

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개 요

5.2 상부구조 안전성 평가

5.3 내하력 평가

5.4 하부구조 안전성평가

5.5 안전성평가 결과요약

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개요

5.1.1 안전성검토

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

가. 검토단면 선정 및 사유

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

【표 5.1.1】 하부구조 검토단면 선정

하부구조 검토단면		관 련 내 용
교 각	P6	- 교각형식 : T형, 기초형식 : 우물통기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		단산대교의 교각은 T형이고 우물통기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 구조 및 기초형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 부재를 선정하였다.

나. 검토조건

본 교량의 설계당시 준공도면 및 구조계산서가 보존되어 있으며, 현 설계기준에 의하여 안전성검토 및 내하력평가를 실시하였고, 외관 및 내구성조사를 실시한 결과, 【표 5.1.2】과 같이 단면제원, 압축강도, 철근배근 등이 준공도면과 거의 일치하므로 준공도면상의 설계값을 적용하였다.

【표 5.1.2】 설계 당시와 금차 정밀안전진단시 구조검토 조건비교

구 분		설 계 당 시	금차 정밀안전진단시	비 고
설계기준		- 도로교 표준시방서(1996) - 콘크리트 표준시방서(1996)	- 도로교 설계기준(2010) - 콘크리트 구조기준(2012)	
적용 하중	PSC-Box	고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차+지점침하	고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차+지점침하	
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	비 고
적용단면		- 콘크리트 바닥판 : 전구간 동일단면 - PSCBox : 최대정모멘트부 및 최대부모멘트부 - 교각 : P6		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용 재료	설계 강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 40.0MPa - 하부 : 24.0MPa	- 비파괴강도 - 상부:40.0~48.1MPa - 하부:25.1~31.2MPa	- 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 40.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성 계수	- 콘크리트 - 상부 : 28,000MPa - 하부 : 23,500MPa - 철근 : 204,000MPa	- 콘크리트 : 현 설계기준 적용 - $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} (f_{cu} = f_{ck} + \Delta f \text{ MPa})$ $\Delta f = 4 \text{ MPa} (f_{ck} \leq 40), 6 \text{ MPa} (f_{ck} \geq 60)$ - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{44} = 30,008 \text{ MPa}$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811 \text{ MPa}$ - 철근 : 200,000MPa		
철근 간격 / 피복 두께	바닥판	100~250/50.0	준공도면과 전반적으로 일치	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교대	150~200/100.0			
	교각	100~300/100.0			
하중 종류	고정 하중	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 23.0 \text{ kN/m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$	- 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	- 상하온도차 : $\pm 5^\circ\text{C}$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10^\circ\text{C}$ - 선팅창계수 : 1.0×10^{-6}		
	크리프	크리프 계수 : 2	크리프 계수 : 2		
	충격계수	$i = \frac{15}{40 + L}$	$i = \frac{15}{40 + L}$		

다. 검토방법

단산대교는 1등급교(DB-24, DL-24)로 설계되어 있으며, 도로교 설계기준(2010)에 따라 PSC-Box는 허용응력설계법과 강도설계법, 하부구조(교각)는 강도설계법을 적용하여 안전성평가를 실시하였다.

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

5.1.2 내하력평가

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

가. 구조해석 및 검토의 기본가정

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

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 대구방향

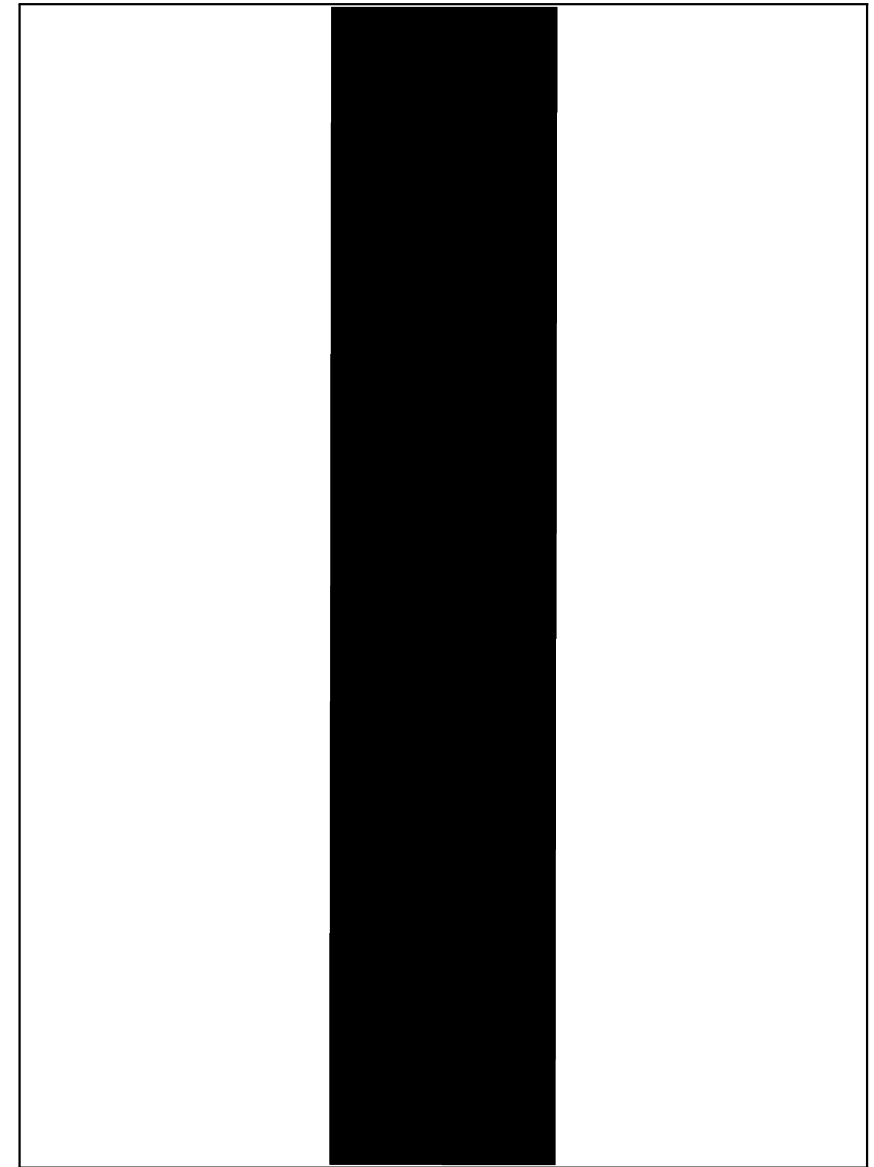
가. PSC Box Girder교 종방향 구조해석

1) 구조해석 모델

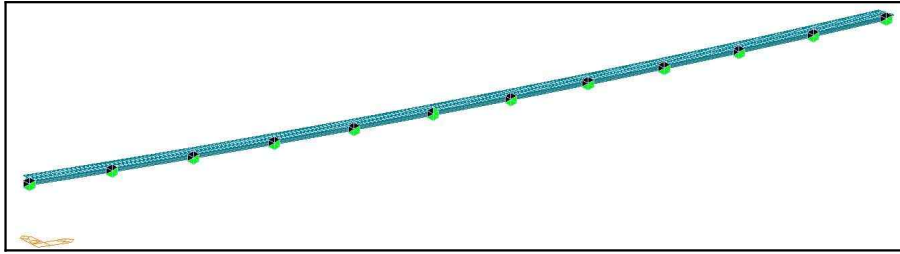
PSC BOX GIRDER교의 단면은 폐합단면이므로 비틀림 강성 및 단면의 종·횡방향에 대한 휨강성이 커서 시공중이나 사용단계에서 탄성적인 안전성이 상당히 크며, 곡선교 등과 같이 비틀림 모멘트를 받는 교량 등에 유리하게 사용되고 있다.

