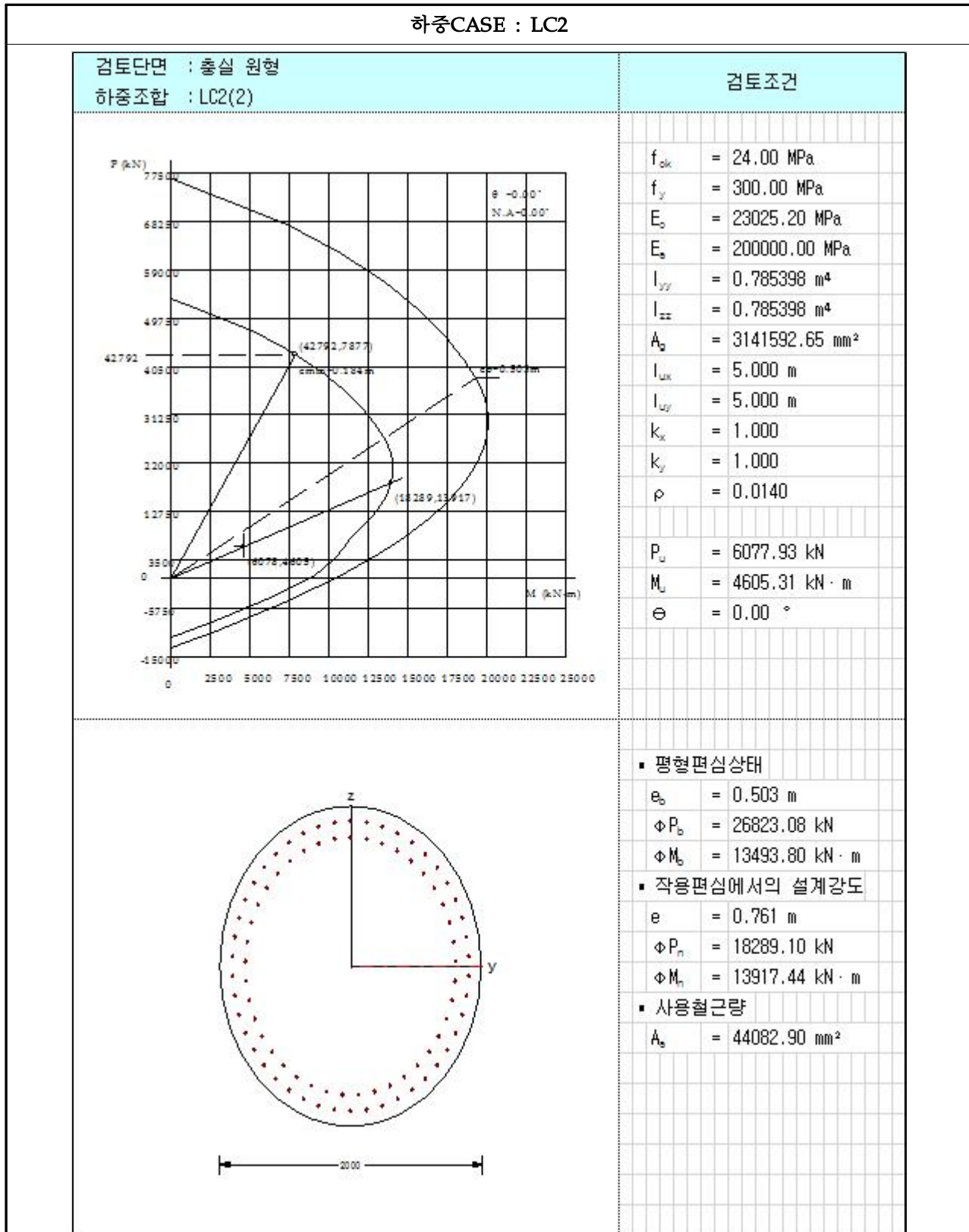
다) P-M 상관도(단면-2)

(1) 하중CASE : LC1



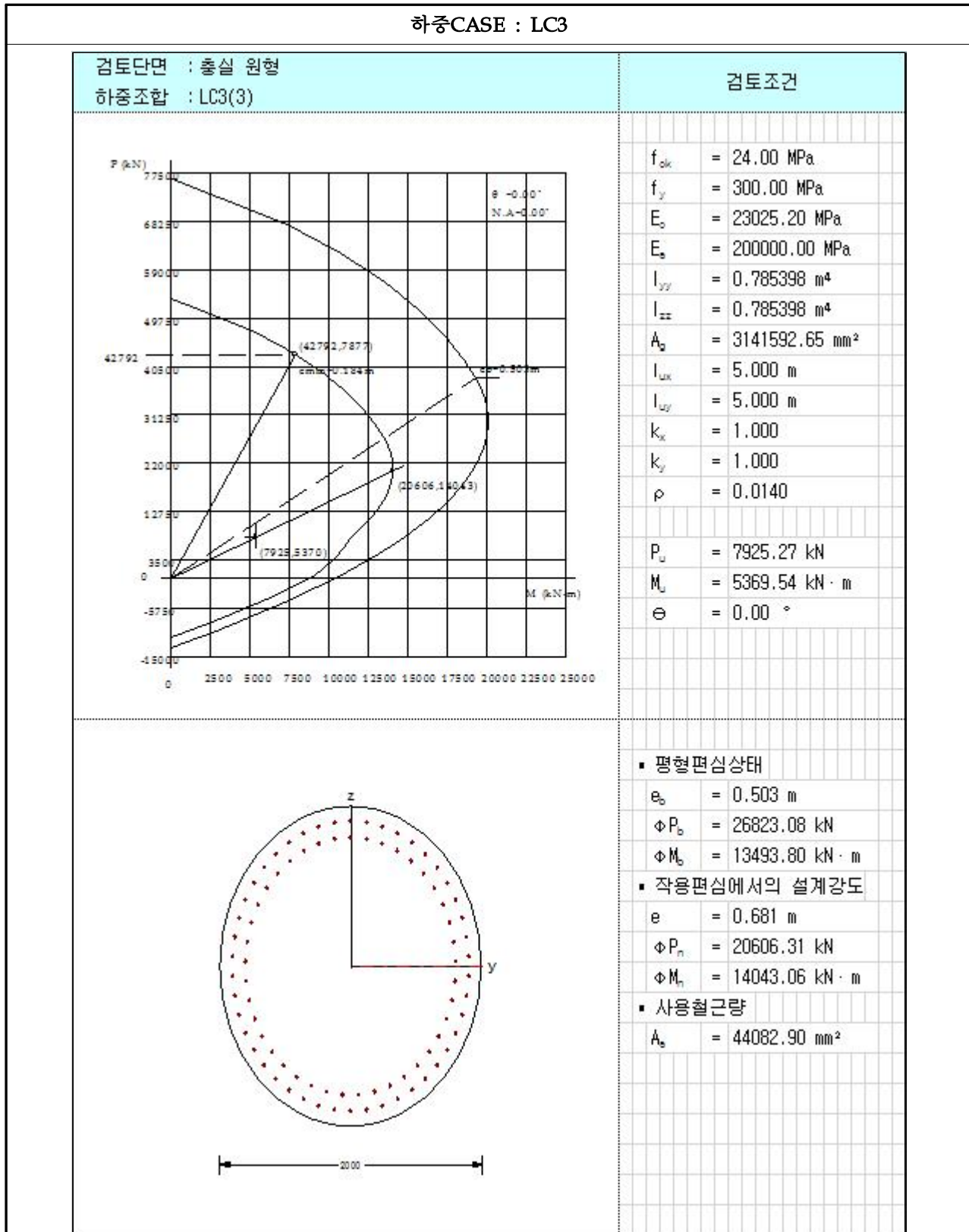
【그림 5.4.12】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(대구)

(2) 하중CASE : LC2



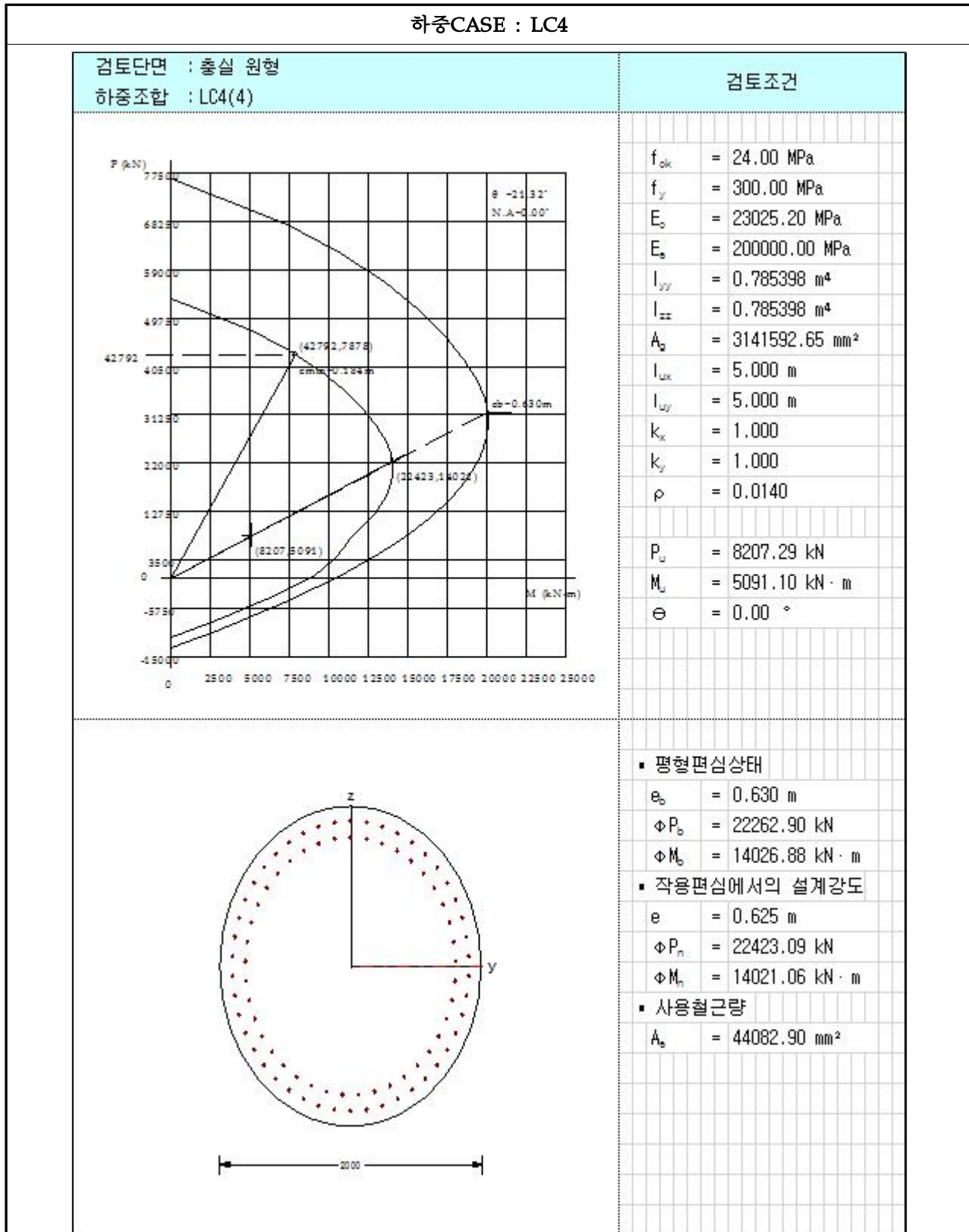
【그림 5.4.13】 P-M 상관도(하중CASE : LC2)(대구)

(3) 하중CASE : LC3



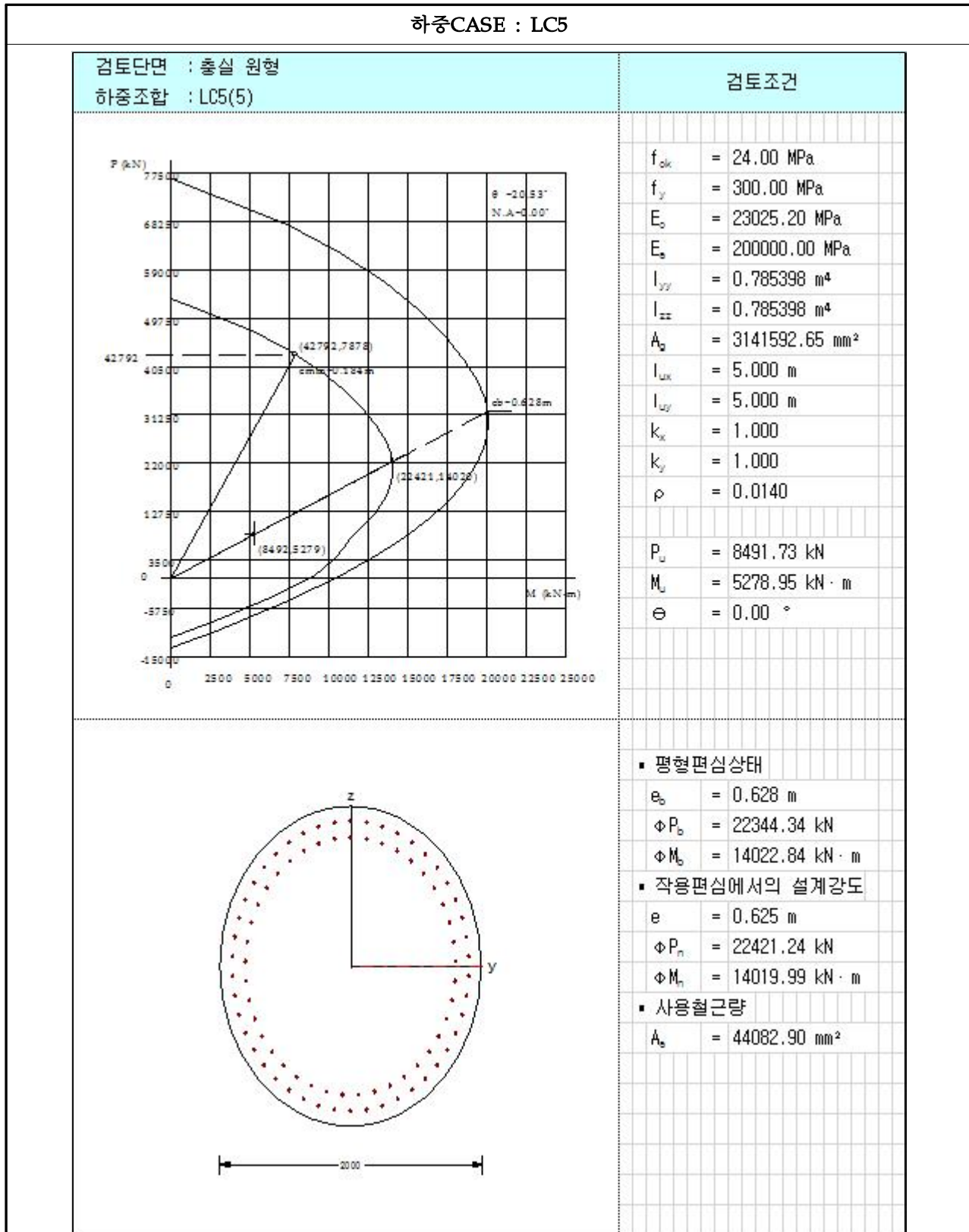
【그림 5.4.14】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(대구)

(4) 하중CASE : LC4



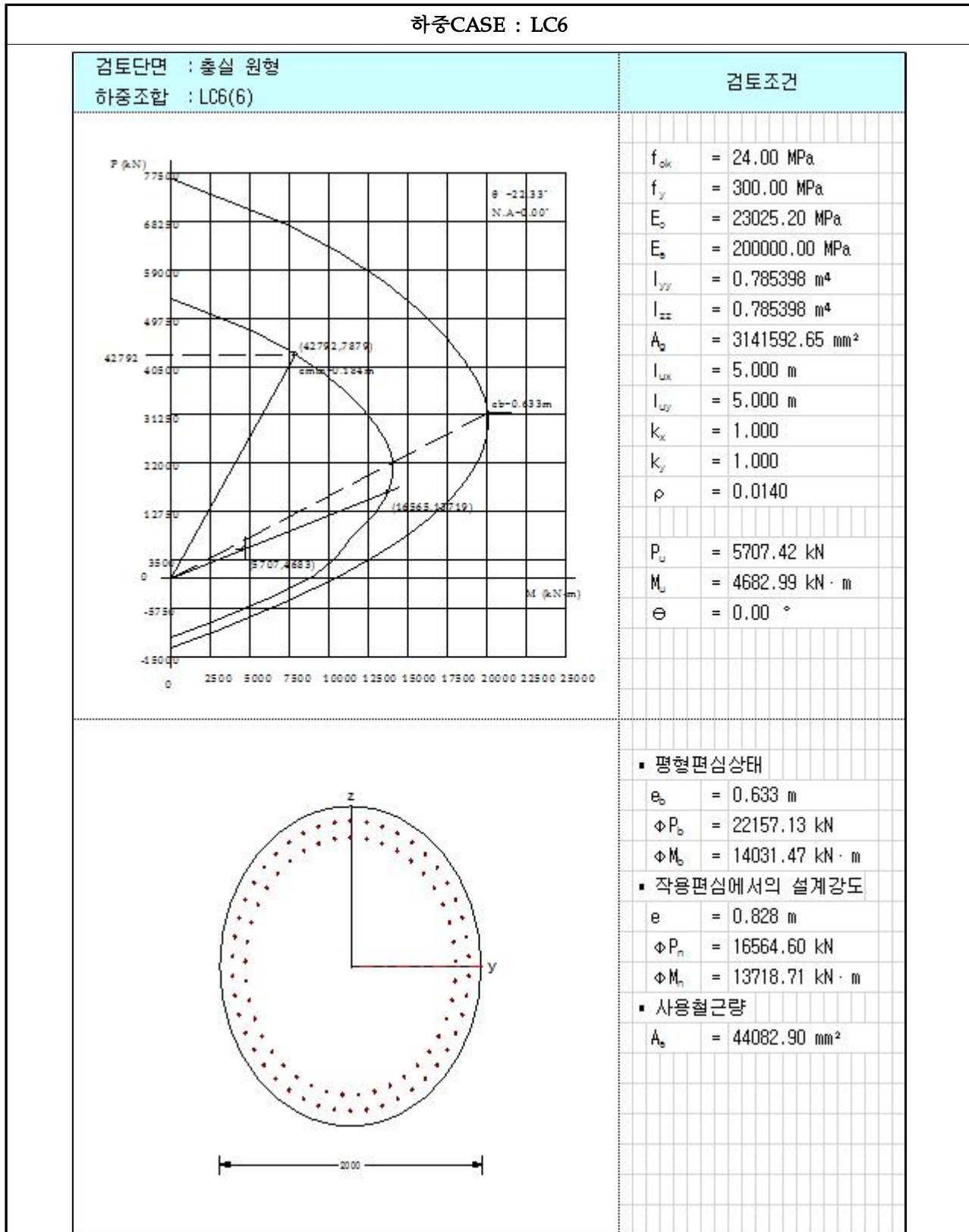
【그림 5.4.15】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(대구)