이러한 탄성적인 거동을 할 수 있게 하는 주요 부재는 강선이므로 콘크리트와 강선의 모델을 효율적으로 조합할 수 있는 보요소를 이용하여 Frame 모델링을 실시하였다

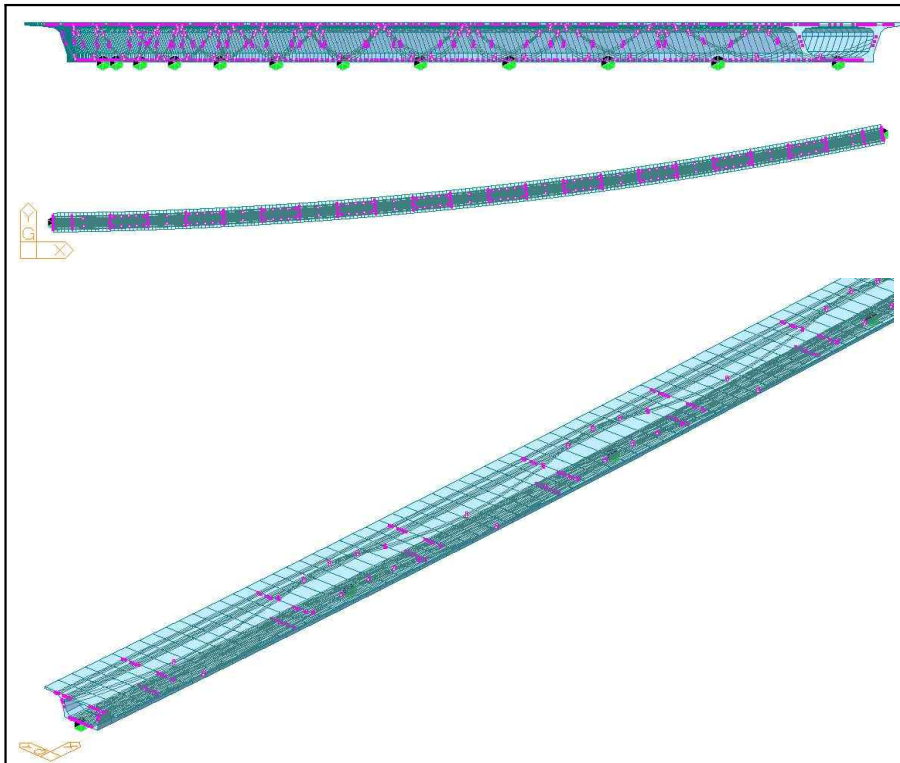
본 교량의 종방향 해석 모델에 고려한 지점조건 및 Tendon의 배치 등은 【그림 5.2.1】 ~ 【그림 5.2.6】과 같다. 대상교량의 횡단면도, 받침장치 배치상태, 강선 배치상태는 다음의 그림과 같다.



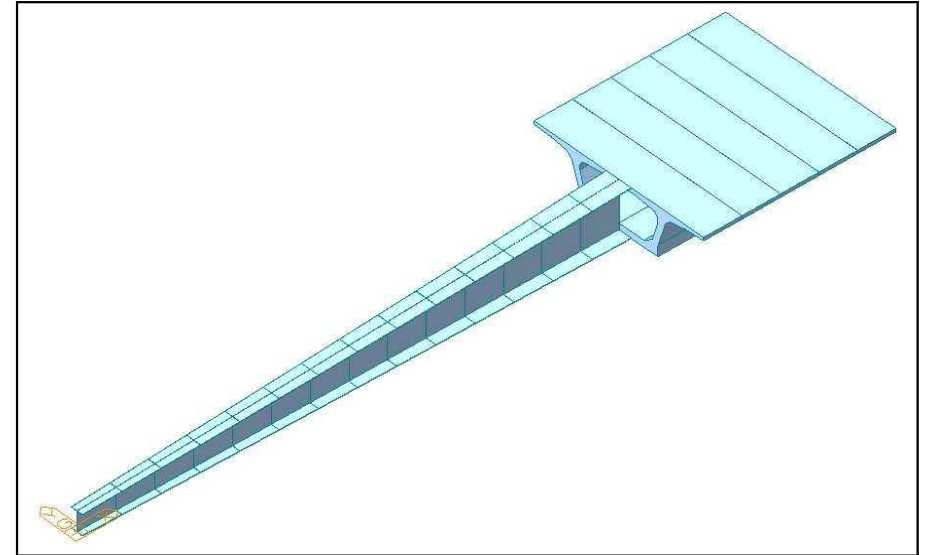
【그림 5.2.1】 받침배치현황(대구)



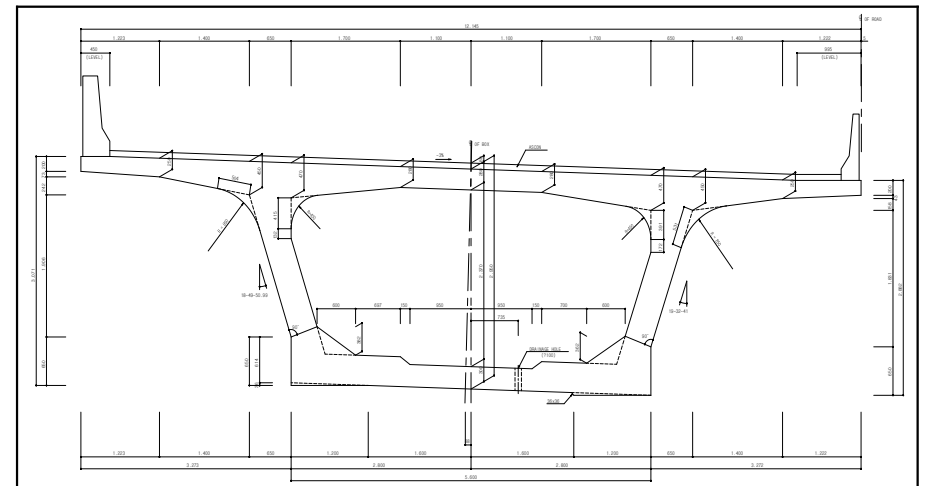
【그림 5.2.2】 모델링도(대구)



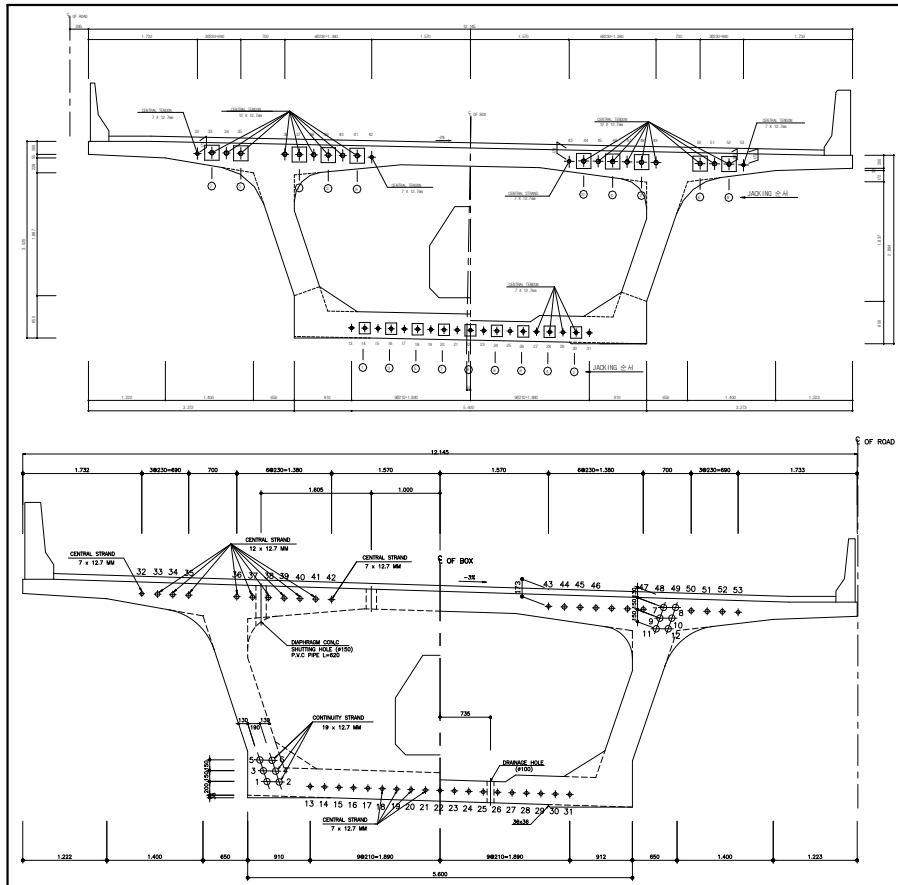
【그림 5.2.3】 Tendon 배치도(대구)



【그림 5.2.4】 압출노즈 모델링도(CS1)(대구)



【그림 5.2.5】 구조해석 단면제원(대구)



【그림 5.2.6】 구조해석 단면제원강선 배치도(대구)

나. 해석 조건

1) 교량 제원

- 상부 형식 : PSC BOX GIRDER 교
- 가설 공법 : I.L.M(Incremental Launching Method)
- 교 폭 : 12.145m
- 교량 등급 : 1등급 (DB-24, DL-24)
- 교 장 : 11@50.0 = 550.0m (R=3,000 교량중심 기준)

2) 사용재료 및 허용 응력

가) 콘크리트

(1) 검토 기준 강도

- $f_{ck} = 40.0 \text{ MPa}$
- $E_c = 30,008 \text{ MPa}$
- 단위 중량 = 25 kN/m^3

(2) 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도

- $f_{ci} = 0.8f_{ck} = 32.0 \text{ MPa}$

(3) 허용 응력

① 프리스트레스 도입직후, 손실 발생전

- 허용 휨 압축응력 : $0.60 f_{ci} = 19.2 \text{ MPa}$
- 허용 휨 인장응력 : $0.25 \sqrt{f_{ci}} = 1.41 \text{ MPa}$