(5) 하중CASE : LC5



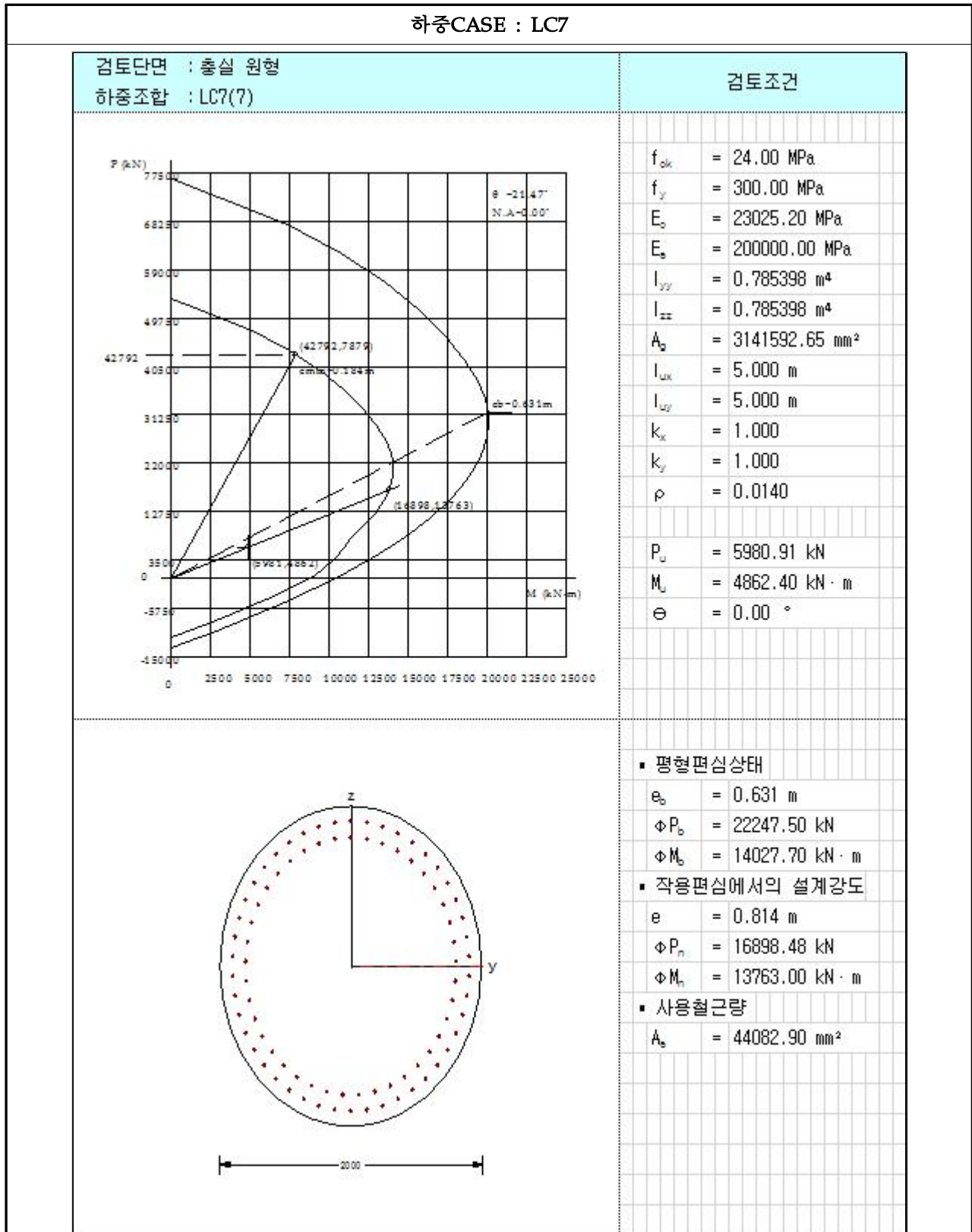
【그림 5.4.16】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(대구)

(6) 하중CASE : LC6



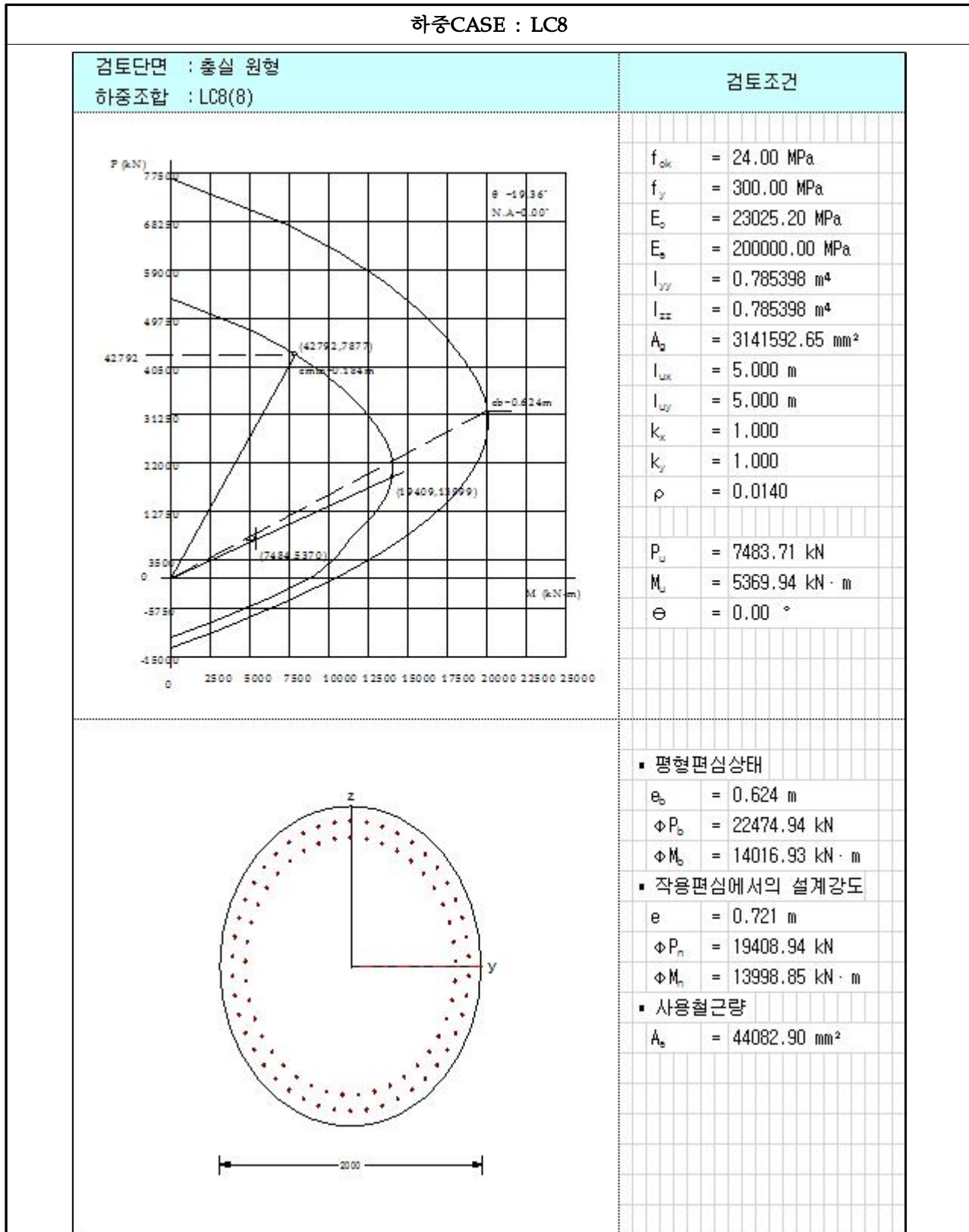
【그림 5.4.17】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(대구)

(7) 하중CASE : LC7



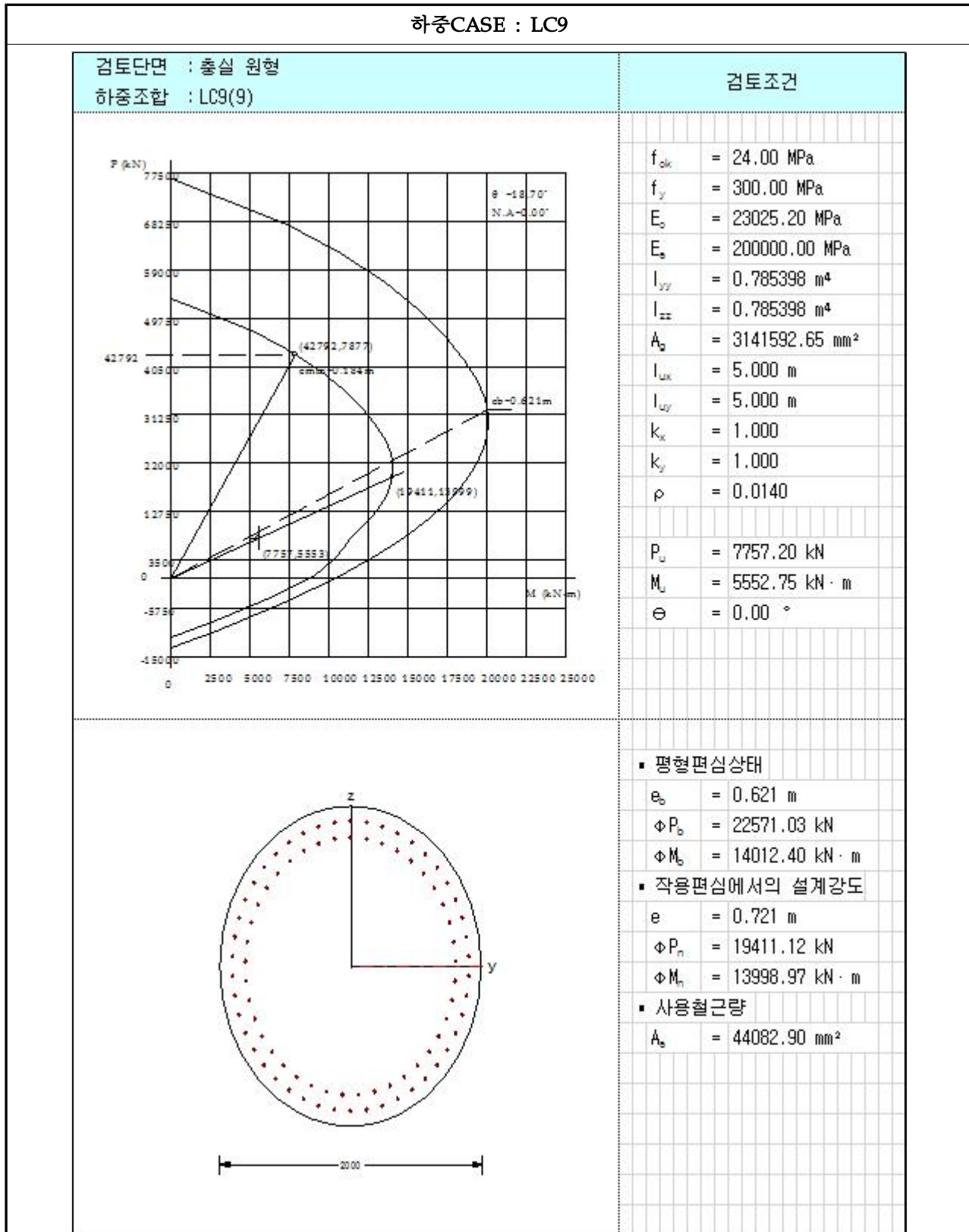
【그림 5.4.18】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(대구)

(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(P2) 구조검토

1) 검토조건

가) 일반사항

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

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

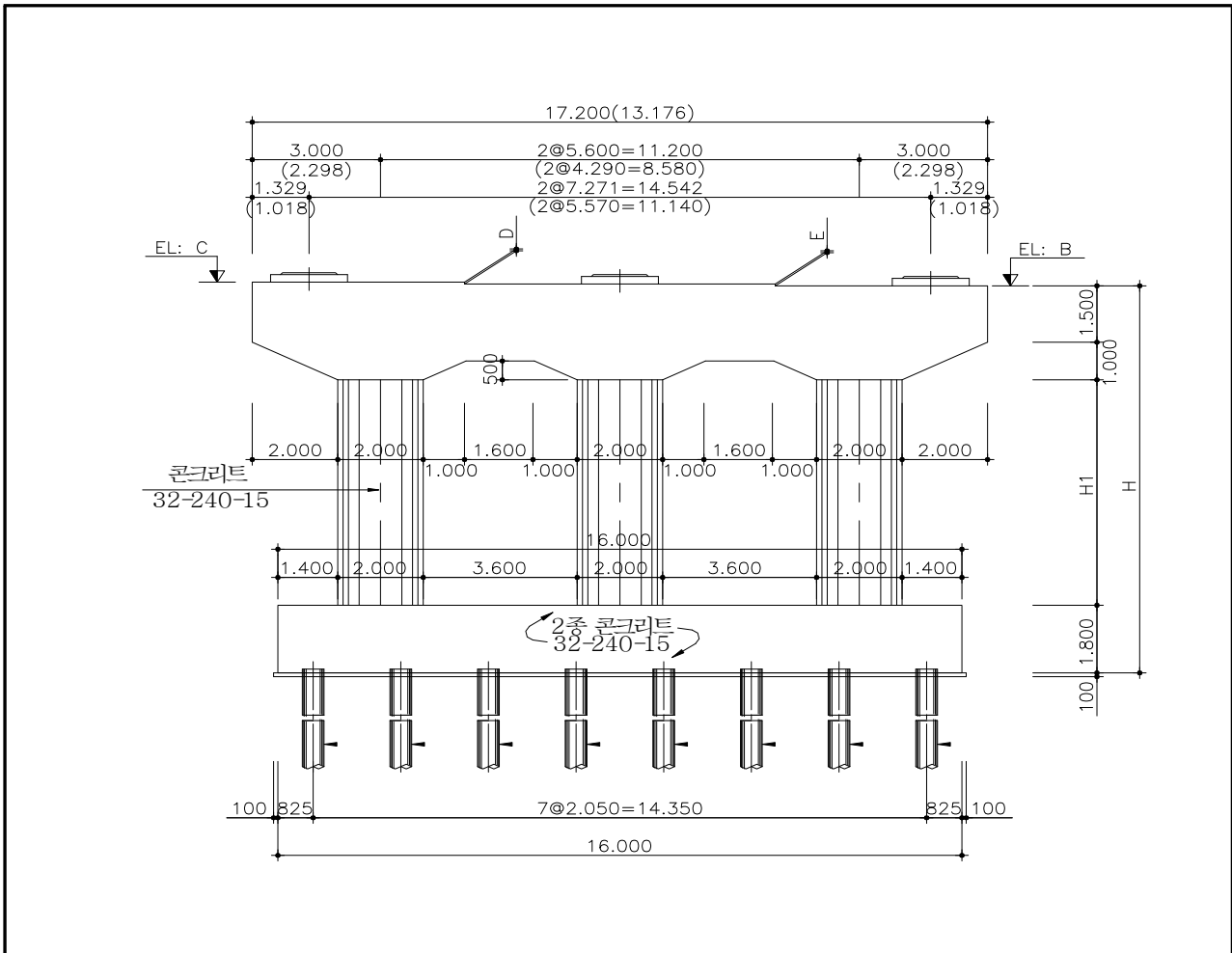
(2) 철근(SD300)

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

라) 설계방법

극한강도설계법 적용

2) 해석단면



【그림 5.4.21】 해석단면(P2)(부산)

3) 하중산정

가) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	상부 고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-3,092.363	-1,085.134	
2	-2,941.872	-994.496	
3	-3,486.565	-1,130.745	
계	-9,520.800	-3,210.375	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

나) 풍하중

(1) 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 15.740 / 3.770 = 4.175 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 4.175] \times 3.770 = 11.932 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$\text{작용하중 } P_w = W_1 \times h = 11.932 \times 47.500 = 566.770 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(2) 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.500 \times 2.300 = 17.250 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.0 \times 2.0 \times 5.2 = 31.200 \text{ kN}$$

(3) 활하중에 재하되는 풍하중

$$\text{활하중에 재하되는 풍하중} = 1.500 \times 1.500 \times 47.500 = 128.250 \text{ kN}$$

※ 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

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

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 684.74 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 10,459.700 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 522.985 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡ 중 작은 값 522.985 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
LC01	1.3	2.15			1.3	
LC02	1.3		1.3		1.3	
LC03	1.3	1.3		0.65	1.3	
LC04	1.3	1.3			1.3	-1.3
LC05	1.3	1.3			1.3	+1.3
LC06	1.25		1.25		1.25	-1.25
LC07	1.25		1.25		1.25	+1.25
LC08	1.25	1.25		0.625	1.25	-1.25
LC09	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 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

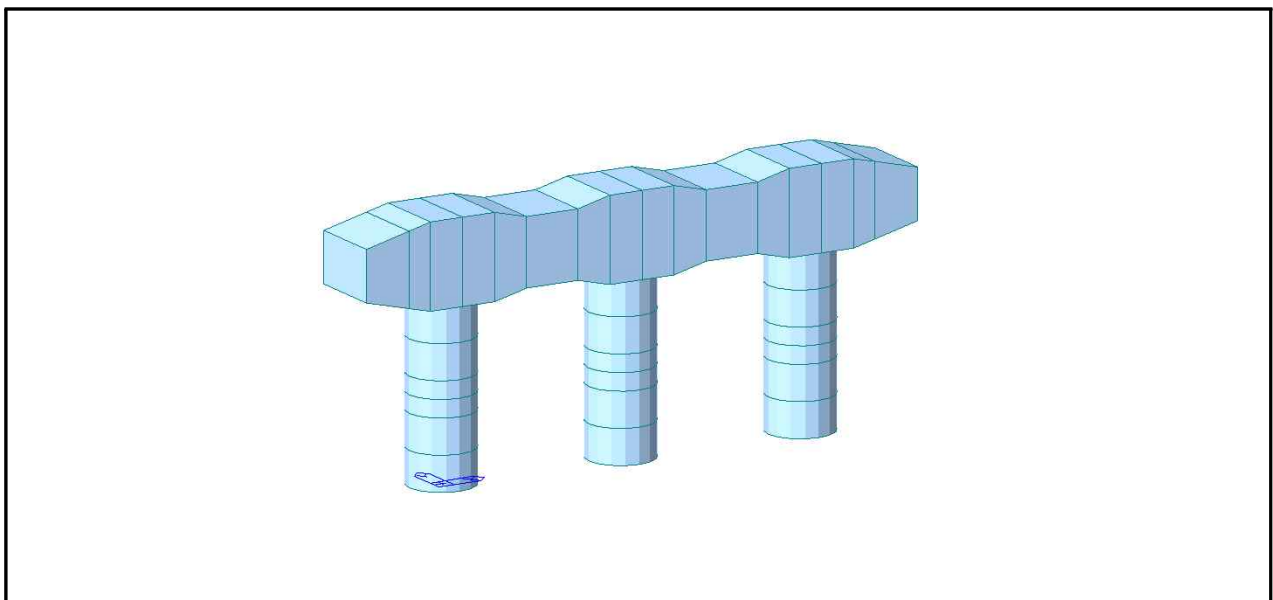
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

5) 구조해석

가) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.22】 해석모델링(P2)(부산)

6) 코핑부 검토

가) 내민보 검토

(1) 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.0^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

위험단면은 코핑 끝단으로부터 2.00m에 위치한다.

(2) 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 7,256.90 \text{ kN}$$

$$M_u = 4,941.40 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 1,451.38 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 7,256.90 / 4,941.40 = 0.681 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.100 = 1.900 \text{ m}$$

$$a / d = 0.68 / 1.90 = 0.358 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

(3) 내민받침 검토

① 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2,300.000	2,500.000	2,163.000	337.000	4,941.400	7,256.900
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$					

② 사용 철근량

$$\text{㉠ 주인장철근 : D32 - 38EA (= 30,179.6 mm}^2\text{)}$$

$$\text{㉡ 폐합스트립 : D19 - 43EA (= 12,319.5 mm}^2\text{)}$$

③ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2 f_{ck} b d = 0.2 \times 24 \times 2,300 \times 2,163 / 1,000 = 23,880 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56 b d = 56 \times 2,300 \times 2,163 / 1,000 = 278,594 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 19,104 \text{ kN}$$

④ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 21,597.919 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 6,047.417 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

$$a = \frac{f_y \times A_f}{0.85 f_{ck} b} = 0.006 A_f$$

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

$$0.003197 A_f^2 + 2,163 A_f + 19,378,039.216 = 0 \quad \therefore A_f = 19,378,039.216 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 15,128.165 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 20,446.028 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 15,919.680 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 20,446.028 \text{ mm}^2 < A_s (= 30,179.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 7,199.31 \text{ mm}^2 < A_{used}(12,319.50) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

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	15,903.50	4,941.40	3.22	15,306.67	7,256.90	2.11	O.K
중간부 검토	15,903.50	3,403.40	4.67	15,306.67	1,459.60	10.49	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	30,179.60	20,446.03	1.48	12,319.50	7,199.31	1.71	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	8,961.913	2,134.910	0.277	0.000	
	LC2	6,593.783	473.052	-0.125	0.000	
	LC3	8,132.499	1,300.842	0.053	0.000	
	LC4	7,454.189	1,729.430	0.228	0.000	
	LC5	8,293.833	1,947.050	0.254	0.000	
	LC6	5,936.5	350.233	-0.132	0.000	
	LC7	6,743.851	559.482	-0.107	0.000	
	LC8	7,416.035	1,146.185	0.039	0.000	
	LC9	8,223.386	1,355.435	0.064	0.000	
교축 방향	LC1	8,961.913	0.000	0.000	0.000	
	LC2	6,593.783	473.052	0.000	0.000	
	LC3	8,132.499	0.000	0.000	0.000	
	LC4	7,454.189	1,300.842	0.479	0.000	
	LC5	8,293.833	0.000	-0.479	0.000	
	LC6	5,936.500	1,729.430	0.461	0.000	
	LC7	6,743.851	897.515	-0.461	0.000	
	LC8	7,416.035	1,947.050	0.461	0.000	
	LC9	8,223.386	-897.515	-0.461	0.000	

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	4,963.320	129.647	0.040	0.000	
	LC2	3,688.572	-991.830	-0.299	0.000	
	LC3	4,459.405	-543.315	-0.166	0.000	
	LC4	4,240.223	121.415	0.038	0.000	
	LC5	4,678.064	121.415	0.038	0.000	
	LC6	3,336.203	-953.682	-0.288	0.000	
	LC7	3,757.204	-953.682	-0.288	0.000	
	LC8	4,077.389	-522.418	-0.160	0.000	
	LC9	4,498.390	-522.418	-0.160	0.000	
교축 방향	LC1	4,963.320	0.000	0.000	0.000	
	LC2	3,688.572	0.000	-0.299	0.000	
	LC3	4,459.405	0.000	0.000	0.000	
	LC4	4,240.223	822.508	-0.166	0.000	
	LC5	4,678.064	-822.508	0.000	0.000	
	LC6	3,336.203	790.873	0.038	0.000	
	LC7	3,757.204	-790.873	0.452	0.000	
	LC8	4,077.389	790.873	0.038	0.000	
	LC9	4,498.390	-790.873	-0.452	0.000	

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

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.7】 부재력 산정결과(단면-3)(부산)

구 분		P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	Δ (mm)	$M2$ (kN·m)	비 고
교축 직각 방향	LC1	9,731.005	-2,132.337	-0.230	0.000	
	LC2	6,471.577	-2,296.066	-0.454	0.000	
	LC3	8,335.516	-2,374.357	-0.384	0.000	
	LC4	8,174.442	-1,727.021	-0.183	0.000	
	LC5	9,014.087	-1,944.641	-0.209	0.000	
	LC6	5,818.995	-2,103.131	-0.424	0.000	
	LC7	6,626.346	-2,312.380	-0.449	0.000	
	LC8	7,611.243	-2,178.411	-0.356	0.000	
	LC9	8,418.594	-2,387.660	-0.381	0.000	
교축 방향	LC1	9,731.005	0.000	0.000	0.000	
	LC2	6,471.577	0.000	-0.454	0.000	
	LC3	8,335.516	0.000	0.000	0.000	
	LC4	8,174.442	897.515	-0.384	0.000	
	LC5	9,014.087	-897.515	0.000	0.000	
	LC6	5,818.995	862.995	-0.183	0.000	
	LC7	6,626.346	-862.995	0.479	0.000	
	LC8	7,611.243	862.995	-0.209	0.000	
	LC9	8,418.594	-862.995	-0.479	0.000	

나) 기둥 단면검토

【표 5.4.8】 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
LC01	8,961.913	29,526.556	3,900.730	12,813.831	3.285	O.K
LC02	6,593.783	36,401.091	1,931.636	10,713.440	5.546	O.K
LC03	8,132.499	32,475.864	3,030.344	12,028.586	3.969	O.K
LC04	7,454.189	29,327.579	3,269.630	12,861.621	3.934	O.K
LC05	8,293.833	29,330.171	3,665.983	12,862.511	3.509	O.K
LC06	5,936.500	35,269.323	1,870.962	11,127.407	5.947	O.K
LC07	6,743.851	34,421.266	2,228.524	11,416.230	5.123	O.K
LC08	7,416.035	31,871.836	2,850.278	12,201.897	4.281	O.K
LC09	8,223.386	31,489.948	3,228.569	12,309.883	3.813	O.K

【표 5.4.9】 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
LC01	4,963.320	42,648.685	129.647	1,114.031	8.593	O.K
LC02	3,688.572	37,808.266	991.830	10,161.760	10.245	O.K
LC03	4,459.405	42,648.685	543.315	5,187.355	9.548	O.K
LC04	4,240.223	41,884.165	831.421	8,283.040	9.963	O.K
LC05	4,678.064	42,648.685	831.421	7,579.354	9.116	O.K
LC06	3,336.203	32,473.096	1,238.947	12,027.865	9.708	O.K
LC07	3,757.204	34,421.353	1,238.947	11,416.099	9.214	O.K
LC08	4,077.389	39,903.945	947.840	9,248.029	9.757	O.K
LC09	4,498.390	41,151.546	947.840	8,651.057	9.127	O.K

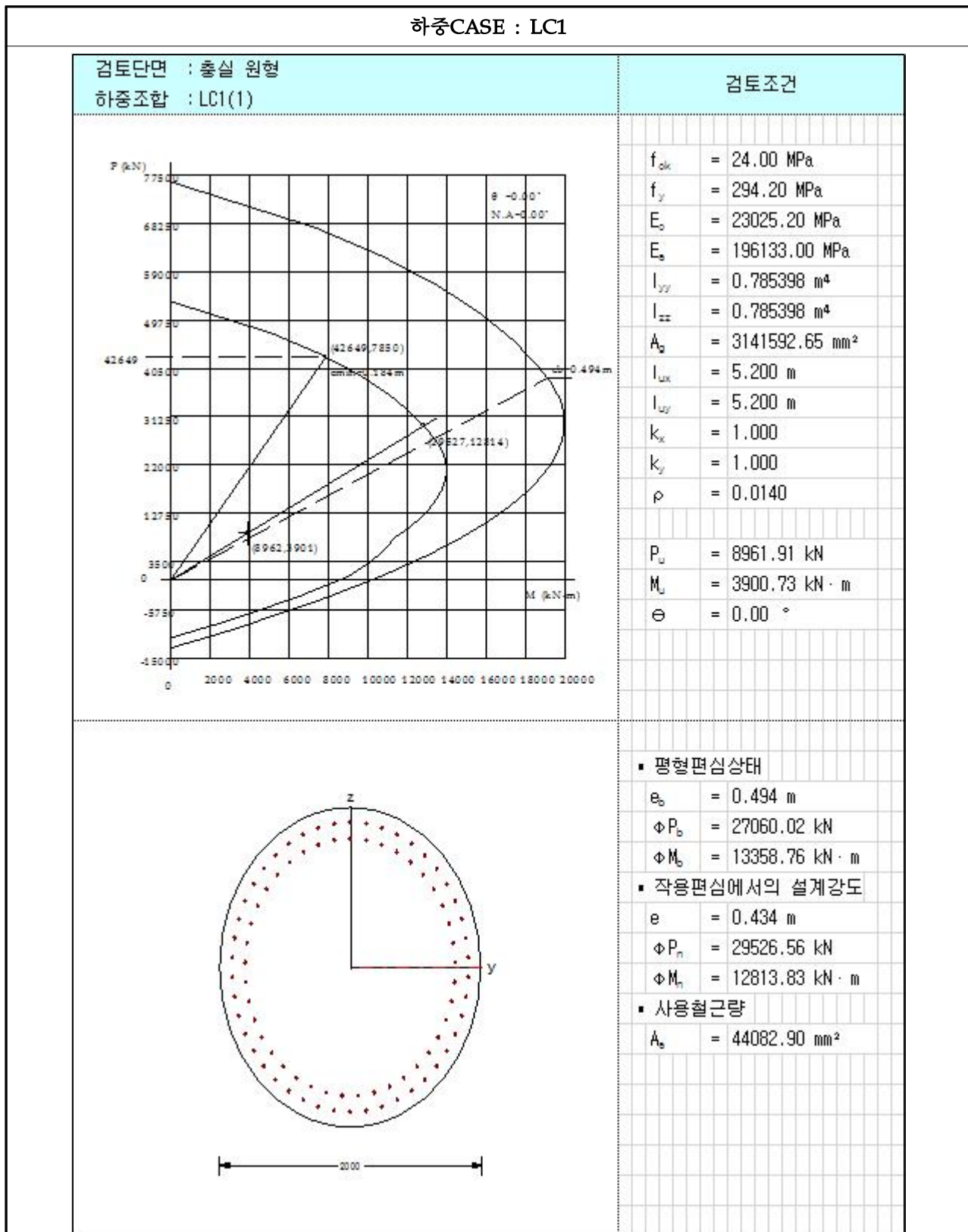
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.10】기둥 단면검토 결과(단면-3)(부산)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC01	9,731.005	29,924.095	4,146.428	12,717.144	3.067	O.K
LC02	6,471.577	26,670.971	3,287.603	13,436.013	4.087	O.K
LC03	8,335.516	28,085.083	3,898.958	13,143.429	3.371	O.K
LC04	8,174.442	29,925.840	3,491.459	12,717.740	3.643	O.K
LC05	9,014.087	29,530.767	3,889.484	12,815.216	3.295	O.K
LC06	5,818.995	25,714.929	3,086.941	13,599.558	4.406	O.K
LC07	6,626.346	26,014.400	3,467.564	13,550.845	3.908	O.K
LC08	7,611.243	27,735.683	3,655.039	13,219.365	3.617	O.K
LC09	8,418.594	27,737.794	4,039.558	13,220.179	3.273	O.K

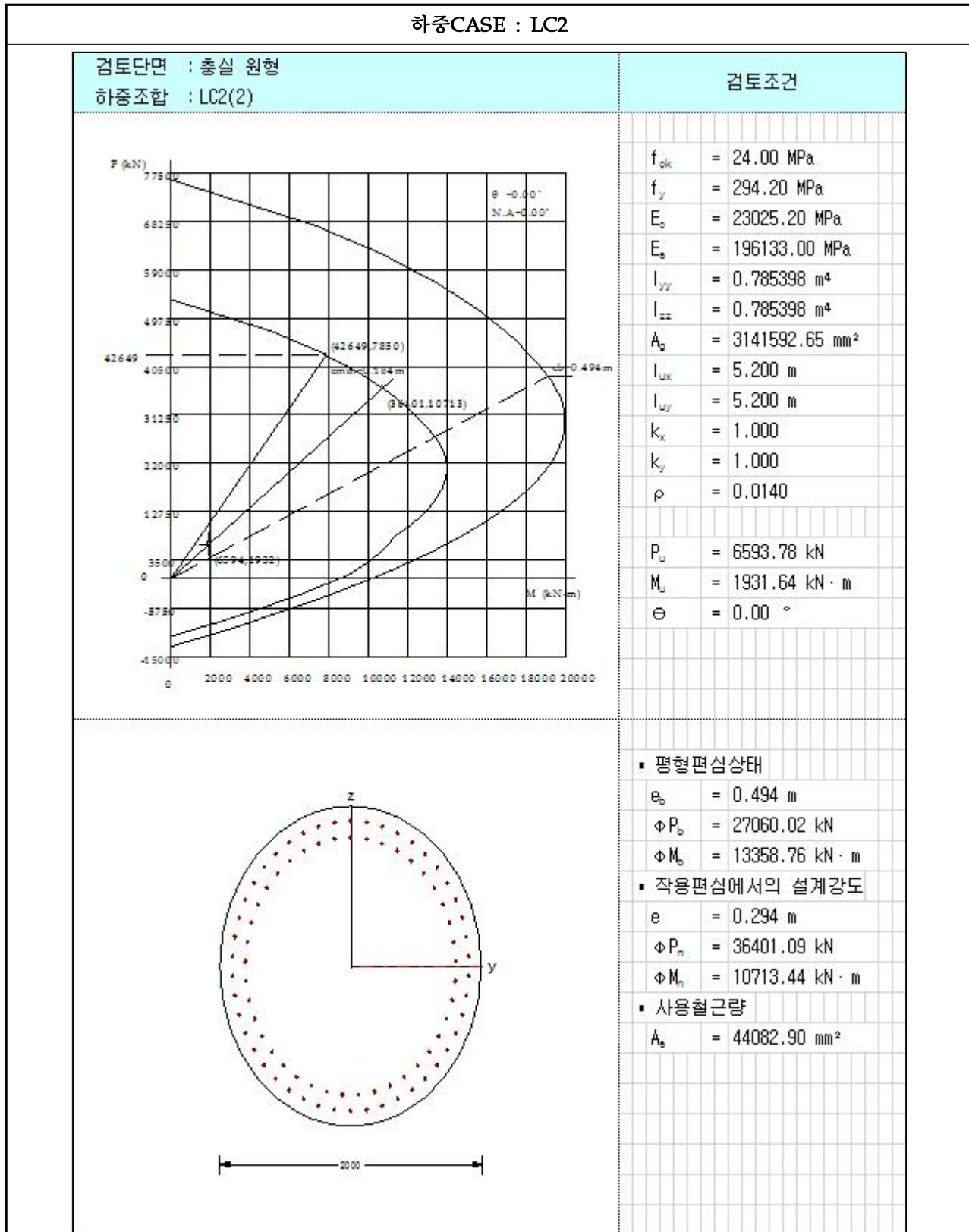
다) P-M 상관도(단면-1)

(1) 하중CASE : LC1



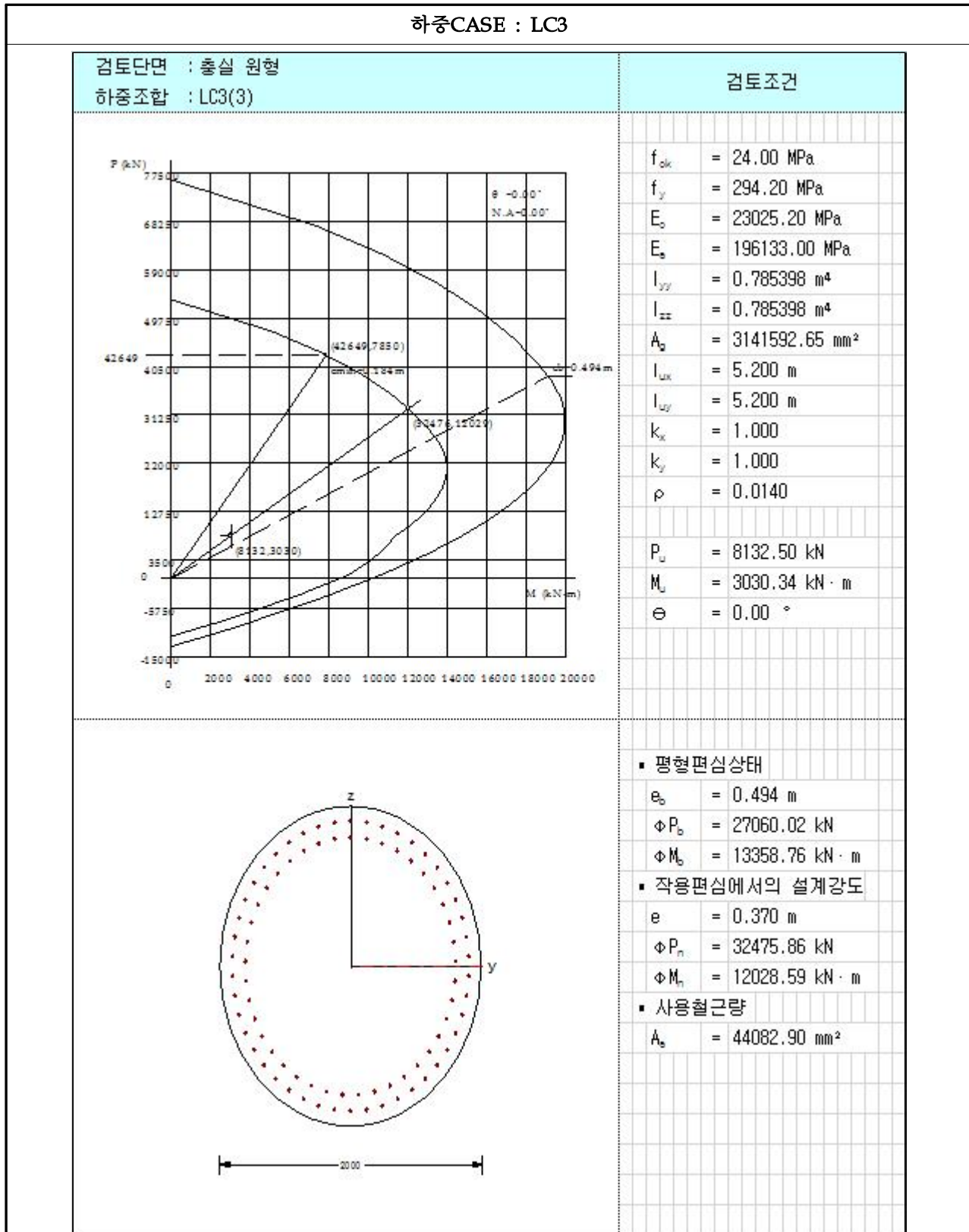
【그림 5.4.23】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(부산)