② 사용하중 작용시, 손실 발생후

- 허용 휨 압축응력 : $0.45 f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$ (지속하중)
- 허용 휨 압축응력 : $0.60 f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$ (전체하중)
- 허용 휨 인장응력 : $0.63 \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$

나) 강선

(1) 사용 기준

- KSD 7002 , SWPC 7 B - $\phi 12.7 \text{ mm}$ (0.5 " Strand)

(2) 항복 강도

$$\cdot P_y = 159.0 \text{ kN/strand (fpy = 1,600 MPa 이상)}$$

(3) 극한 강도

$$\cdot P_u = 187.0 \text{ kN/strand (fpu = 1,900 MPa 이상)}$$

(4) 단면적

$$\cdot A_p = 0.9871 \text{ cm}^2/\text{strand}$$

(5) 탄성 계수

$$\cdot E_p = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$$

(6) P.C 강연선의 허용 응력

- 인장작업시 응력: $f_{psa} = \text{Min}(0.8f_{pu}, 0.94f_{py}) = 1,504 \text{ MPa}$
- 도입직후 정착구 위치의 긴장재 응력: $f_{psa} = 0.7f_{pu} = 1,330 \text{ MPa}$
- 도입직후 긴장재 응력: $f_{psa} = \text{Min}(0.74f_{pu}, 0.82f_{py}) = 1,312 \text{ MPa}$
- 손실 발생 후 사용하중 상태에서의 응력: $f_{psa} = 0.8f_{py} = 1,280 \text{ MPa}$

(7) 사용 텐던

- Primary Tendon : 0.5" - 12T, 7T (Top, Bottom flange)
- Secondary Tendon : 0.5" - 19T (Web)

(8) 긴장력

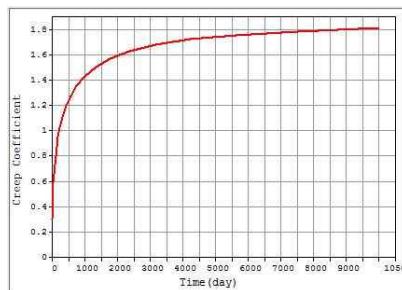
$$\cdot f_{pj,max} = 0.76f_{pu} \text{ (인장강도의 76\%)}$$

(9) 마찰 계수

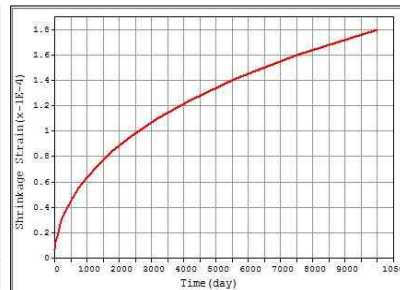
- $\mu = 0.25 / \text{rad}$: 곡률 마찰계수
- $k = 0.0050 / \text{m}$: 파상 마찰계수

다) Creep 및 건조수축

- 도로교설계기준에 따른 프로그램 자동 산정



<Creep 계수>



<건조수축 변형률>

다. 하중산정

PSC Box 자중(1차 고정하중)과 2차 고정하중, 활하중, 크리프와 건조수축, 지점침하, 온도, 프리스트레싱에 의한 2차 부정정력 등을 고려하여 검토규정에 따라 구조해석을 실시하였다.

1) 하중산정

가) 고정하중

$$\cdot \text{Box 자중(1차 고정하중)} : \gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3 \text{ (프로그램 자동처리)}$$

(1) 격벽자중

- 시점부 단부 : 401.68 kN
- 종점부 단부 : 374.20 kN
- 중앙부 지점 : 256.41 kN

- 2차 고정하중

$$(1) \text{Ascon pavement} : (12.145 - 0.45 - 0.31) \times 0.08 \times 23 = 20.54 \text{ kN/m}$$

$$(2) \text{방호벽} : 8.20 \text{ kN/m}$$

$$(3) \text{증분대} : 3.71 \text{ kN/m}$$

나) 활하중

$$(1) \text{재하차로수 (Wc)} = 11.385 \text{ m} \rightarrow 3\text{차로 재하 } (9.1\text{m} \leq Wc < 12.8\text{m})$$

$$(2) \text{검토차로폭 (W)} = 11.70 / 3 = 3.795\text{m} > 3.6\text{m} \rightarrow 3.6\text{m 적용}$$

(곡선교 이므로 표준점유폭인 3.0m 마다 연속시켜 재하한다)

$$(3) \text{MIDAS/Civil의 Moving Load Analysis 기능을 이용하여 차량하중을 재하하였으며, 만재하시와 편재하시 모두 고려하여 1차로 ~ 3차로까지 재하한다.}$$

다) 충격계수

$$\cdot i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3$$

$$L = 50.0 \text{ m 일때, } i = 0.167 \text{ (외측, 내측, 지점부 적용)}$$

라) 부가 하중

$$(1) \text{지점침하}(\Delta l) : \text{MIDAS/Civil의 Settlement Analysis 기능을 이용하여 해석}$$

$$\cdot \Delta l = -10.0\text{mm}$$

(2) 온도 하중

- 상하연 온도차 (Temperature Gradient) : 단면력 계산

$$\Delta T_G = \pm 5^\circ\text{C}, \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5}$$

- 종방향 일교차 온도차 : 단면력 계산

$$\Delta T_D = \pm 15^\circ\text{C}, \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5}$$

(3) 크리프 및 건조수축

- CEB-FIP 규정에 따른 프로그램 자동 산정

(4) 풍하중

- 보강거더 및 방호벽에 작용하는 풍하중

병렬효과를 고려하여 플레이트 거더교의 풍하중의 식을 적용하였다.

$$W = [400 - 20 \times (B/D)] \times D$$

$$= [400 - 20 \times (12.145/3.945)] \times 3.945 = 13.09 \text{ kN/m}$$

마) 단면계수 산정

구분	중양부	지점부
Area	8.35 m ²	8.57 m ²
Asy	5.31 m ²	5.63 m ²
Asz	2.11 m ²	2.06 m ²
Ixx	21.83 m ⁴	22.49 m ⁴
Iyy	10.48 m ⁴	10.93 m ⁴
Izz	68.77 m ⁴	68.92 m ⁴
Cyp	6.07 m	6.07 m
Cym	6.07 m	6.07 m
Czp	1.17 m	1.20 m
Czm	1.78 m	1.75 m
Qyb	4.82 m ²	5.03 m
Qzb	17.82 m ²	15.76 m
Peri.O	28.48 m	28.48 m
Peri.I	13.94 m	13.93 m
y1	6.07 m	6.07 m
z1	1.78 m	1.75 m
y4	-6.07 m	-6.07 m
z4	1.17 m	1.20 m

여기서 Area : 단면적

Asy : 요소좌표계 y축 방향 전단력에 저항하는 유효전단면적(Effective Shear Area)

Asz : 요소좌표계 z축 방향 전단력에 저항하는 유효전단면적(Effective Shear Area)

Ixx : 요소좌표계 x축 방향의 비틀림강성(Torsional Resistance)

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

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

Cyp : 단면의 중립축에서 요소좌표계 (+)y축 방향 최외단까지의 거리

Cym : 단면의 중립축에서 요소좌표계 (-)y축 방향 최외단까지의 거리

Czp : 단면의 중립축에서 요소좌표계 (+)z축 방향 최외단까지의 거리

Czm : 단면의 중립축에서 요소좌표계 (-)z축 방향 최외단까지의 거리

Qyb : 요소좌표계 z축 방향으로 작용하는 전단력에 대한 전단계수

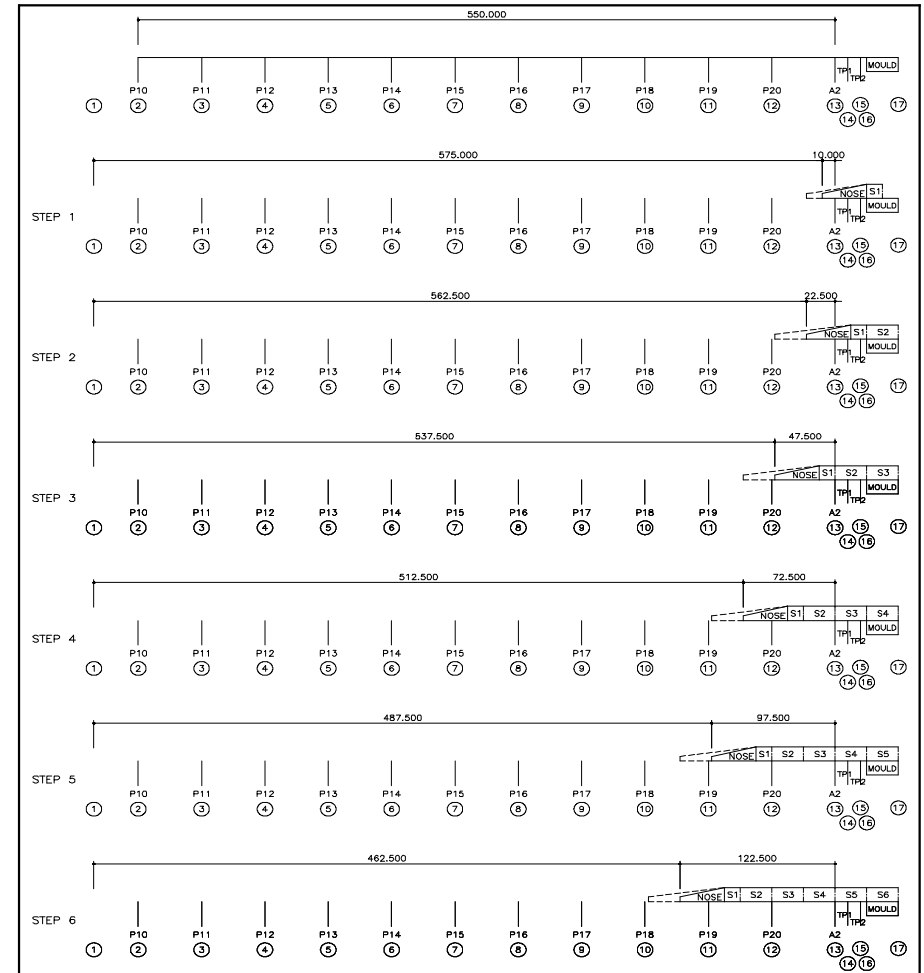
Qzb : 요소좌표계 y축 방향으로 작용하는 전단력에 대한 전단계수

Peri : O : 단면 외곽선의 총길이

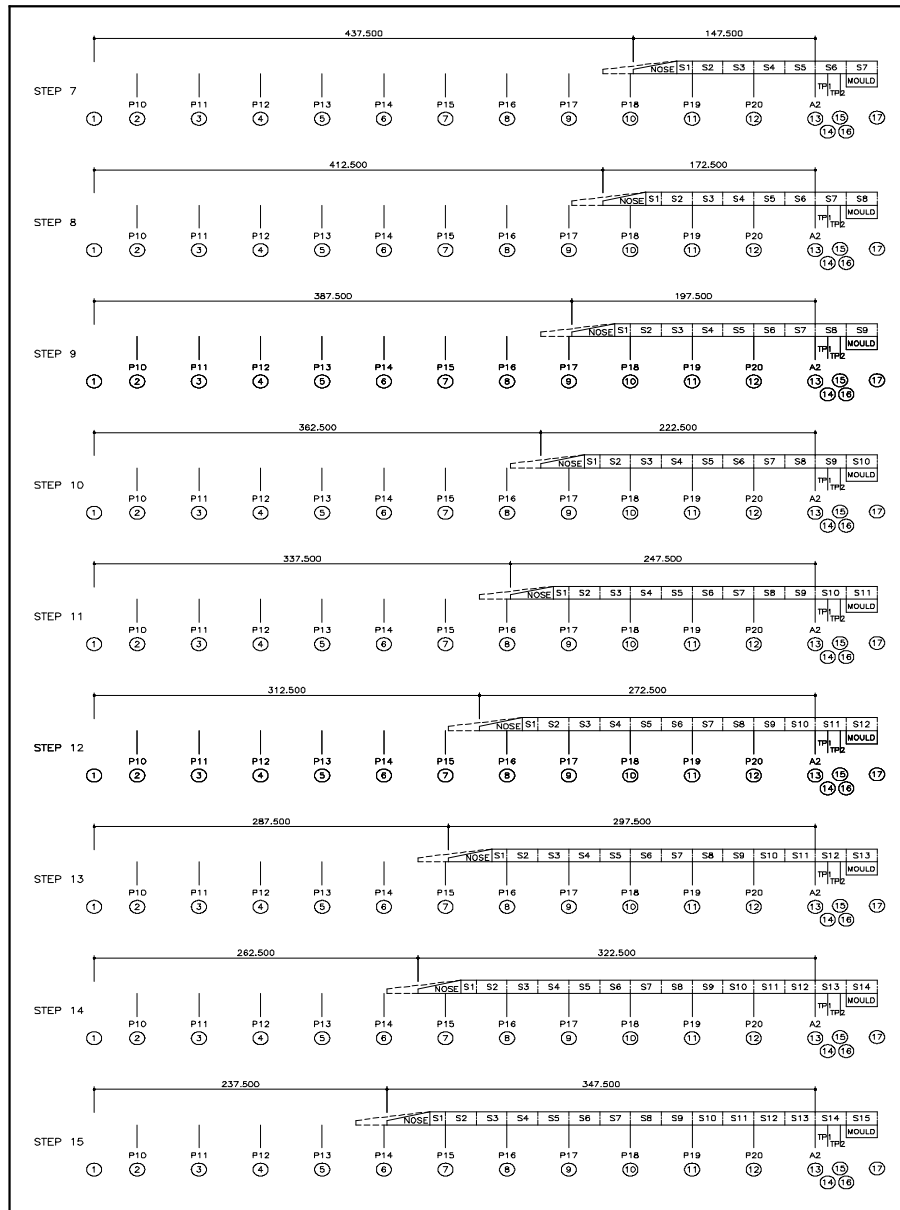
Peri : I : 박스 또는 파이프 등 중공형 단면에서 단면 내부선의 길이

yL, zL : 단면의 중립축에서 상단 또는 좌측까지의 거리

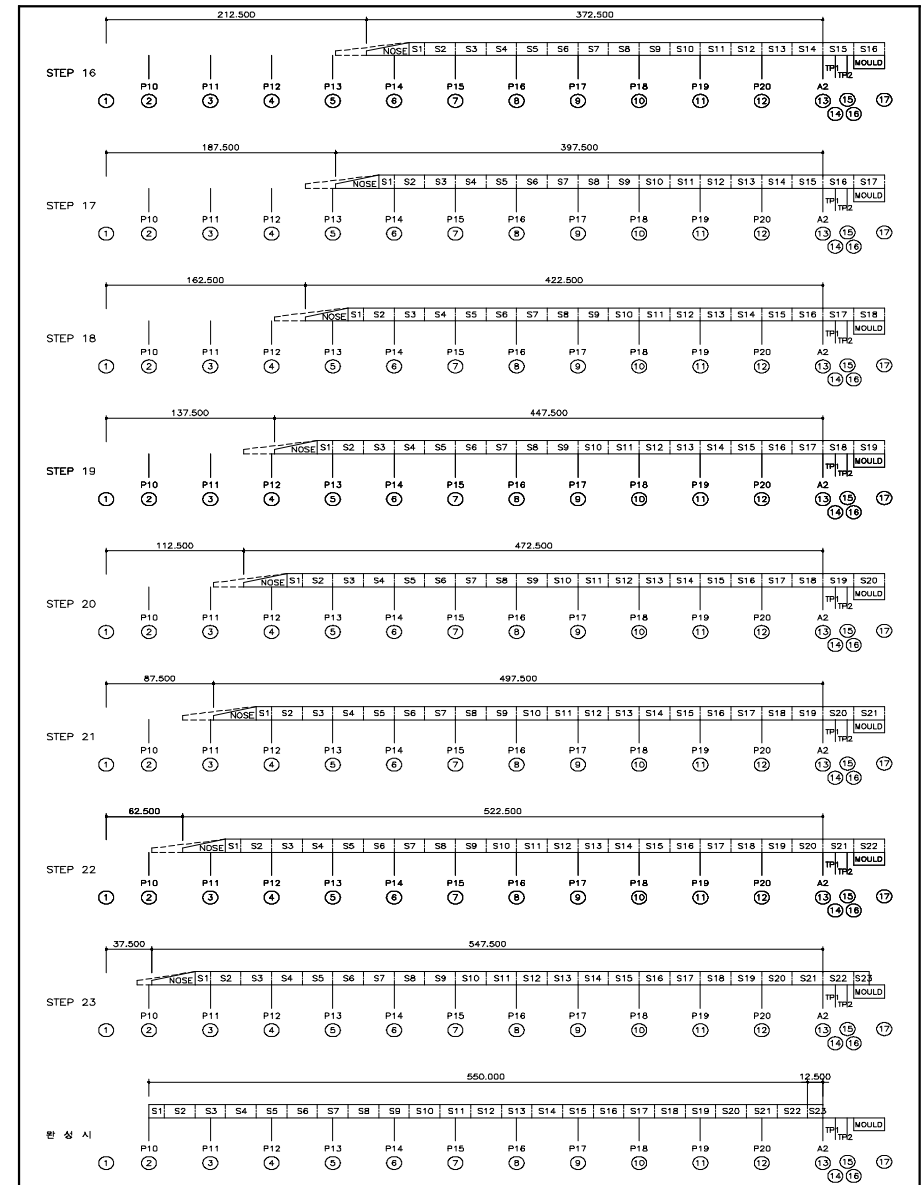
y4, z4 : 단면의 중립축에서 하단 또는 우측까지의 거리



【그림 5.2.7】 압출 진행도(대구)



【그림 5.2.7】 압출 진행도(대구,계속)