(2) 하중CASE : LC2



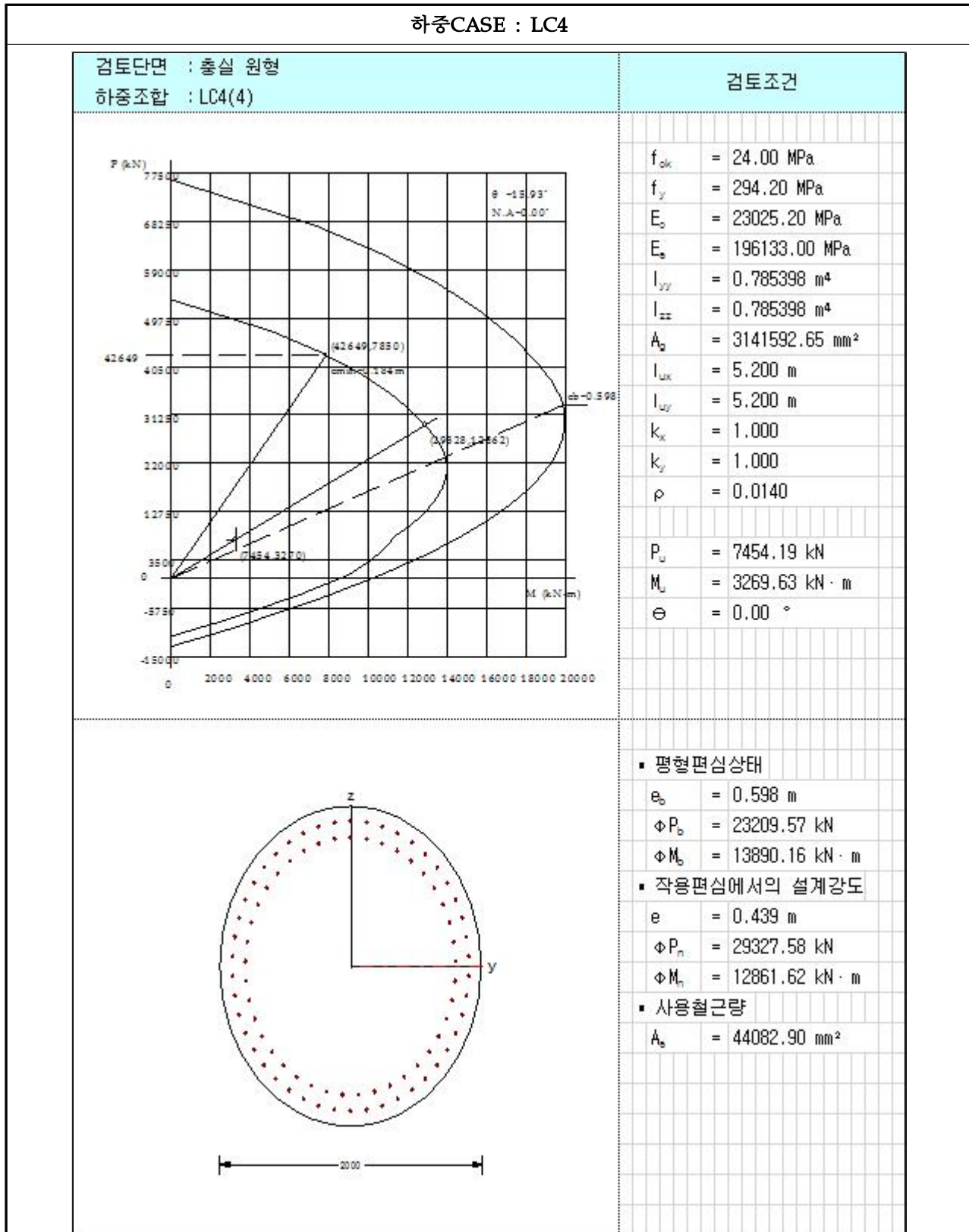
【그림 5.4.24】 P-M 상관도(하중CASE : LC2)(부산)

(3) 하중CASE : LC3



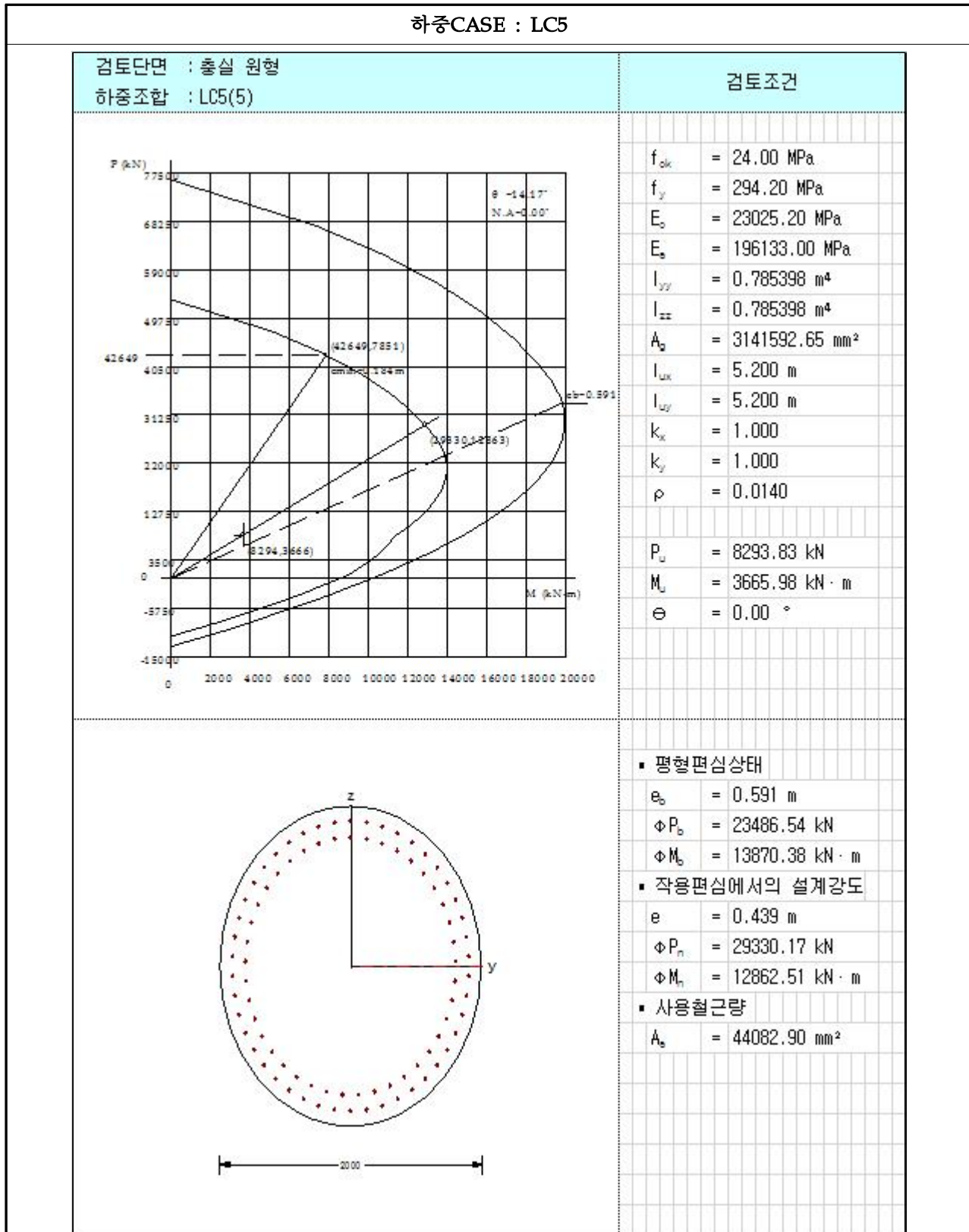
【그림 5.4.25】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(부산)

(4) 하중CASE : LC4



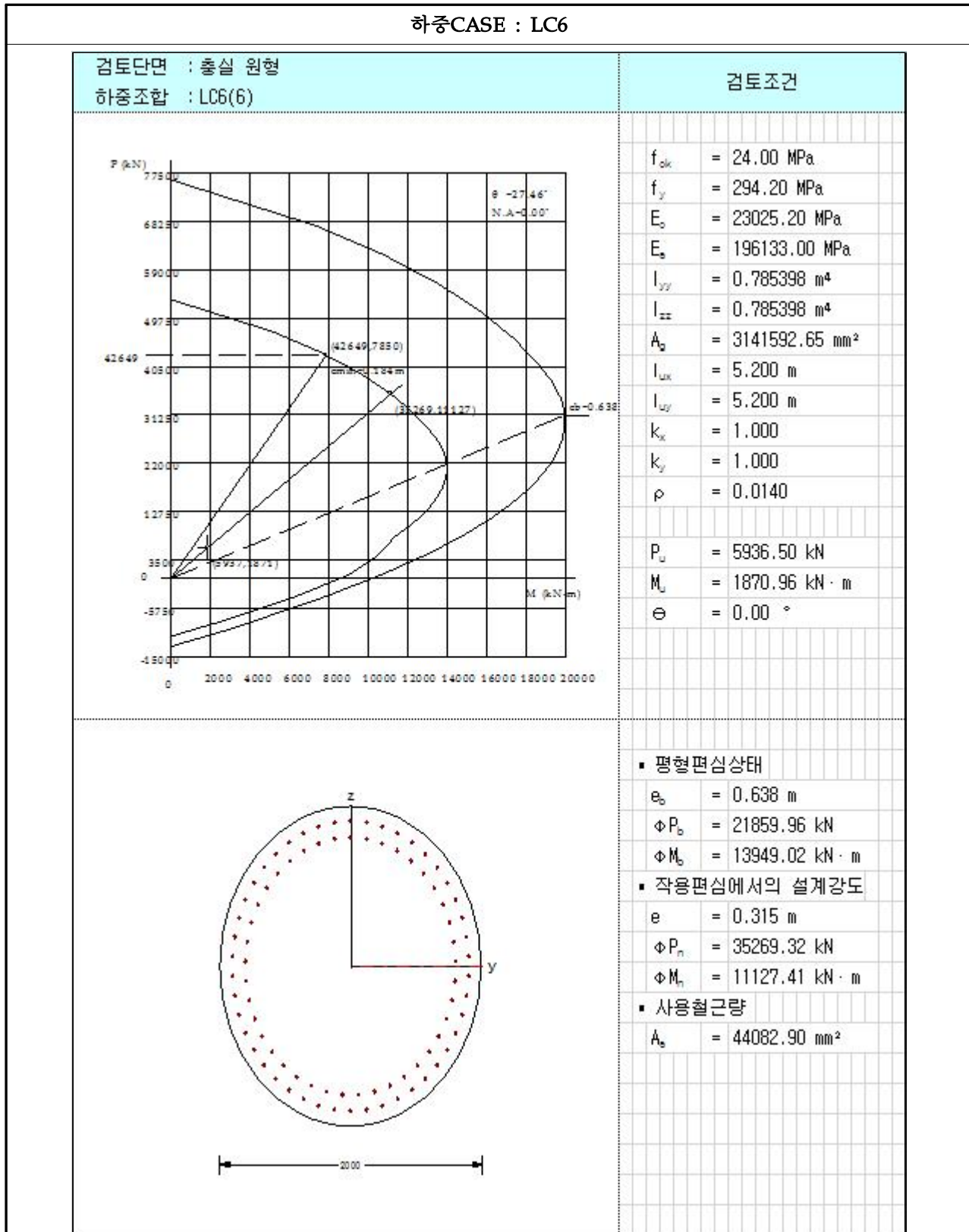
【그림 5.4.26】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(부산)

(5) 하중CASE : LC5



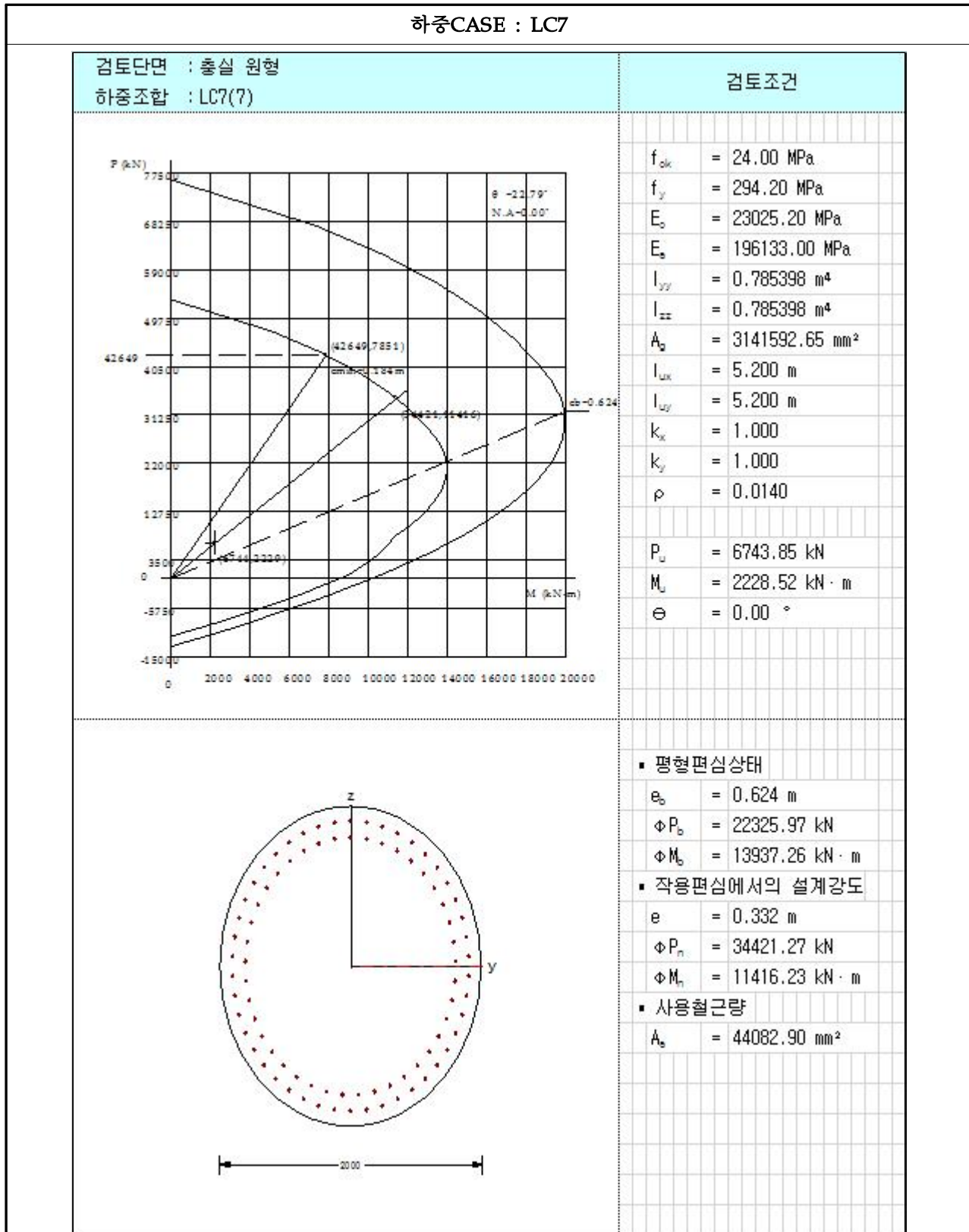
【그림 5.4.27】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(부산)

(6) 하중CASE : LC6



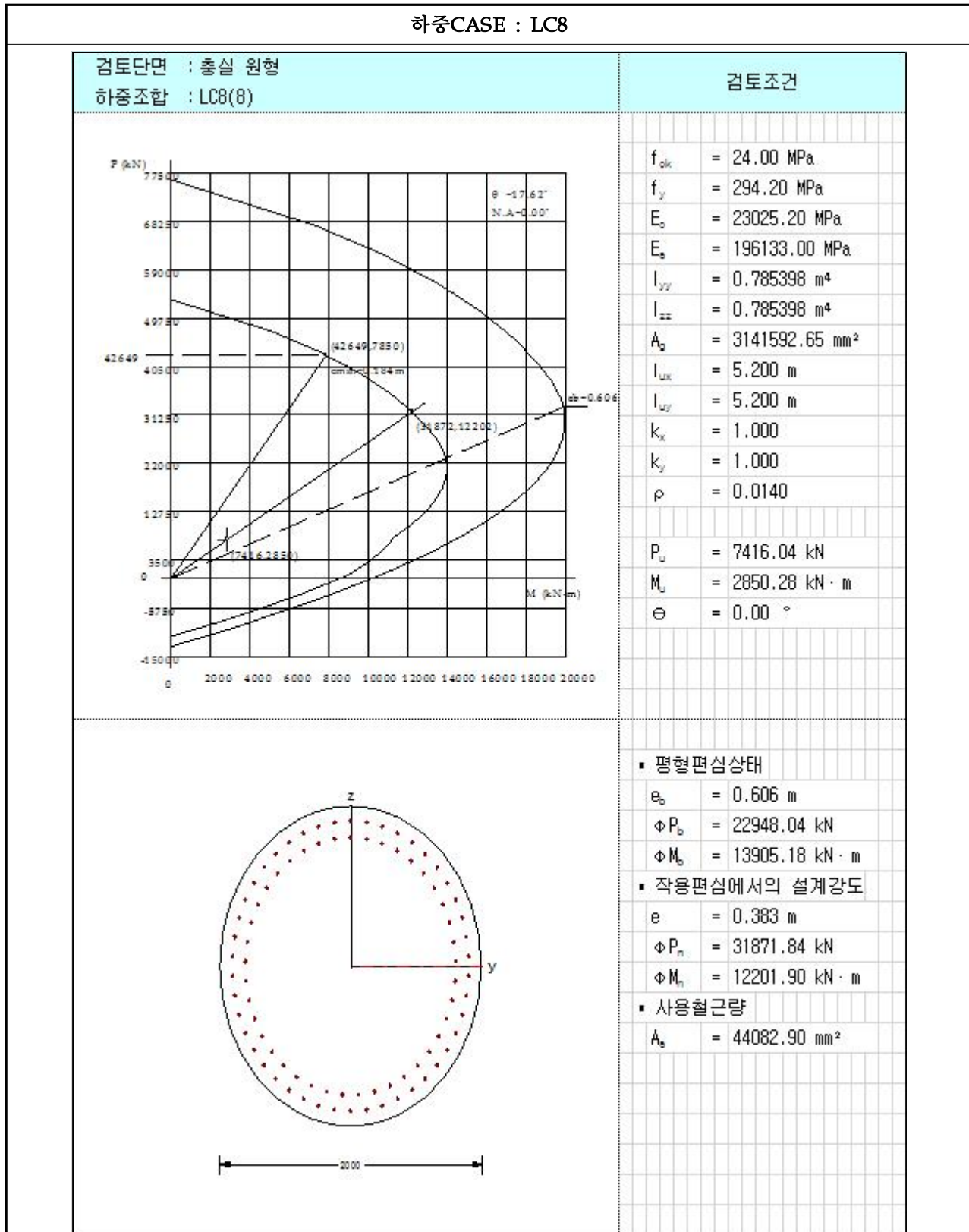
【그림 5.4.28】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(부산)