【그림 5.2.7】 압출 진행도(대구,계속)

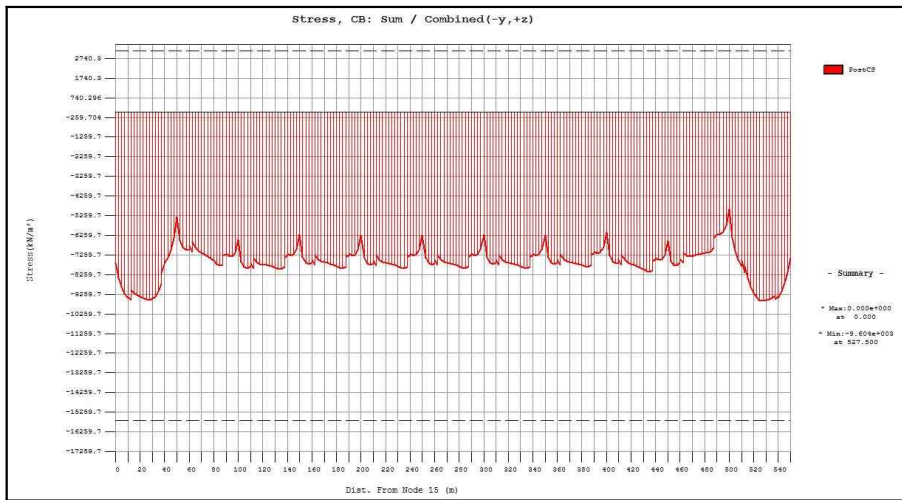
라. 허용응력법에 의한 검토

1) 하중별 응력 산정

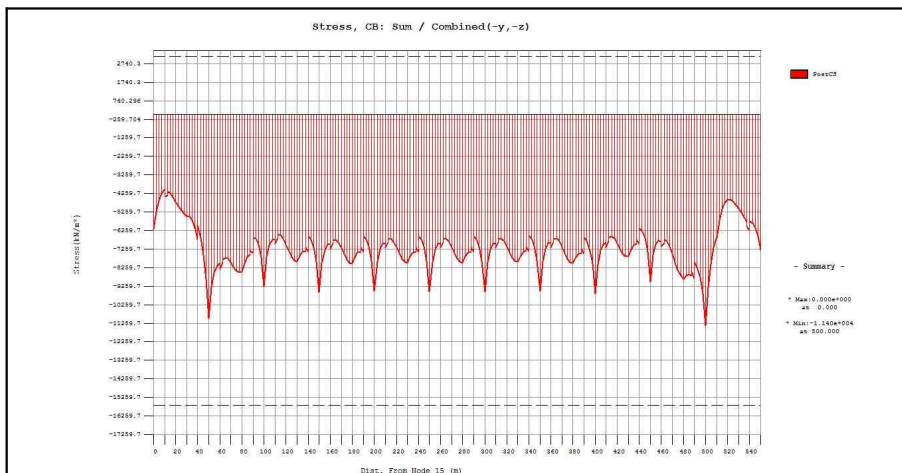
허용응력법에 의한 검토하중 작용시 응력 상태는 다음과 같다.

가) 고정하중+크리프, 건조수축+PS 하중

(1) 상연응력

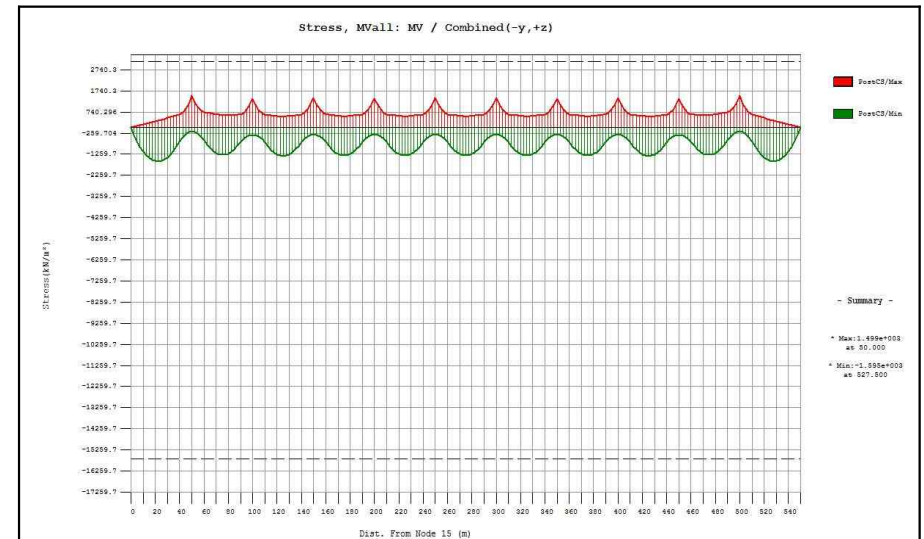


(2) 하연응력

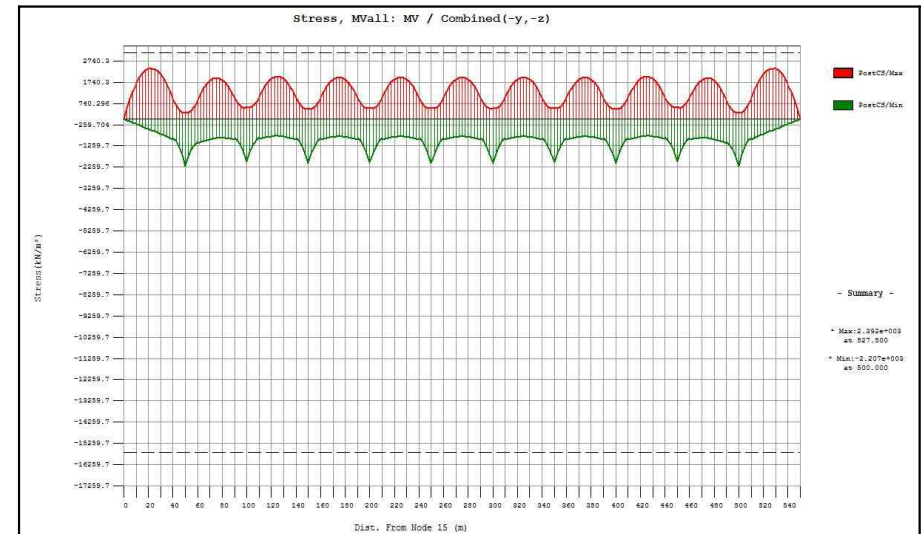


나. 활하중 (DB-24, DL-24 Envelope)

(1) 상연응력

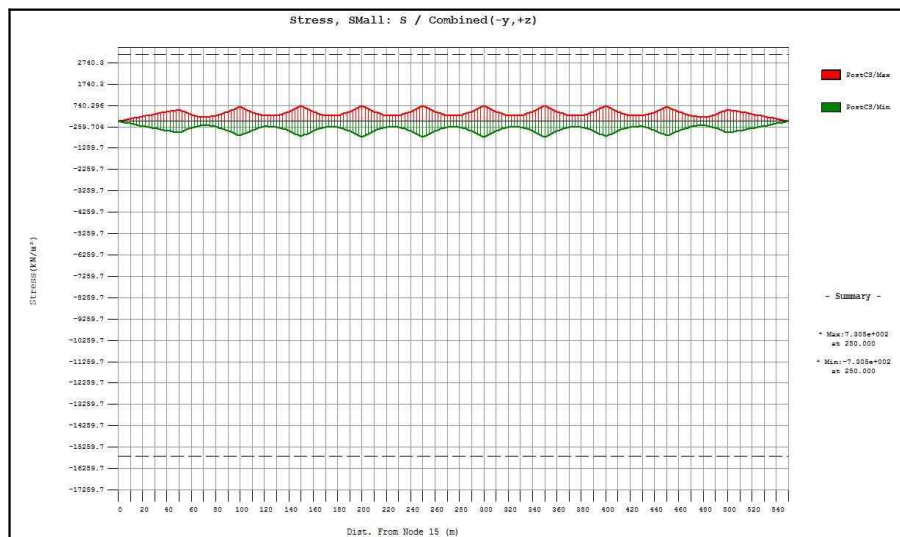


(2) 하연응력

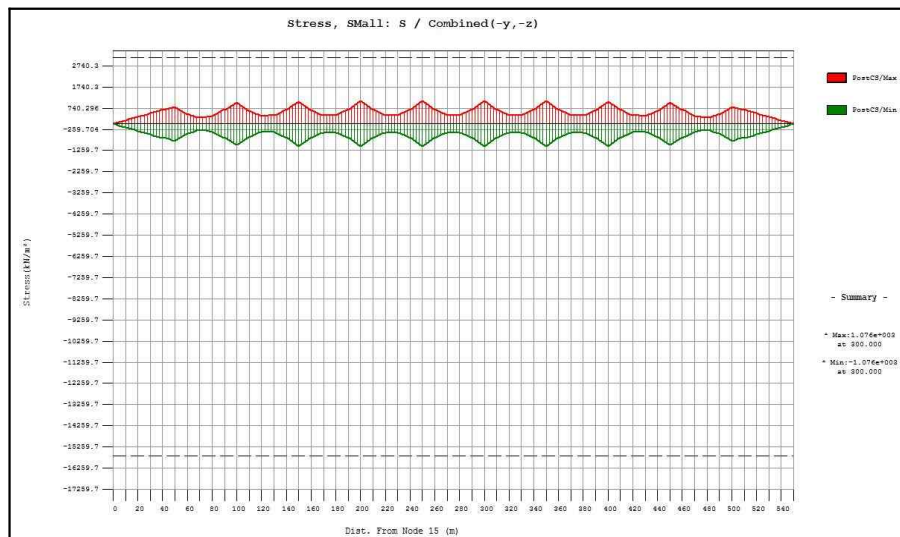


다) 지점침하

(1) 상연응력



(2) 하연응력

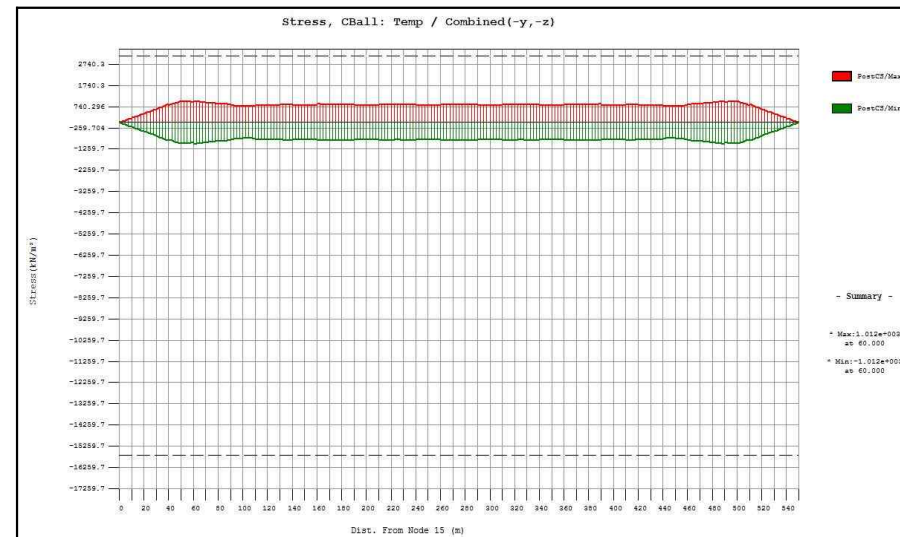


라) 온도하중

(1) 상연응력

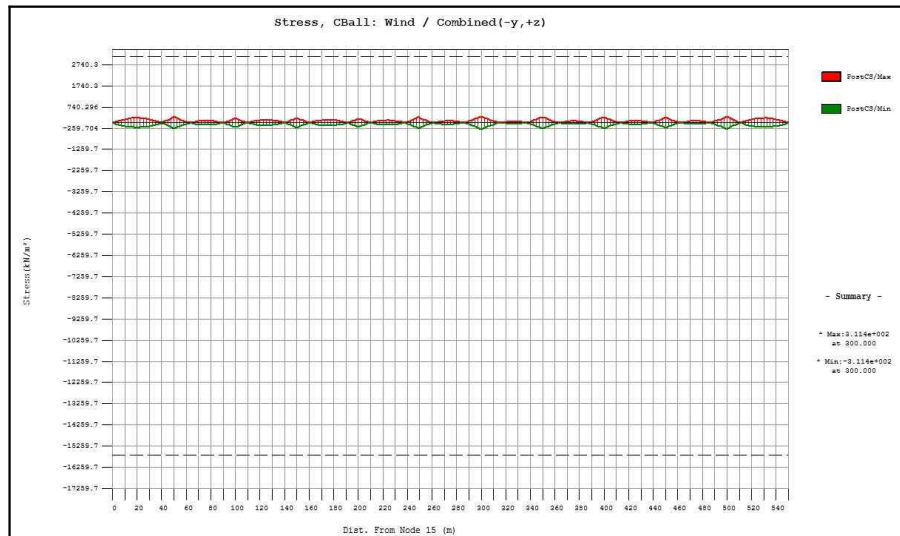


(2) 하연응력

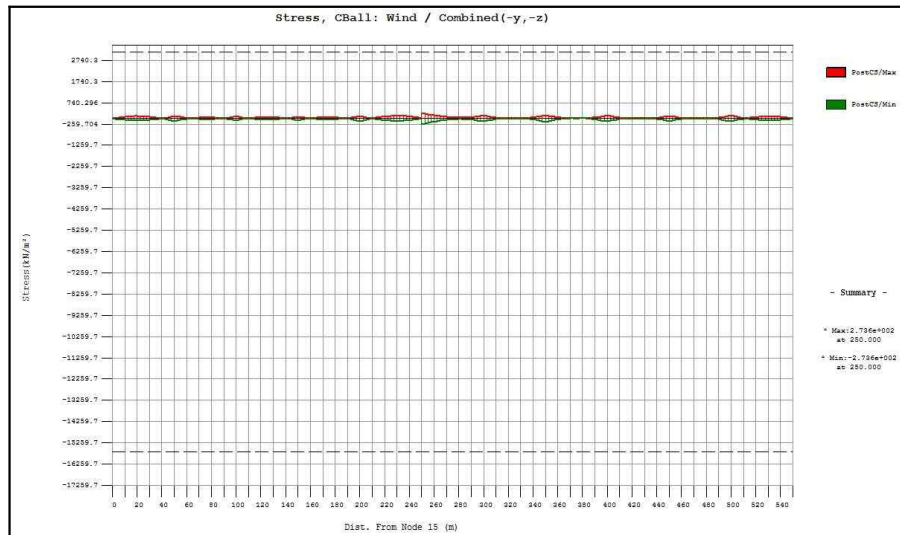


마) 풍하중

(1) 상연응력



(2) 하연응력



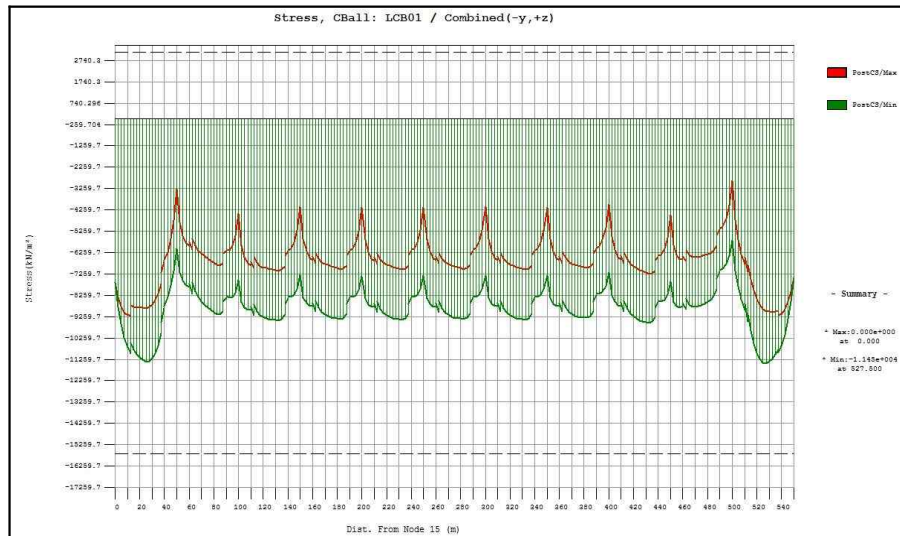
2) 응력조합결과

고정하중, 크리프, 건조수축, PS 하중, 활하중, 지점침하, 온도하중 및 풍하중을 조합한 응력 상태를 나타내면 다음과 같다.