(7) 하중CASE : LC7



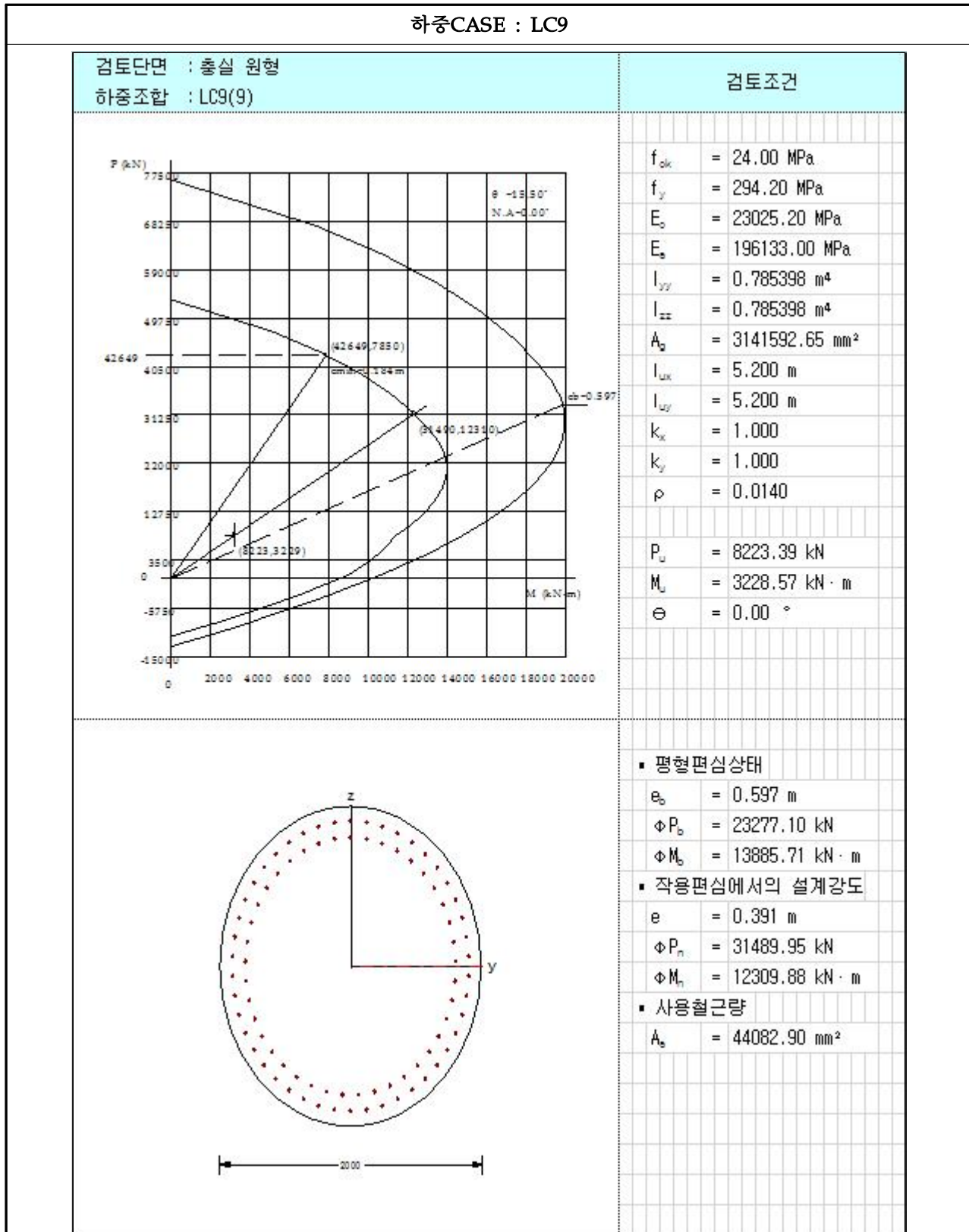
【그림 5.4.29】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(부산)

(8) 하중CASE : LC8



【그림 5.4.30】 P-M 상관도(하중CASE : LC8)(부산)

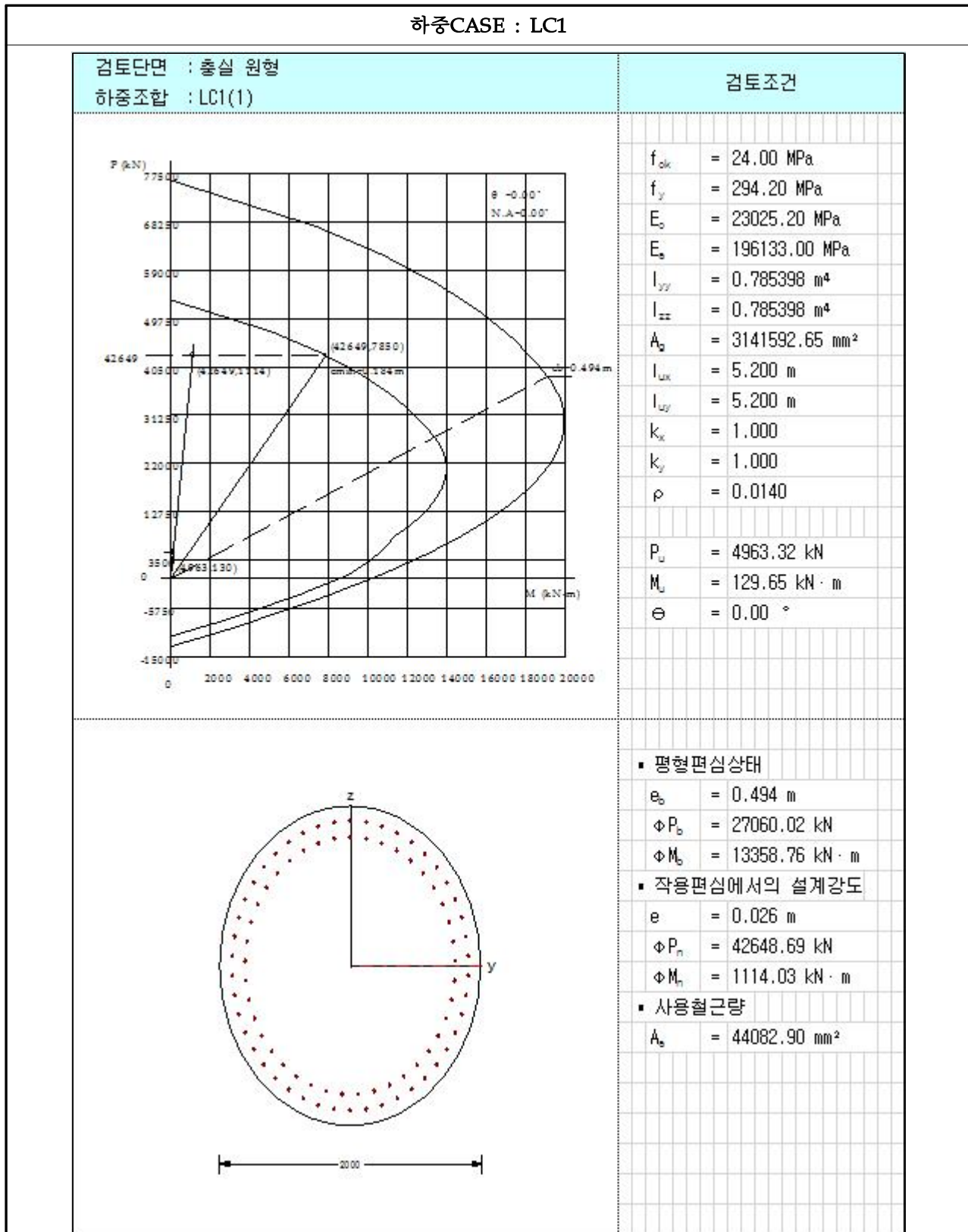
(9) 하중CASE : LC9



【그림 5.431】 P-M 상관도(하중CASE : LC9)(부산)

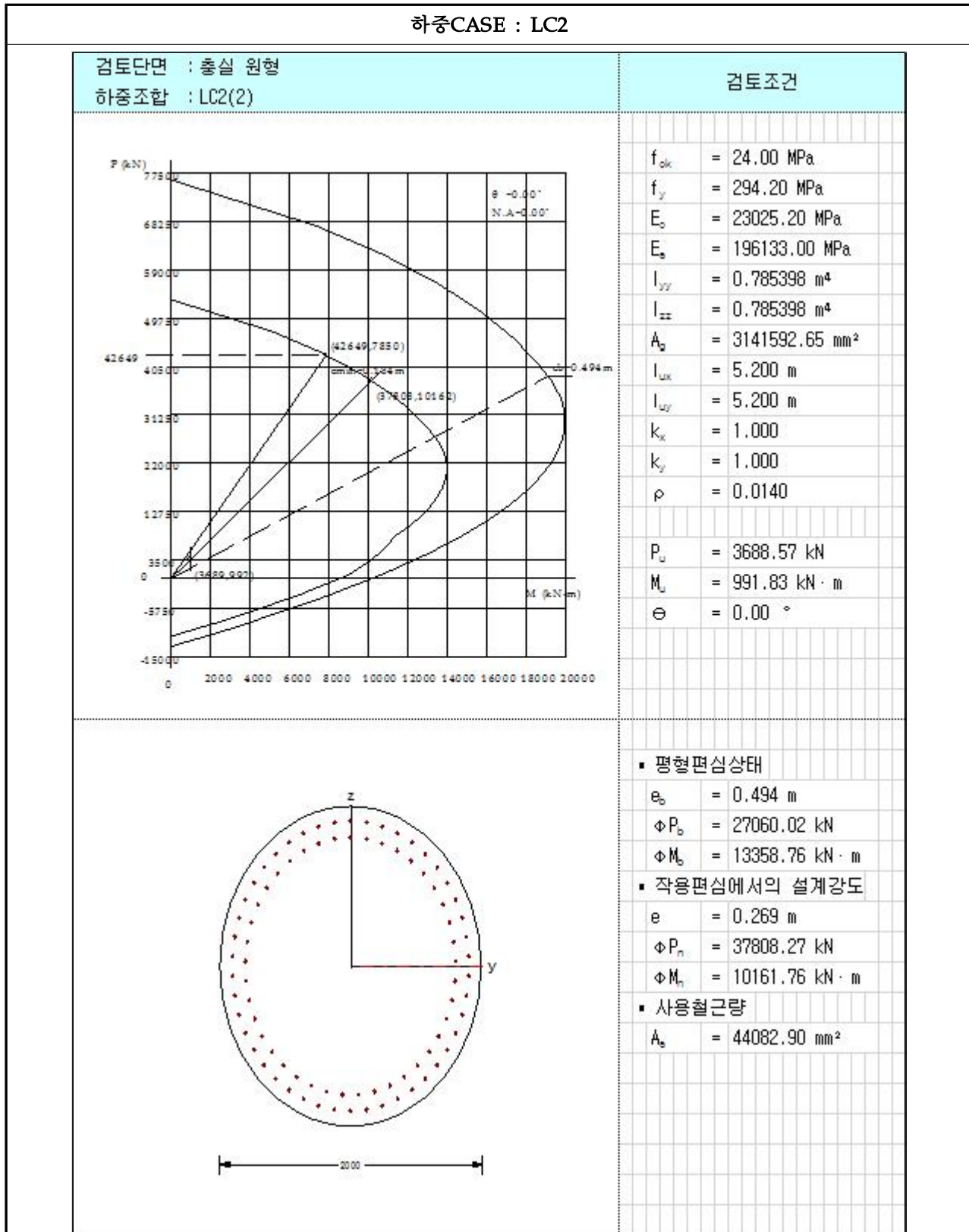
라) P-M 상관도(단면-2)

(1) 하중CASE : LC1



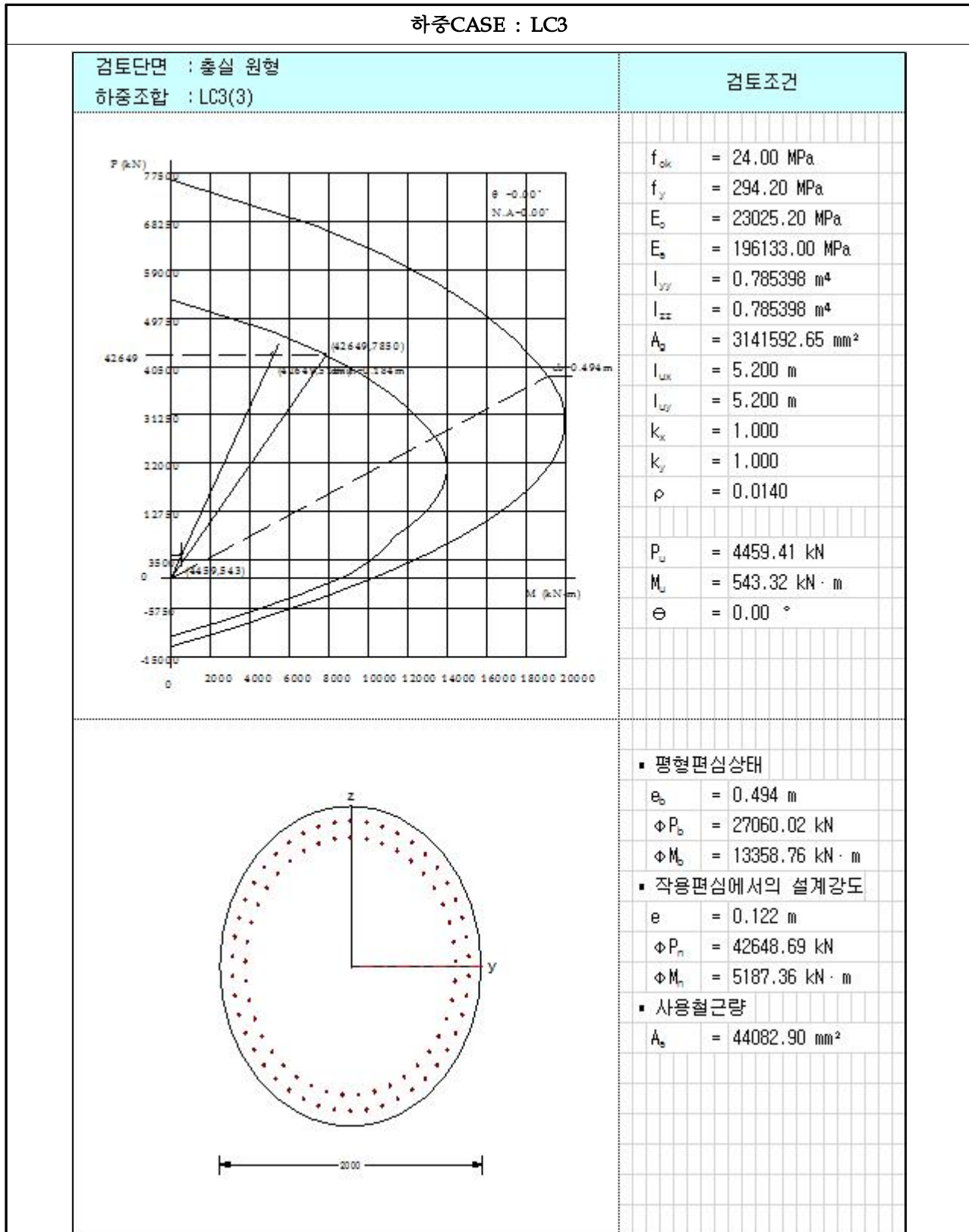
【그림 5.4.32】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(부산)

(2) 하중CASE : LC2



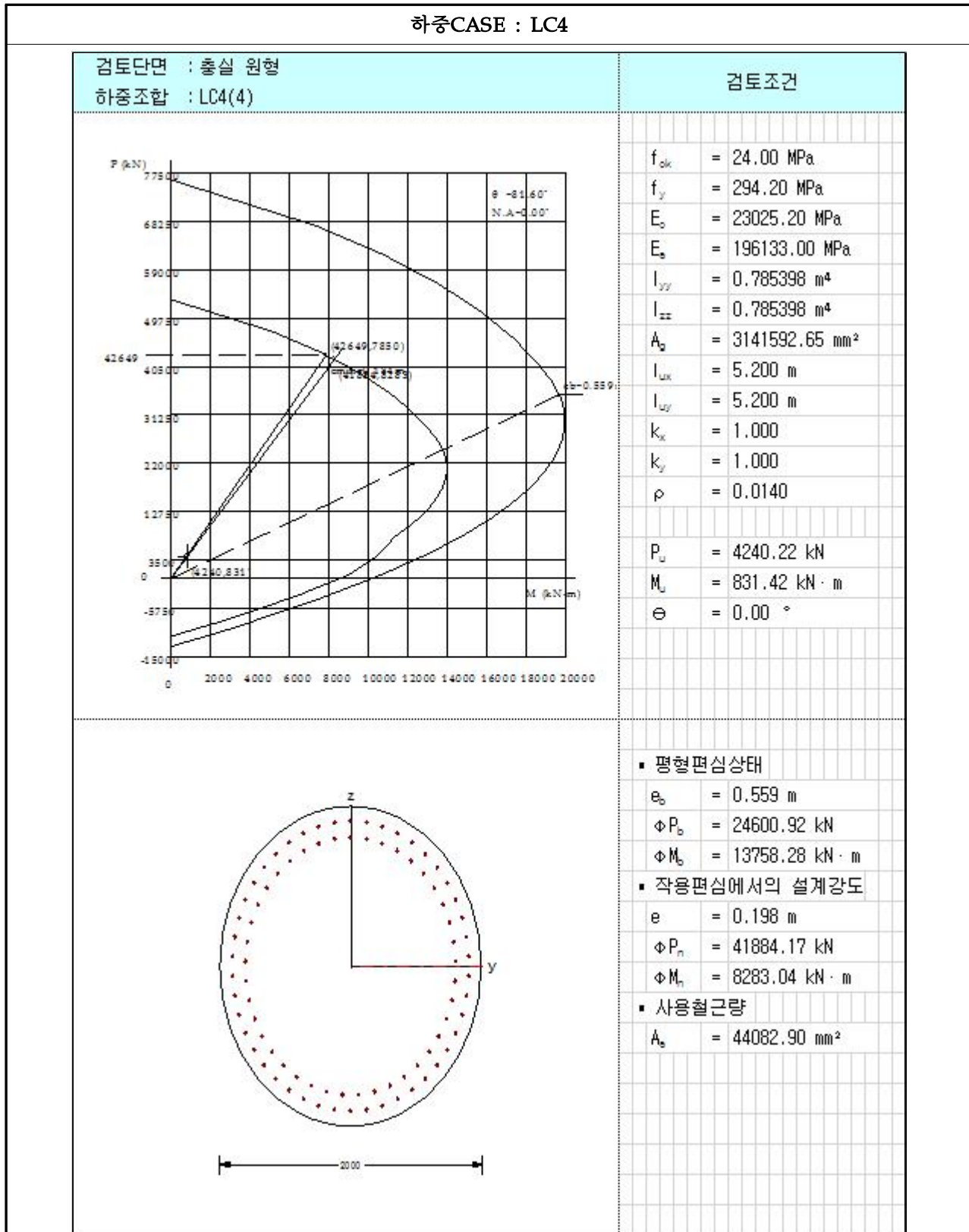
【그림 5.4.33】 P-M 상관도(하중CASE : LC2)(부산)