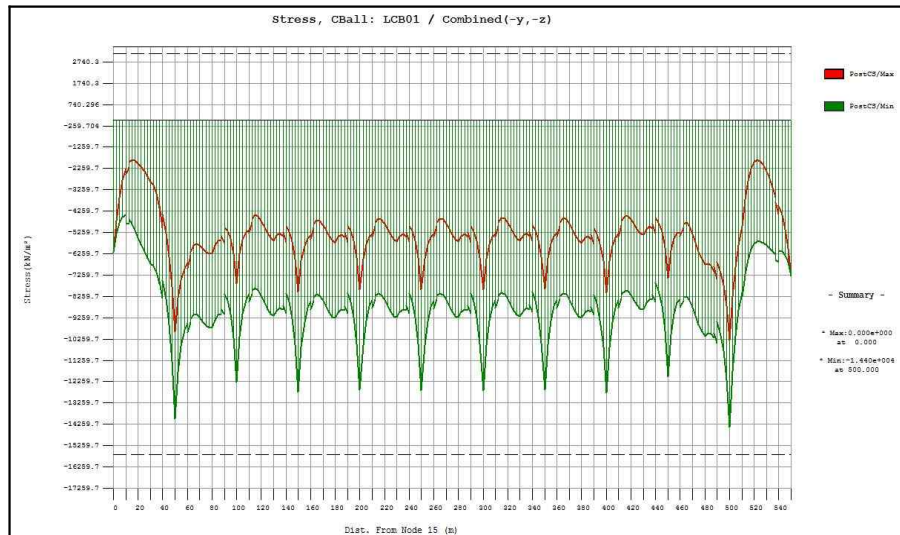
- LCB1 : 고정하중+크리프, 건조수축+PS+활하중+지점침하
(허용응력할증계수=1.0)
- LCB2 : 고정하중+크리프, 건조수축+PS+활하중+지점침하+온도하중
(허용응력할증계수=1.15)
- LCB3 : 고정하중+크리프, 건조수축+PS+활하중+지점침하+풍하중
(허용응력할증계수=1.25)
- LCB4 : 고정하중+크리프, 건조수축+PS+활하중+지점침하+온도하중+풍하중
(허용응력할증계수=1.35)

하중조합시 허용응력할증계수는 허용응력을 할증하지 않고 반대로 하중에 나누어 주어 정규화된 응력 값을 산정하였으며, 이는 허용응력을 일정하게 하여 하중조합 변화에 따른 응력 비교를 용이하게 한다.