(3) 하중CASE : LC3



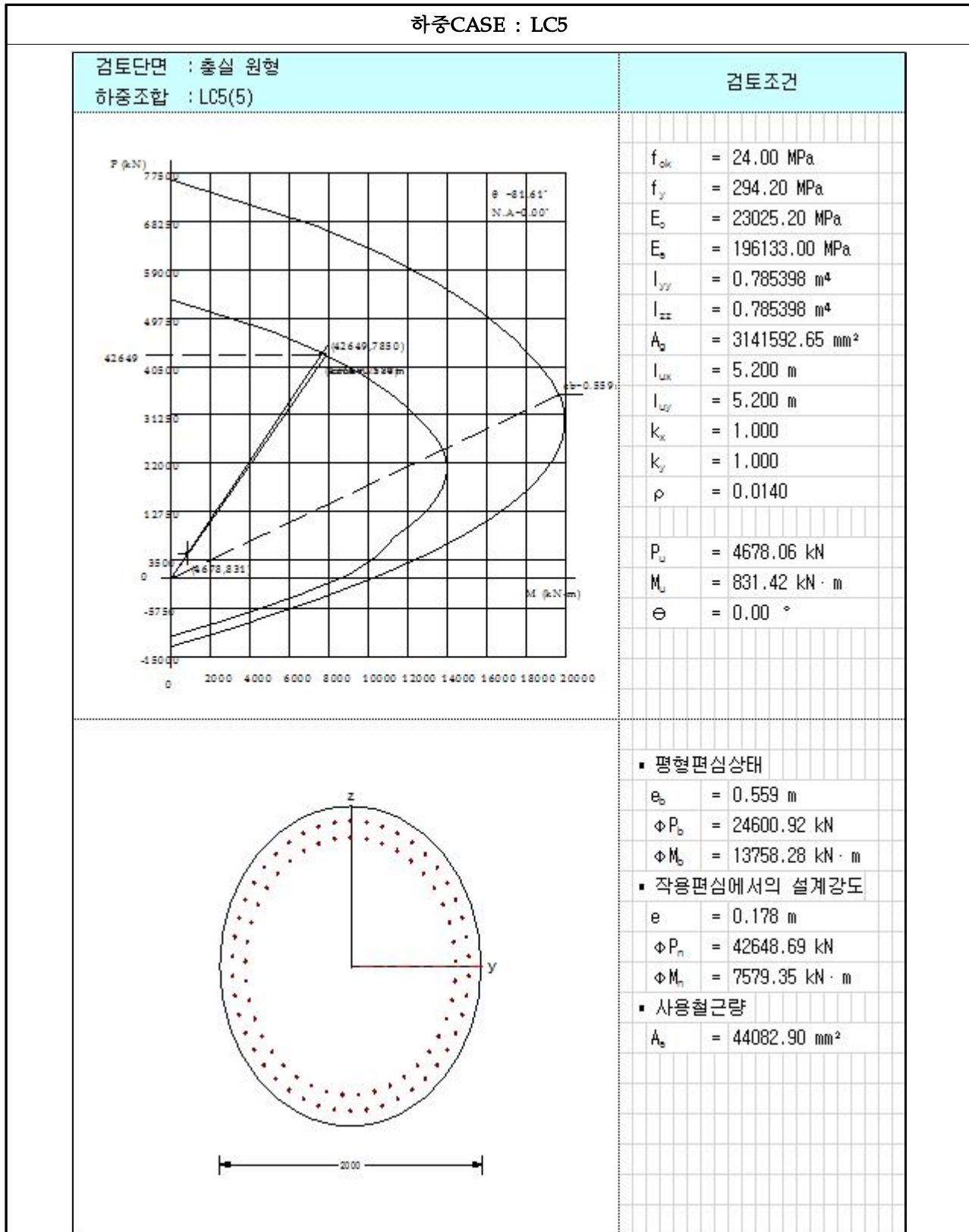
【그림 5.4.34】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(부산)

(4) 하중CASE : LC4



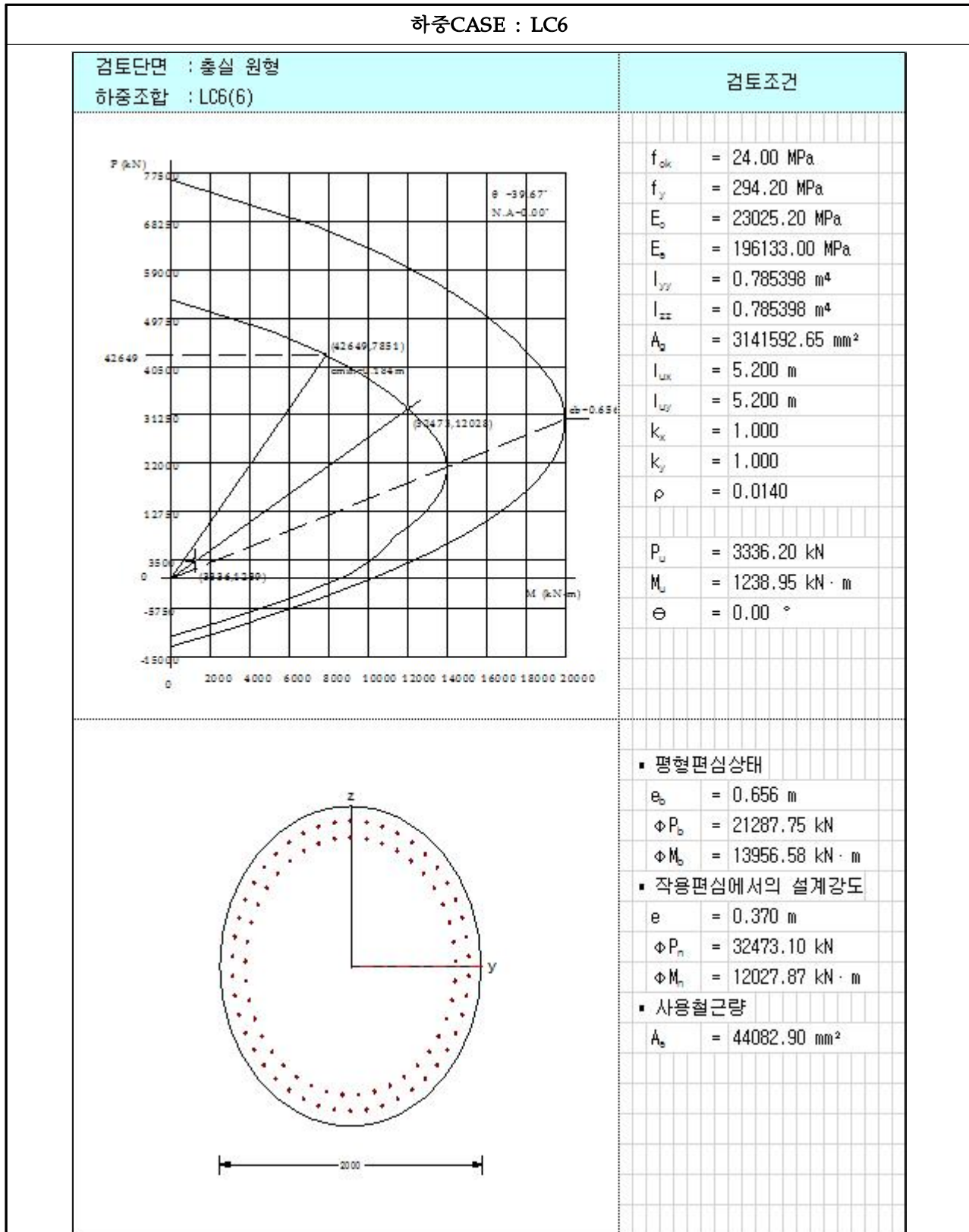
【그림 5.4.35】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(부산)

(5) 하중CASE : LC5



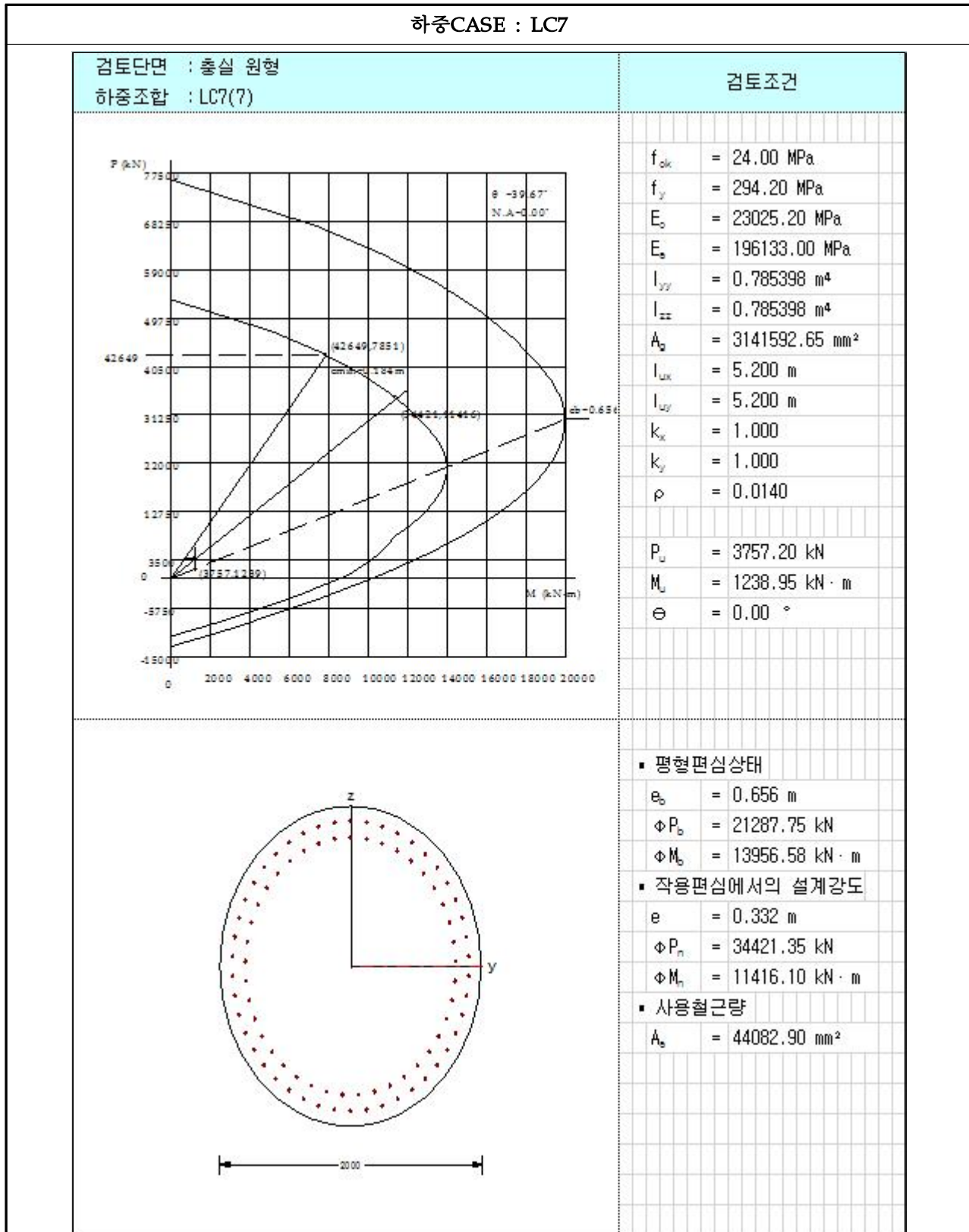
【그림 5.4.36】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(부산)

(6) 하중CASE : LC6



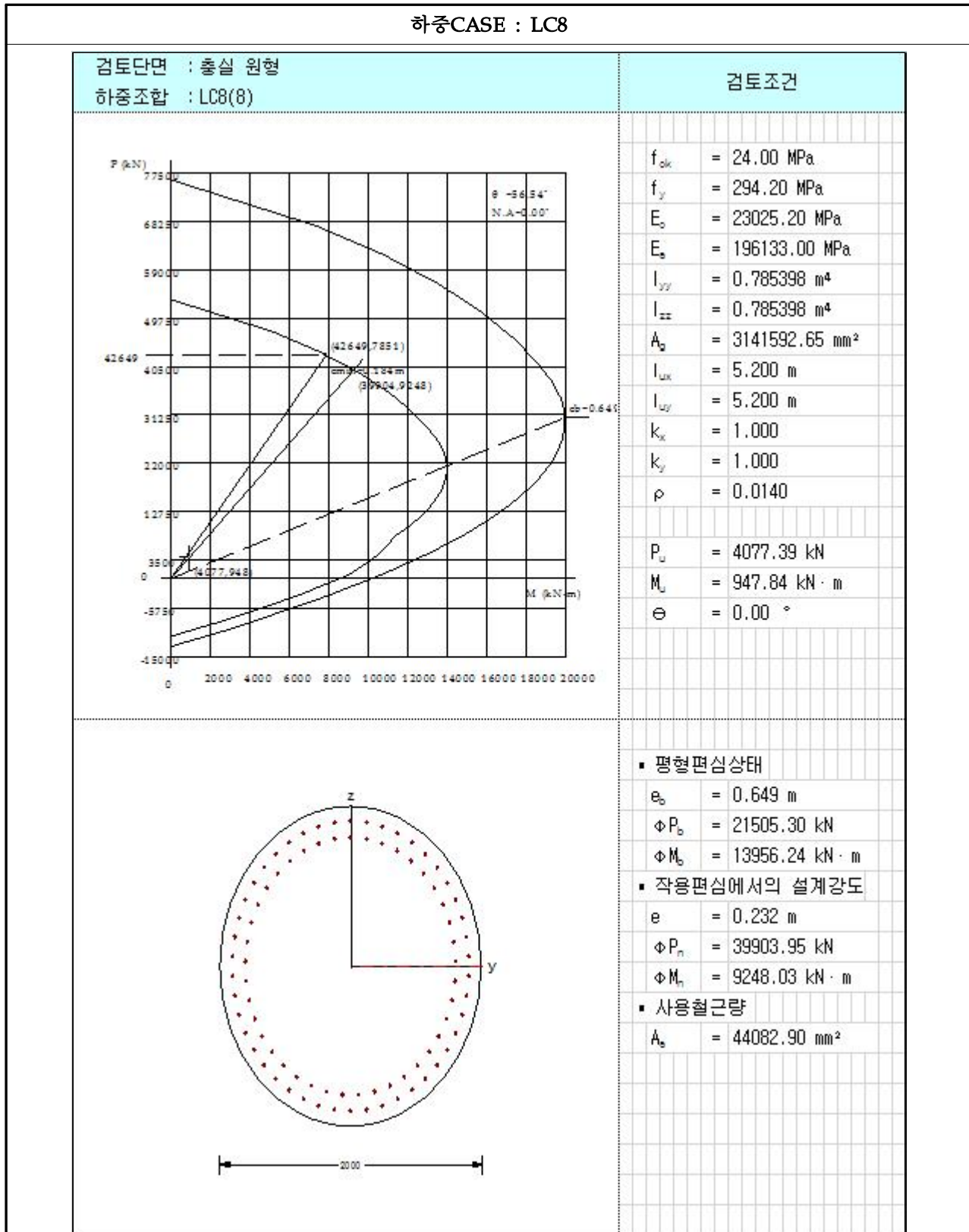
【그림 5.4.37】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(부산)

(7) 하중CASE : LC7



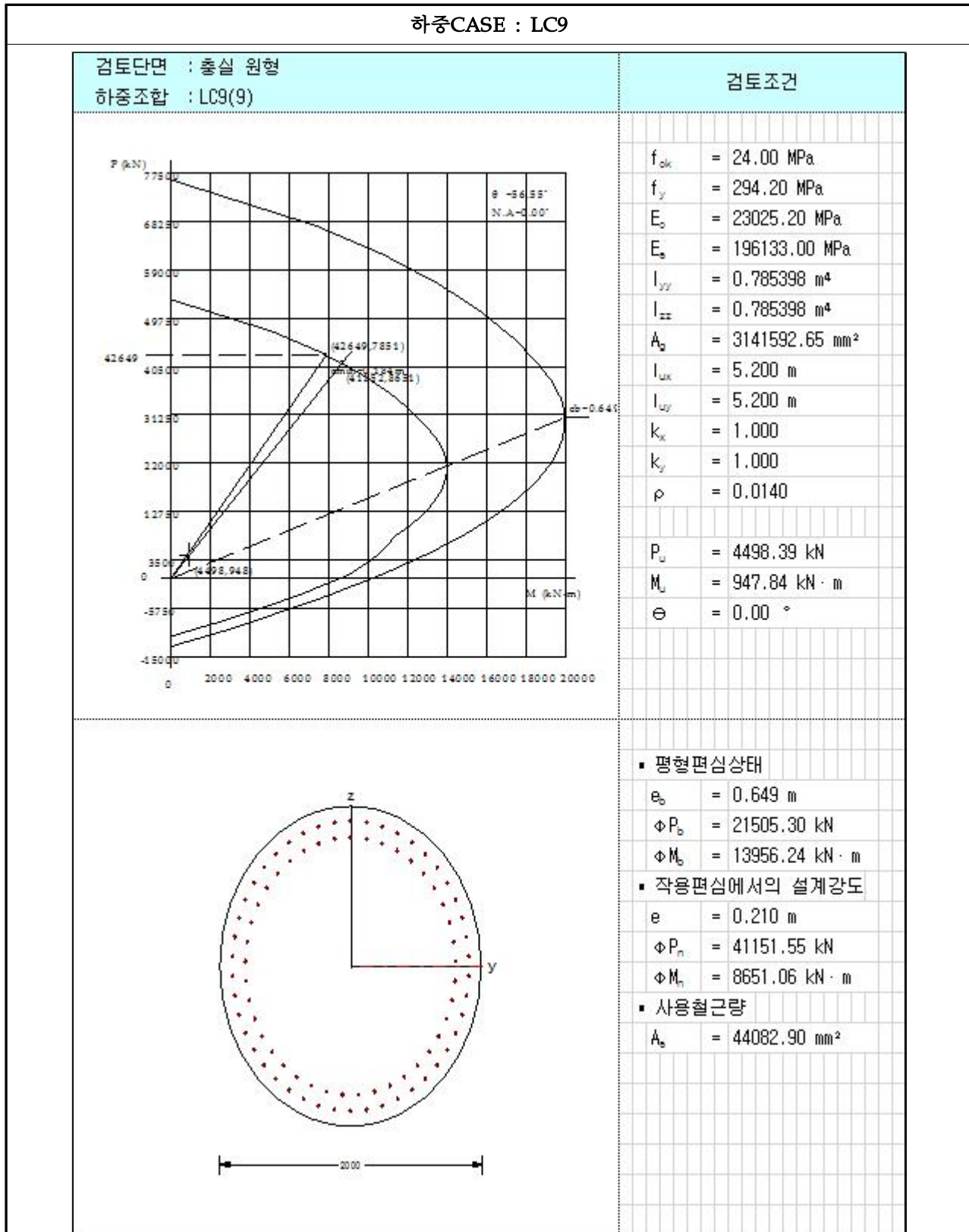
【그림 5.4.38】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(부산)

(8) 하중CASE : LC8



【그림 5.4.39】 P-M 상관도(하중CASE : LC8)(부산)

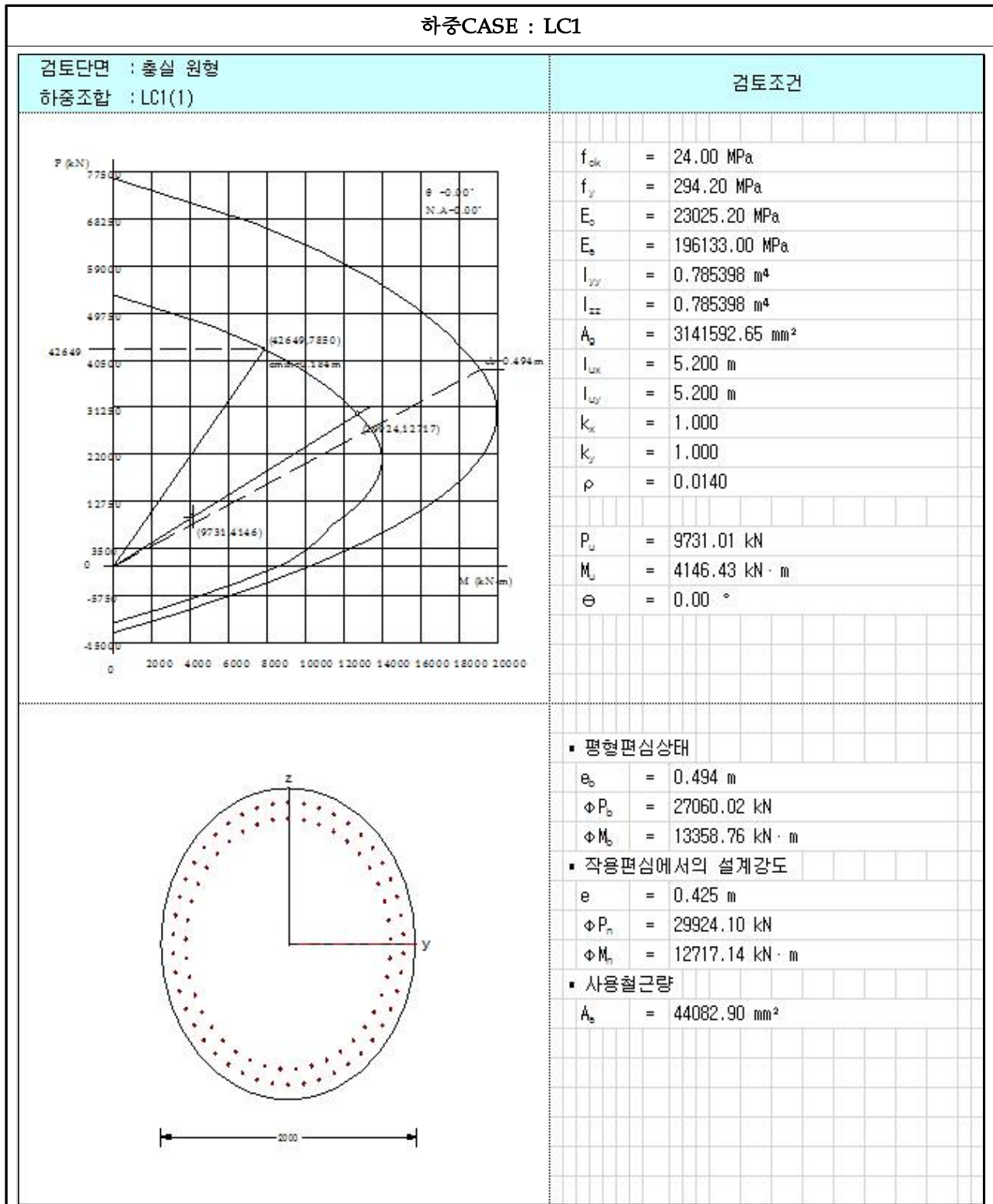
(9) 하중CASE : LC9



【그림 5.440】 P-M 상관도(하중CASE : LC9)(부산)

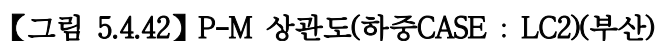
마) P-M 상관도(단면-3)

(1) 하중CASE : LC1

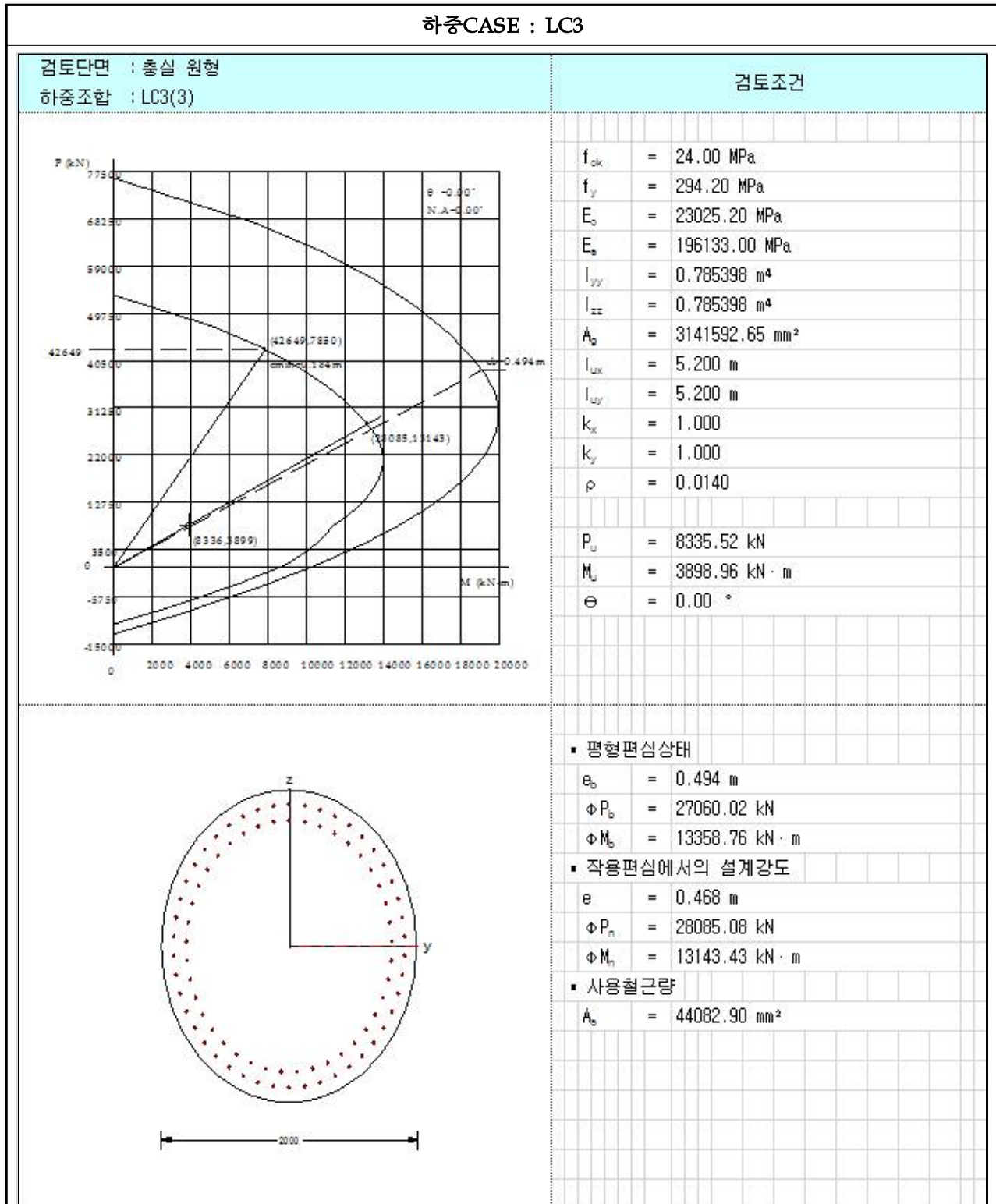


【그림 5.4.41】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(부산)

하중CASE : LC2

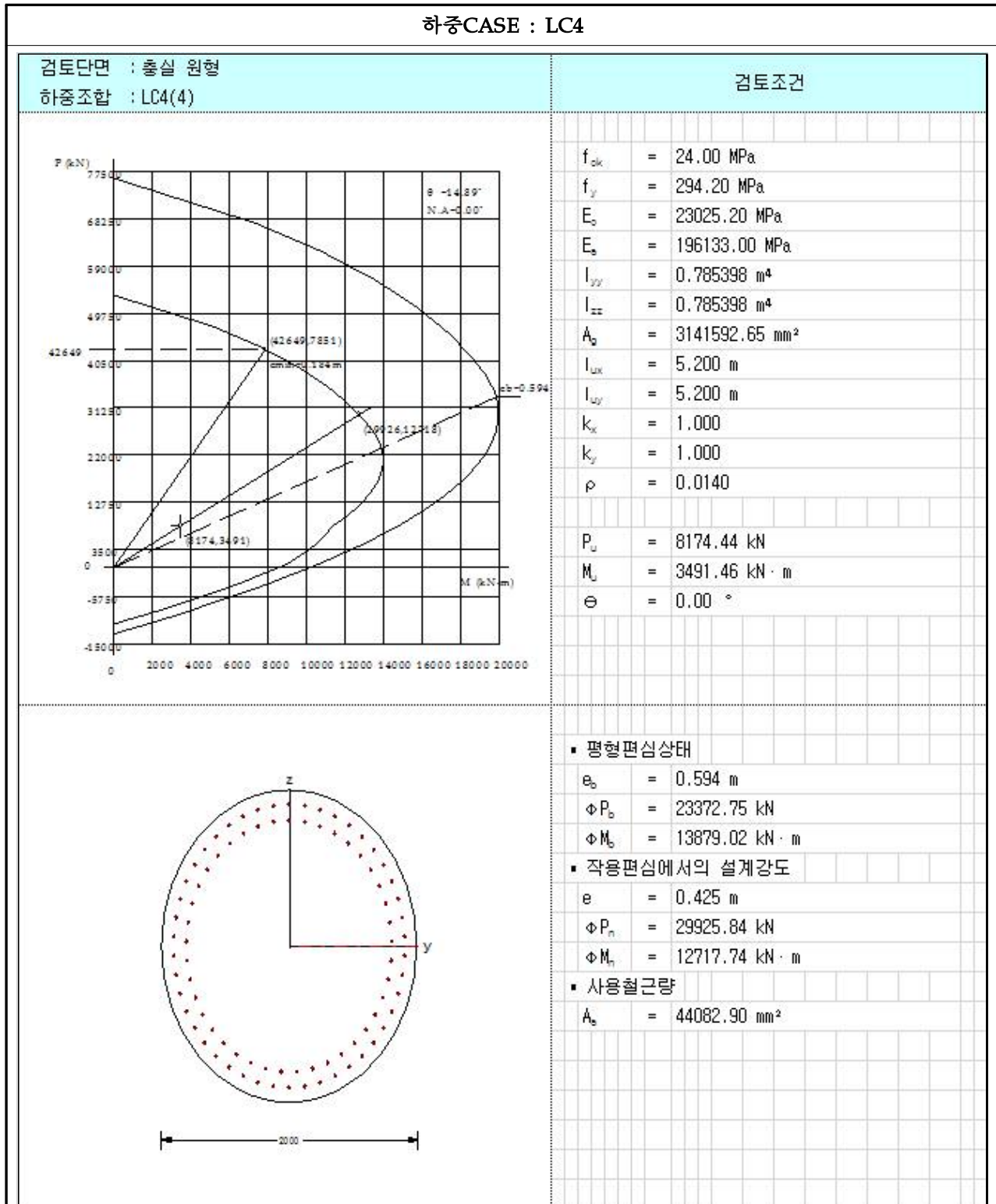


(3) 하중CASE : LC3



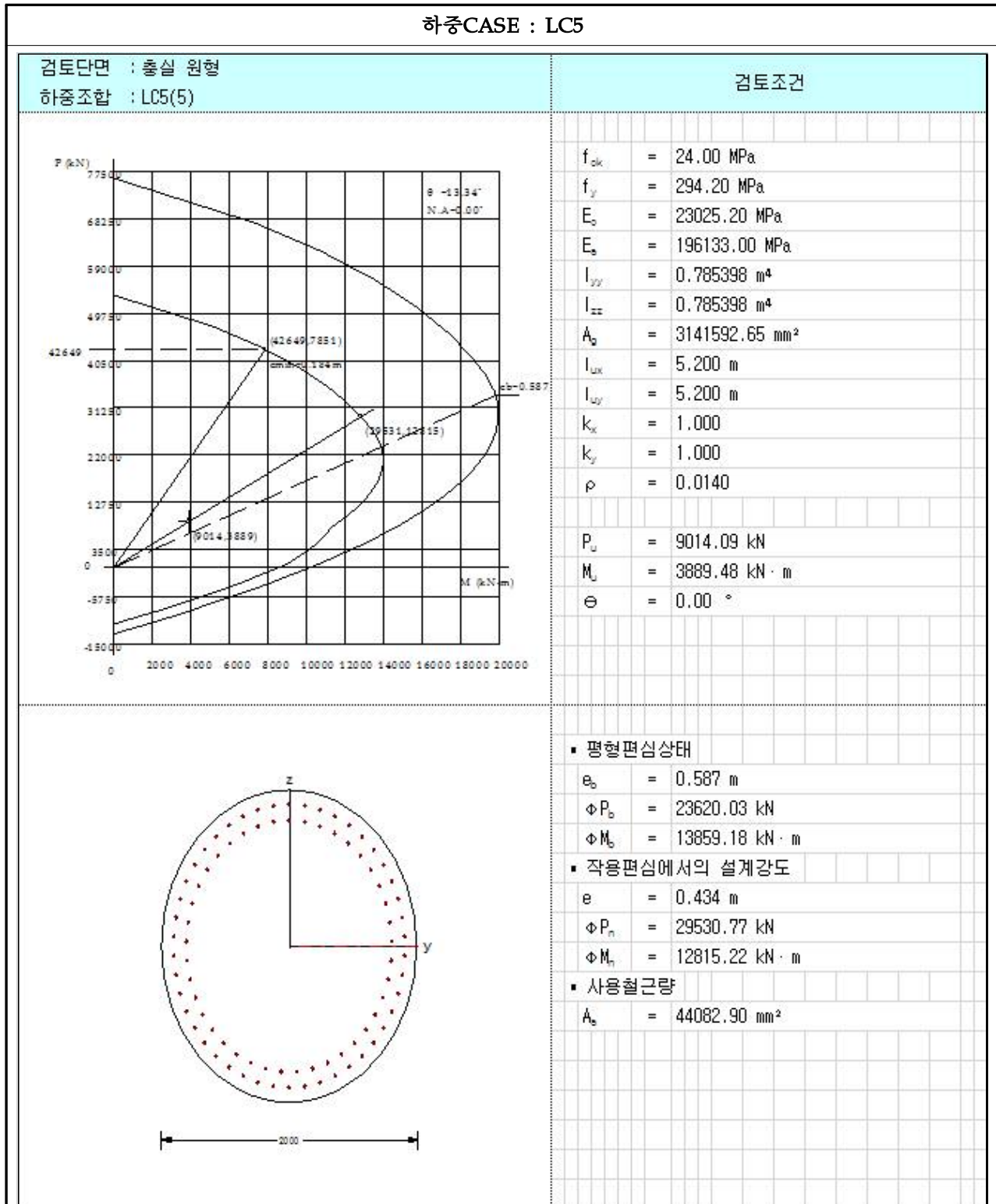
【그림 5.4.43】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(부산)

(4) 하중CASE : LC4



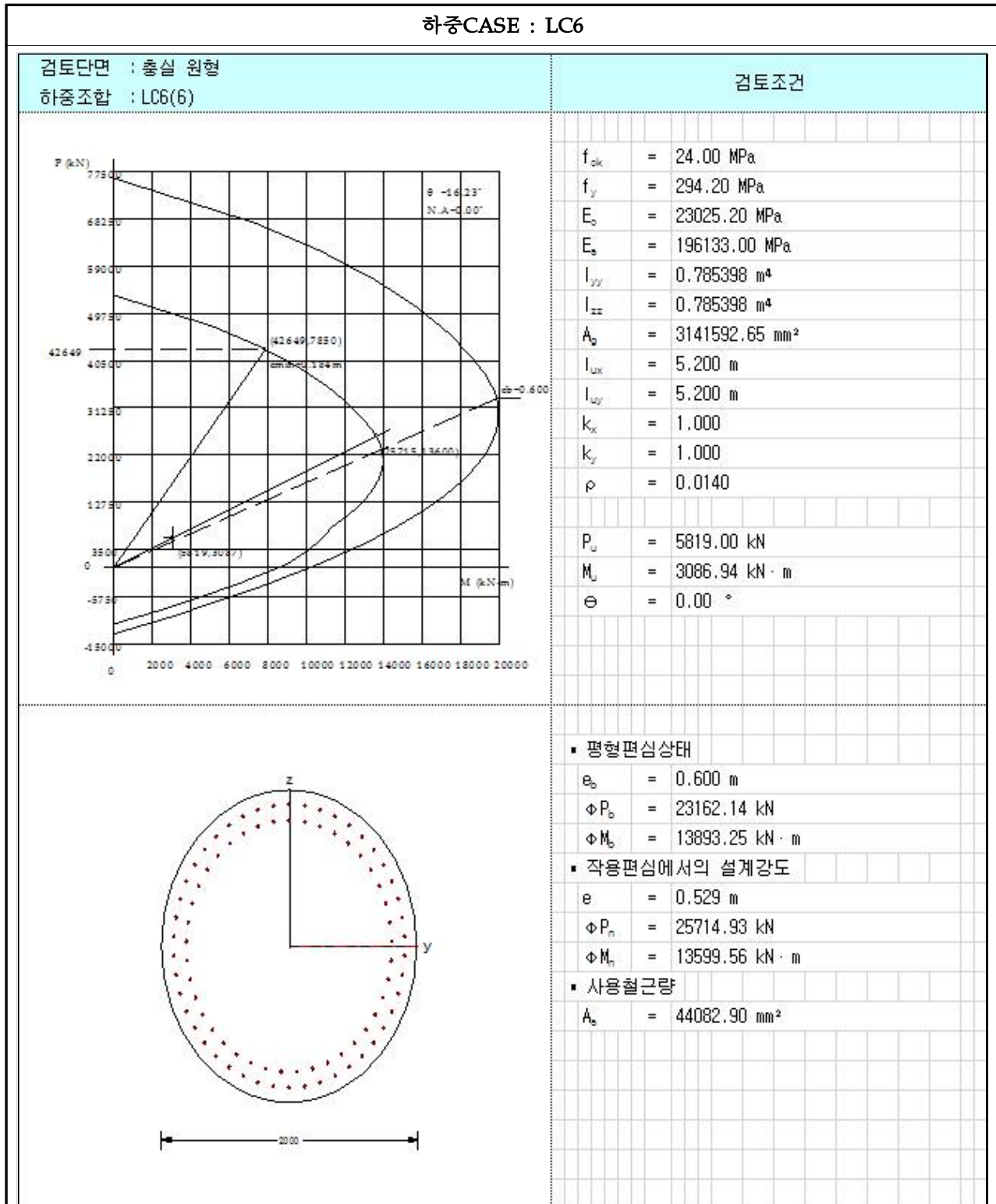
【그림 5.444】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(부산)

(5) 하중CASE : LC5



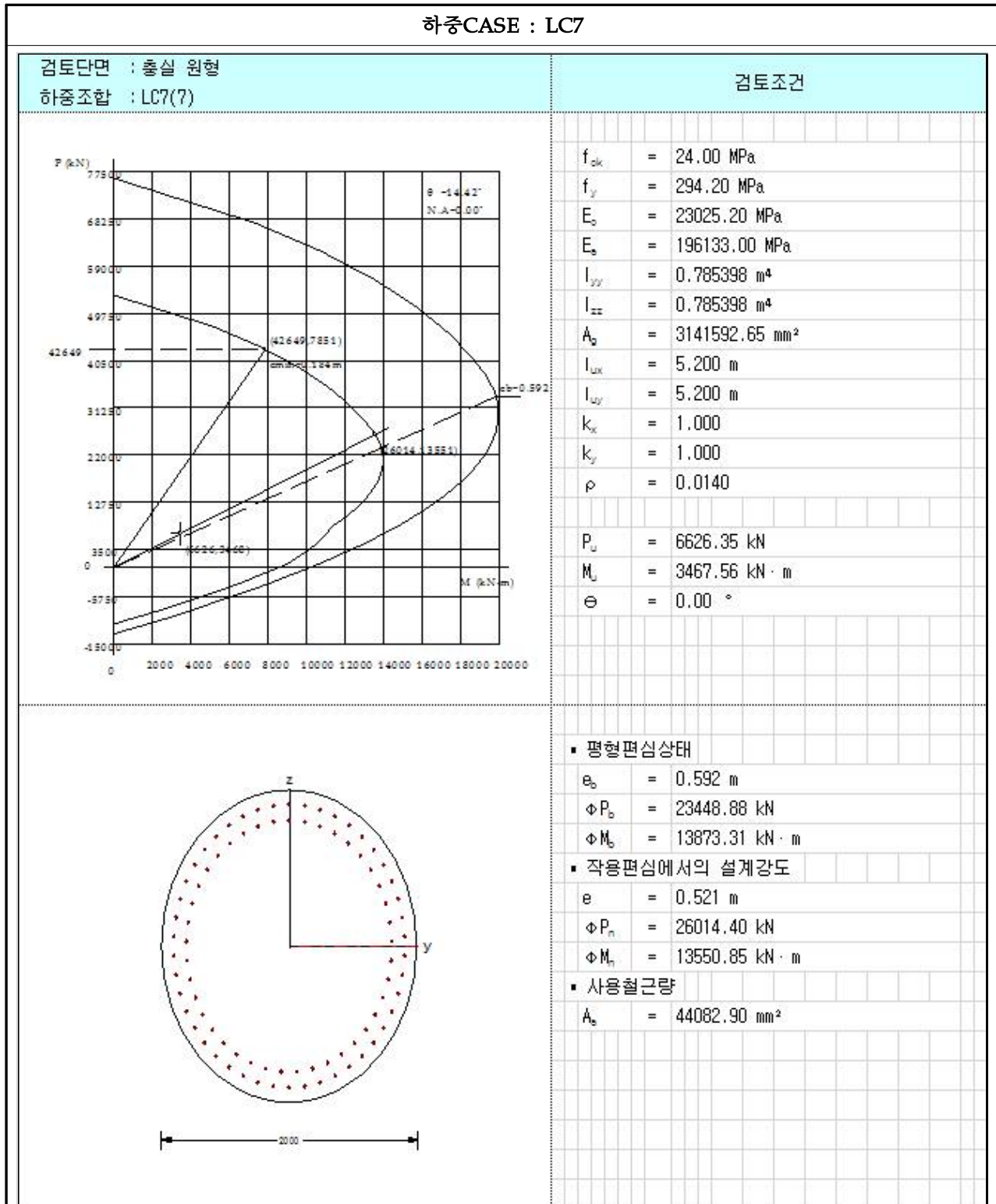
【그림 5.445】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(부산)

(6) 하중CASE : LC6



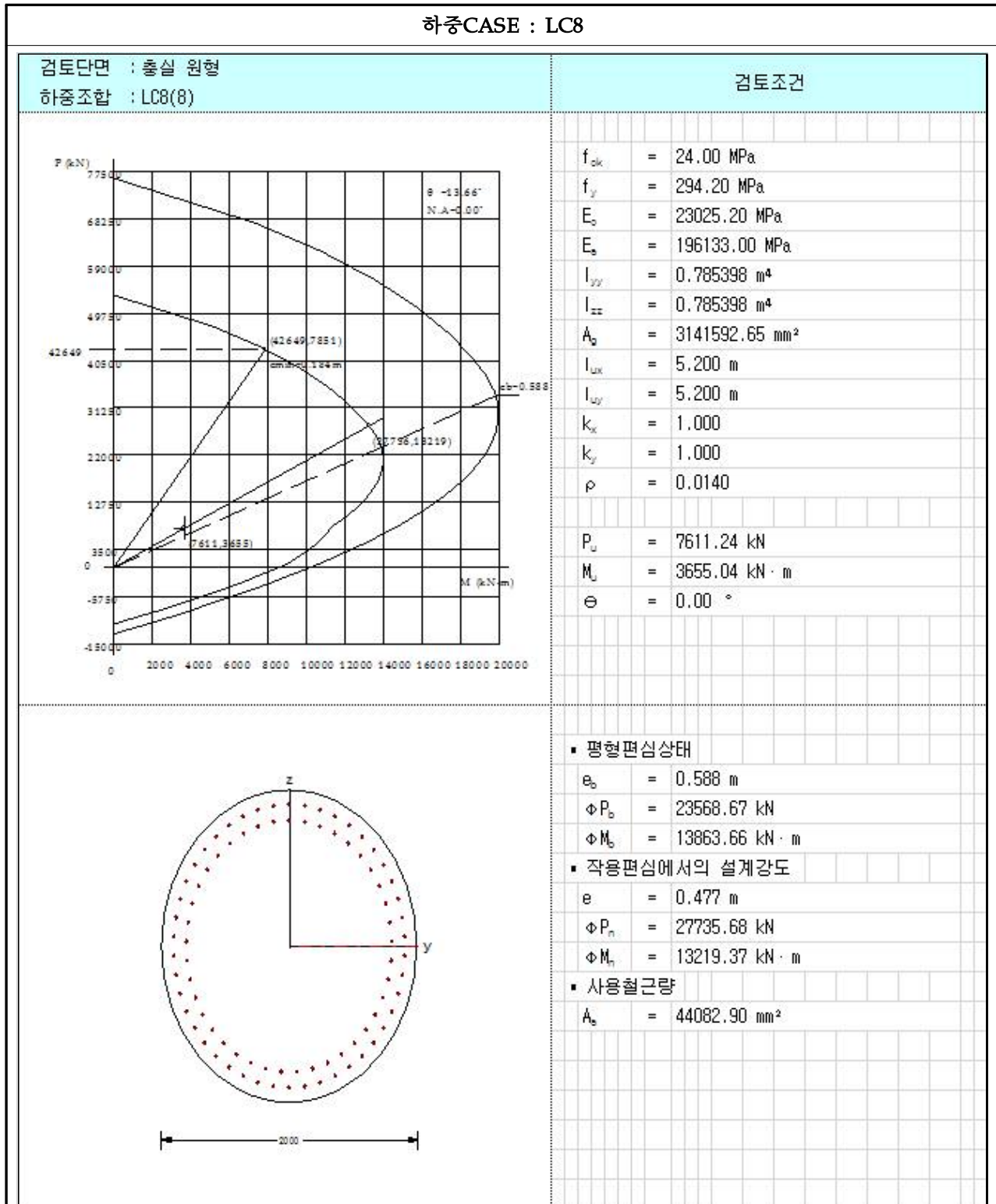
【그림 5.446】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(부산)

(7) 하중CASE : LC7



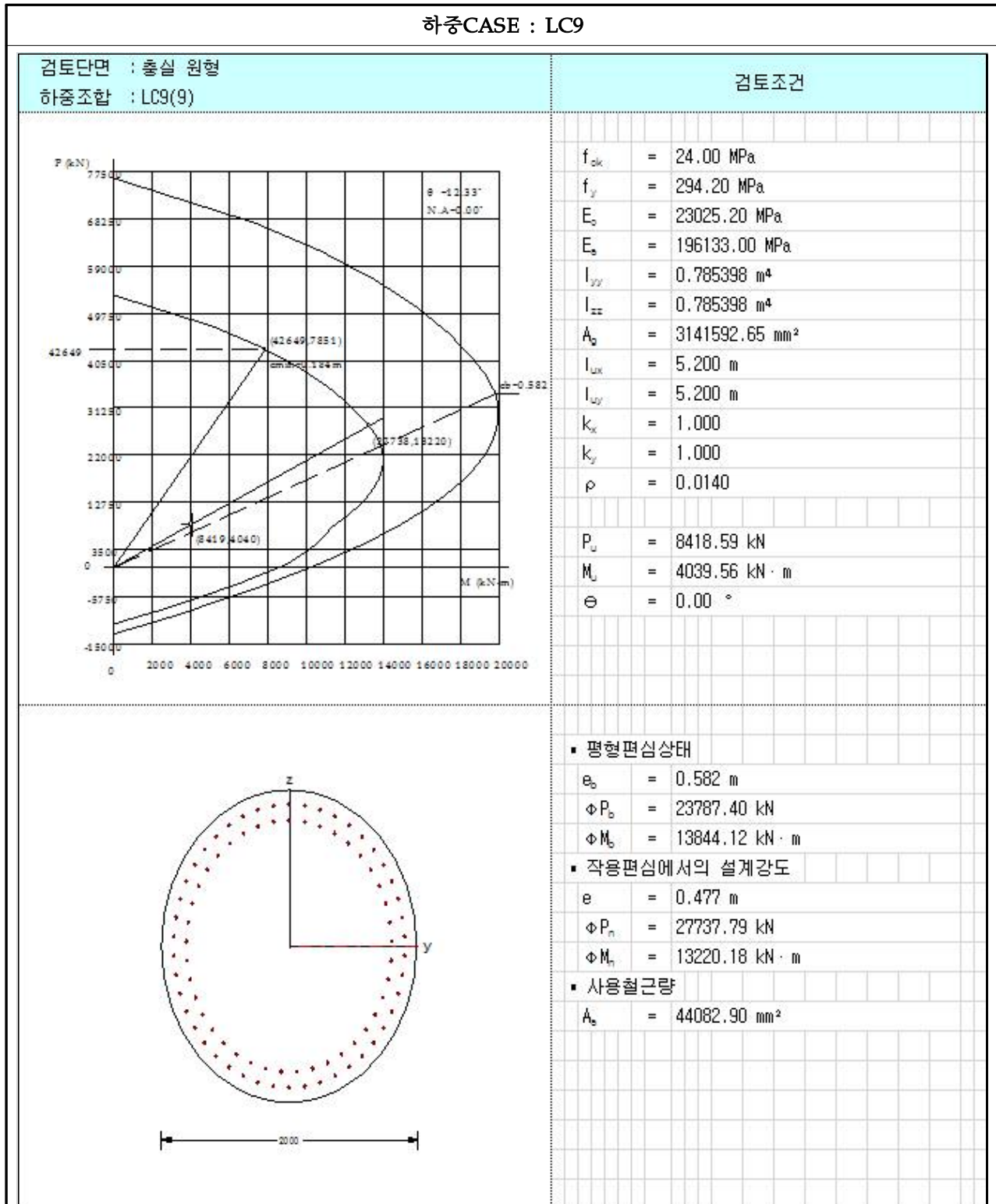
【그림 5.4.47】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(부산)

(8) 하중CASE : LC8



【그림 5.448】 P-M 상관도(하중CASE : LC8)(부산)

(9) 하중CASE : LC9



【그림 5.4.49】 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	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{47.362} = 4.012$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{72.274} = 2.629$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{83.218} = 2.283$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{131.646} = 1.443$	A	MPa
	부모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{119.294} = 1.593$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{119.000} = 1.597$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{116.765}{74.060} = 1.577$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.96}{72.316} = 1.465$	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	9,424.654	23,432.122	2.486	5,603.343	13,962.857	2.492	O.K
LC2	7,332.409	32,438.283	4.424	2,756.431	12,125.002	4.399	O.K
LC3	8,773.746	27,071.319	3.085	4,317.126	13,443.607	3.114	O.K
LC4	8,207.293	22,423.086	2.732	5,091.102	14,021.057	2.754	O.K
LC5	8,491.725	22,421.240	2.640	5,278.952	14,019.994	2.656	O.K
LC6	6,913.647	28,836.765	4.171	3,112.882	13,062.036	4.196	O.K
LC7	7,187.140	28,837.502	4.012	3,273.389	13,062.203	3.990	O.K
LC8	8,299.548	25,750.654	3.103	4,427.938	13,680.403	3.090	O.K
LC9	8,573.041	25,446.854	2.968	4,605.656	13,727.405	2.981	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	9,424.654	23,432.122	2.486	5,603.343	13,962.857	2.492	O.K
LC2	6,077.928	18,289.102	3.009	4,605.312	13,917.443	3.022	O.K
LC3	7,925.271	20,606.312	2.600	5,369.540	14,043.058	2.615	O.K
LC4	8,207.293	22,423.086	2.732	5,091.102	14,021.057	2.754	O.K
LC5	8,491.725	22,421.240	2.640	5,278.952	14,019.994	2.656	O.K
LC6	5,707.415	16,564.600	2.902	4,682.988	13,718.710	2.929	O.K
LC7	5,980.908	16,898.481	2.825	4,862.404	13,763.002	2.830	O.K
LC8	7,483.707	19,408.943	2.593	5,369.938	13,998.847	2.607	O.K
LC9	7,757.199	19,411.117	2.502	5,552.749	13,998.972	2.521	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	116.765	12.100	27.130	74.060	$\frac{116.765-1.3 \times 12.100}{2.15 \times 27.130}$	1.732	DB-24 이상
중앙부	105.960	4.544	30.888	72.316	$\frac{105.960-1.3 \times 4.544}{2.15 \times 30.888}$	1.507	“

【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	31.948	6.514	8.900	190	$\frac{190-(31.948+6.514)}{8.900(1+0.1875)}$	14.338	DB24 이상
		하부 플랜지	34.478	15.972	21.824	190	$\frac{190-(34.478+15.972)}{21.824(1+0.1875)}$	5.385	“
	지점부	상부 플랜지	70.899	18.139	30.256	190	$\frac{190-(70.899+18.139)}{30.256(1+0.1765)}$	2.836	“
		하부 플랜지	61.272	21.637	36.091	190	$\frac{190-(61.272+21.637)}{36.091(1+0.1765)}$	2.522	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	58.369	8.192	16.657	190	$\frac{190-(58.369+8.192)}{16.657(1+0.1667)}$	6.352	“
		하부 플랜지	63.817	22.361	45.468	190	$\frac{190-(63.817+22.361)}{45.468(1+0.1667)}$	1.957	“

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	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{45.058} = 4.217$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{72.839} = 2.608$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{74.556} = 2.548$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{111.939} = 1.697$	A	MPa
	부모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{129.102} = 1.472$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{129.765} = 1.464$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{213.754}{74.060} = 2.886$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{192.696}{90.968} = 2.118$	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	8,961.913	29,526.556	3.295	3,900.730	12,813.831	3.285	O.K
LC2	6,593.783	36,401.091	5.521	1,931.636	10,713.440	5.546	O.K
LC3	8,132.499	32,475.864	3.993	3,030.344	12,028.586	3.969	O.K
LC4	7,454.189	29,327.579	3.934	3,269.630	12,861.621	3.934	O.K
LC5	8,293.833	29,330.171	3.536	3,665.983	12,862.511	3.509	O.K
LC6	5,936.500	35,269.323	5.941	1,870.962	11,127.407	5.947	O.K
LC7	6,743.851	34,421.266	5.104	2,228.524	11,416.230	5.123	O.K
LC8	7,416.035	31,871.836	4.298	2,850.278	12,201.897	4.281	O.K
LC9	8,223.386	31,489.948	3.829	3,228.569	12,309.883	3.813	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	4,963.320	42,648.685	8.593	129.647	1,114.031	8.593	O.K
LC2	3,688.572	37,808.266	10.250	991.830	10,161.760	10.245	O.K
LC3	4,459.405	42,648.685	9.564	543.315	5,187.355	9.548	O.K
LC4	4,240.223	41,884.165	9.878	831.421	8,283.040	9.963	O.K
LC5	4,678.064	42,648.685	9.117	831.421	7,579.354	9.116	O.K
LC6	3,336.203	32,473.096	9.734	1,238.947	12,027.865	9.708	O.K
LC7	3,757.204	34,421.353	9.161	1,238.947	11,416.099	9.214	O.K
LC8	4,077.389	39,903.945	9.787	947.840	9,248.029	9.757	O.K
LC9	4,498.390	41,151.546	9.148	947.840	8,651.057	9.127	O.K

【표 5.5.9】 하부구조 안전성 평가결과(단면-3)(부산)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	축력비	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	9,731.005	29,924.095	3.075	4,146.428	12,717.144	3.067	O.K
LC2	6,471.577	26,670.971	4.121	3,287.603	13,436.013	4.087	O.K
LC3	8,335.516	28,085.083	3.369	3,898.958	13,143.429	3.371	O.K
LC4	8,174.442	29,925.840	3.661	3,491.459	12,717.740	3.643	O.K
LC5	9,014.087	29,530.767	3.276	3,889.484	12,815.216	3.295	O.K
LC6	5,818.995	25,714.929	4.419	3,086.941	13,599.558	4.406	O.K
LC7	6,626.346	26,014.400	3.926	3,467.564	13,550.845	3.908	O.K
LC8	7,611.243	27,735.683	3.644	3,655.039	13,219.365	3.617	O.K
LC9	8,418.594	27,737.794	3.295	4,039.558	13,220.179	3.273	O.K

5.5.2.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.10】 바닥판 기본내하력 산정(부산)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	213.754	12.1	27.13	74.060	$\frac{213.754-1.3 \times 12.1}{2.15 \times 27.13}$	3.395	DB-24 이상
중양부	192.696	7.625	37.7	90.968	$\frac{192.696-1.3 \times 7.625}{2.15 \times 37.7}$	2.255	“

【표 5.5.11】 거더 기본내하력 산정(부산)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중양부	상부 플랜지	33.098	3.366	8.594	190	$\frac{190-(33.098+3.366)}{8.594(1+0.1875)}$	15.045	DB24 이상
		하부 플랜지	35.719	10.448	26.672	190	$\frac{190-(35.719+10.448)}{26.672(1+0.1875)}$	4.541	“
	지점부	상부 플랜지	76.773	22.744	29.585	190	$\frac{190-(76.773+22.744)}{29.585(1+0.1765)}$	2.600	“
		하부 플랜지	64.663	28.295	36.807	190	$\frac{190-(64.663+28.295)}{36.807(1+0.1765)}$	2.241	“
	중앙경간 중양부	상부 플랜지	53.062	7.950	13.544	190	$\frac{190-(53.062+7.95)}{13.544(1+0.1667)}$	8.163	“
		하부 플랜지	57.265	20.223	34.451	190	$\frac{190-(57.265+20.223)}{34.451(1+0.1667)}$	2.799	“

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.47 및 1.44로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P5의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.49로서 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 2.12 및 1.46으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P5의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 3.07로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.