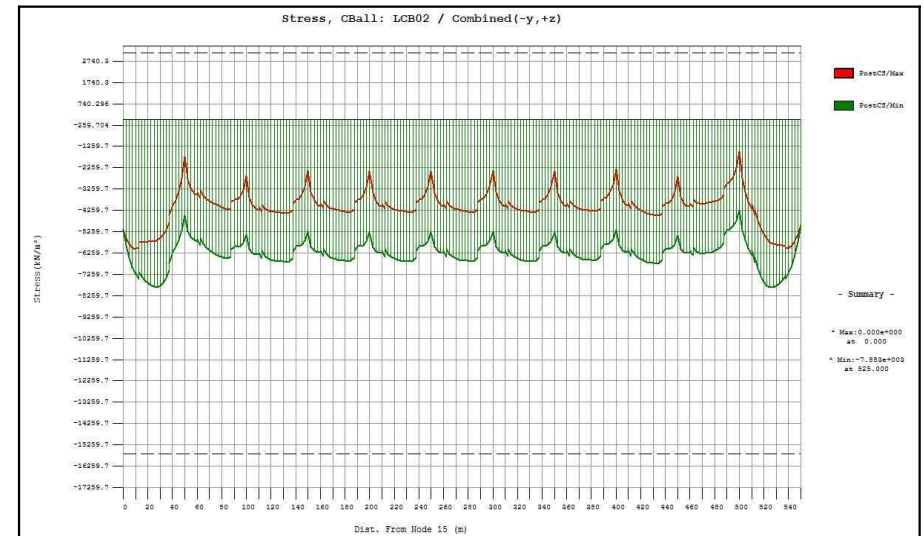
가) LCB 1
(1) 상연응력



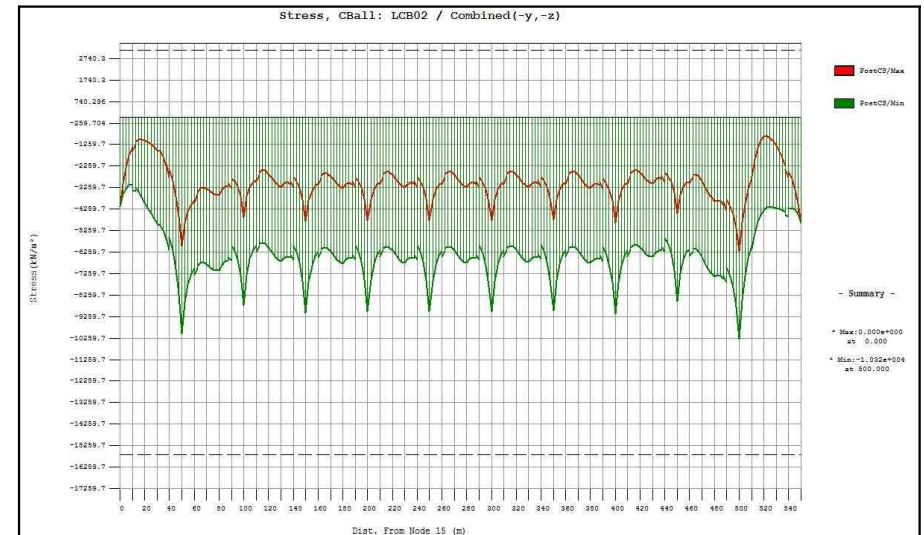
(2) 하연응력



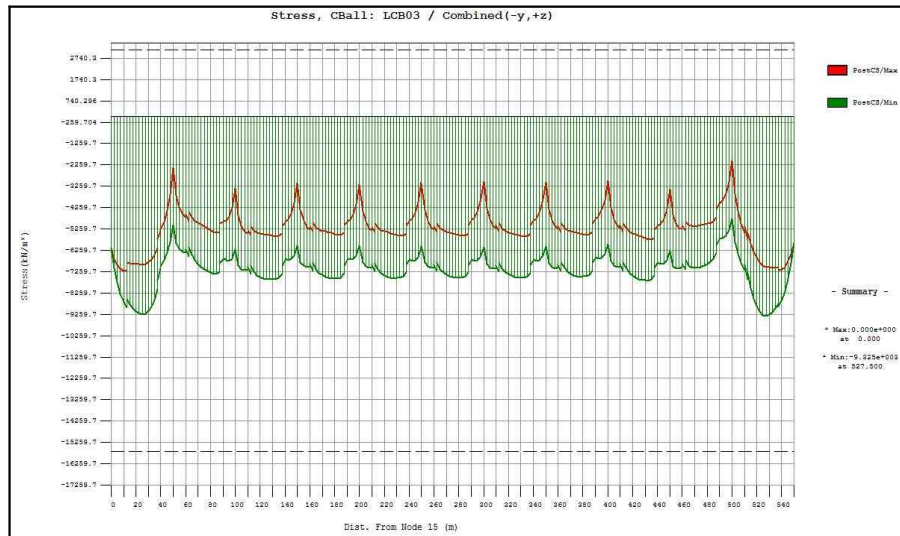
나) LCB 2
(1) 상연응력



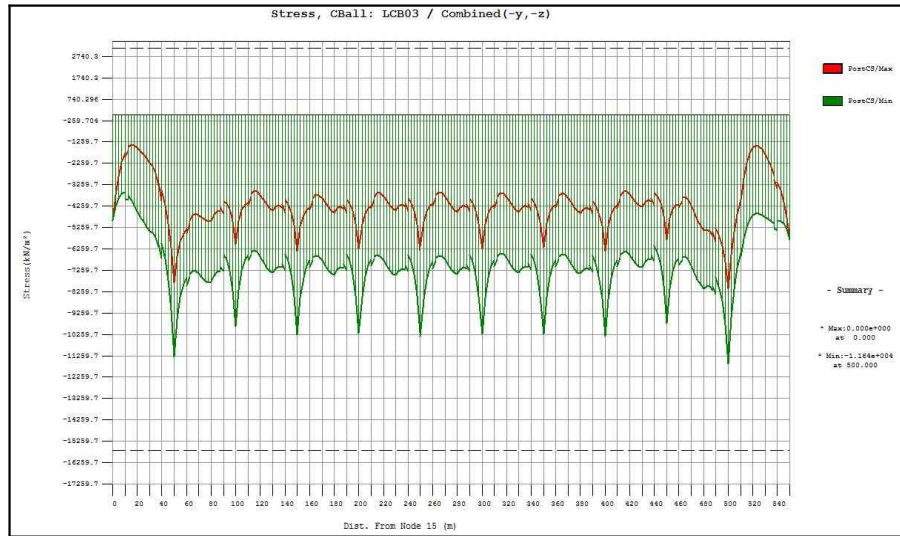
(2) 하연응력



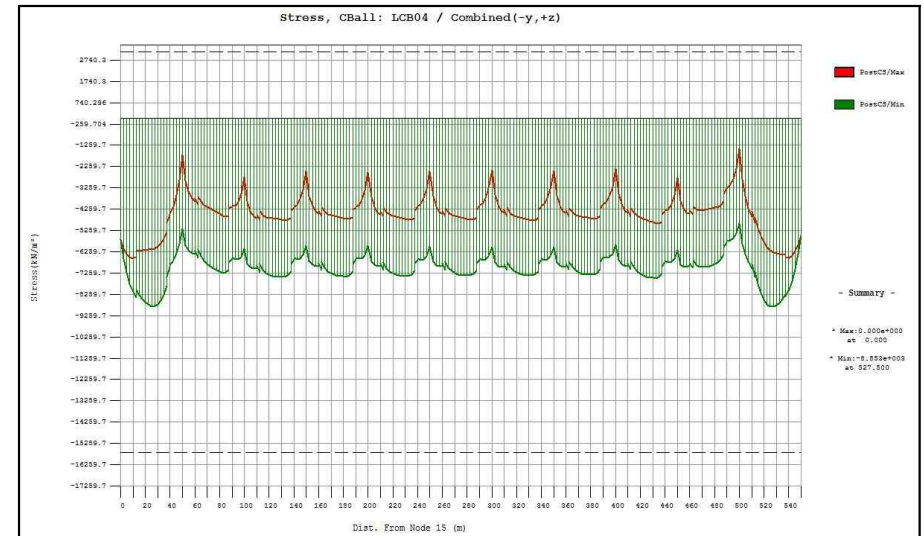
다) LCB 3
(1) 상연응력



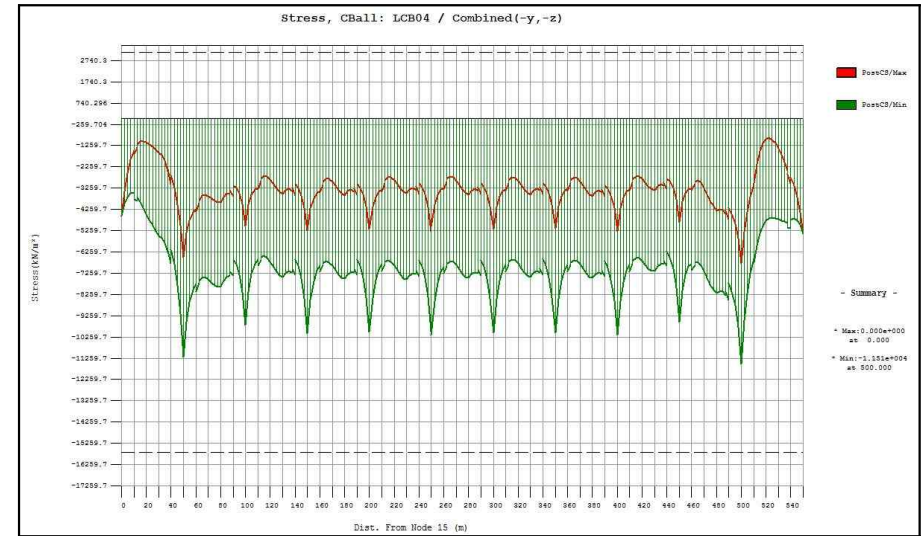
(2) 하연응력



라) LCB 4
(1) 상연응력



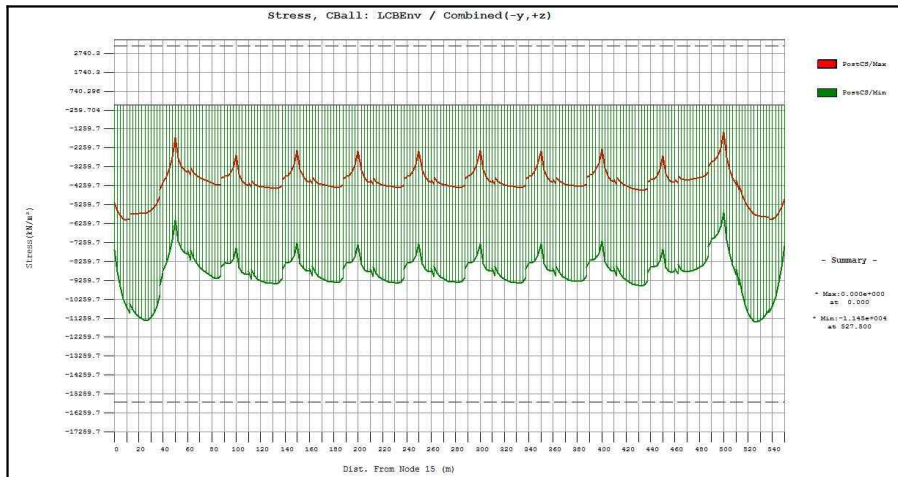
(2) 하연응력



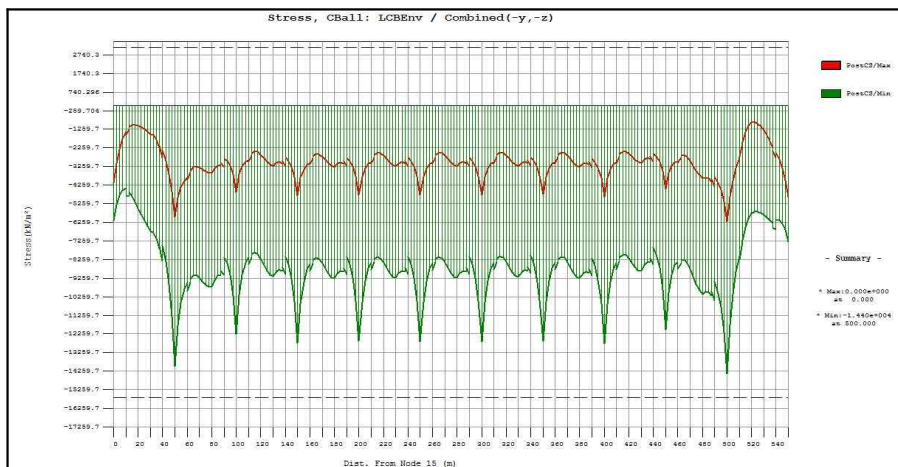
3) 작용 응력의 검토

검토후중 작용시 각각의 하중조합에 따른 응력 상태를 Envelope한 그래프는 다음과 같다. 이때 각 하중조합별 허용응력증가계수는 허용응력을 증가시키지 않고 반대로 하중에 나누어 주어 정규화된 응력값을 검토하였으며, 이는 허용응력을 일정하게 하여 단면의 응력 비교를 용이하게 한다. 다음 그래프는 하중조합시 부재 위치별 최대 응력값을 나타내었으며, 검토후중 작용시 응력은 전 구간에 걸쳐 허용응력 이내인 것으로 검토되었다.

(1)상연응력



(2)하연응력



【표 5.2.1】설계하중 작용시 하중조합에 따른 주요단면의 응력검토(MPa)(대구)

구 분		측정간 최대정모멘트 (S1)		측정간 최대부모멘트 (P9)	
		상연	하연	상연	하연
1·2차 고정하중 + P·S + C&S (1)		-9.4	-5.5	-6.41	-11.01
활 하 중 (2)	Max	0.42	2.39	1.51	0.31
	Min	-1.57	-0.57	-0.21	-2.21
지점침하 (3)	Max	0.33	0.42	0.54	0.8
	Min	-0.32	-0.43	-0.54	-0.8
풍하중 (4)	+Y방향	0.22	0.1	0.29	0.13
	-Y방향	-0.22	-0.1	-0.29	-0.13
온도하중 (5)	Max	0.28	0.31	0.67	0.99
	Min	-0.28	-0.31	-0.67	-0.99
조합응력 ①		-11.29	-6.50	-7.16	-14.02
조합응력 ②		-7.71	-4.54	-5.22	-10.01
조합응력 ③		-9.21	-5.28	-5.96	-11.32
조합응력 ④		-8.73	-5.12	-6.01	-11.21
최대발생응력		-11.29	-6.50	-7.16	-14.02
허용응력		-18.00	-18.00	-18.00	-18.00
검토결과		OK	OK	OK	OK

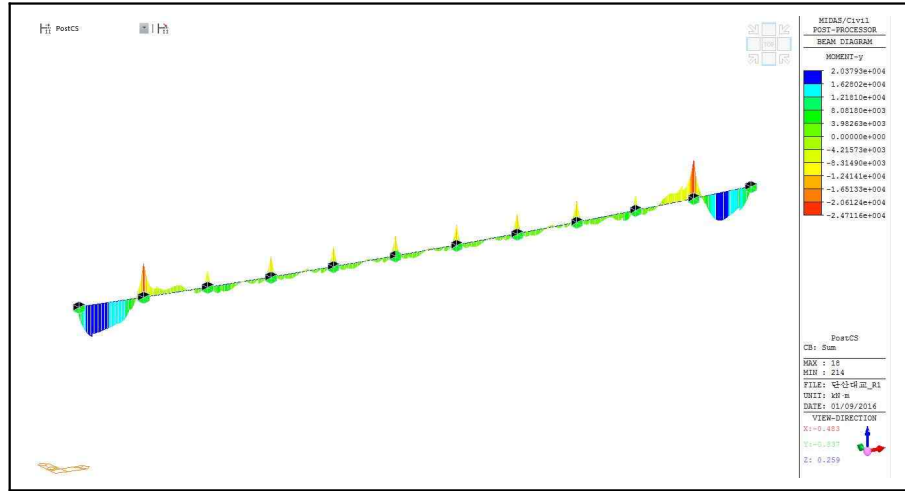
응력검토결과 전구간에서 압축응력의 분포를 보이고 있으며, 모두 허용치 이내인 것으로 산정되었다.

마. 강도설계법에 의한 검토

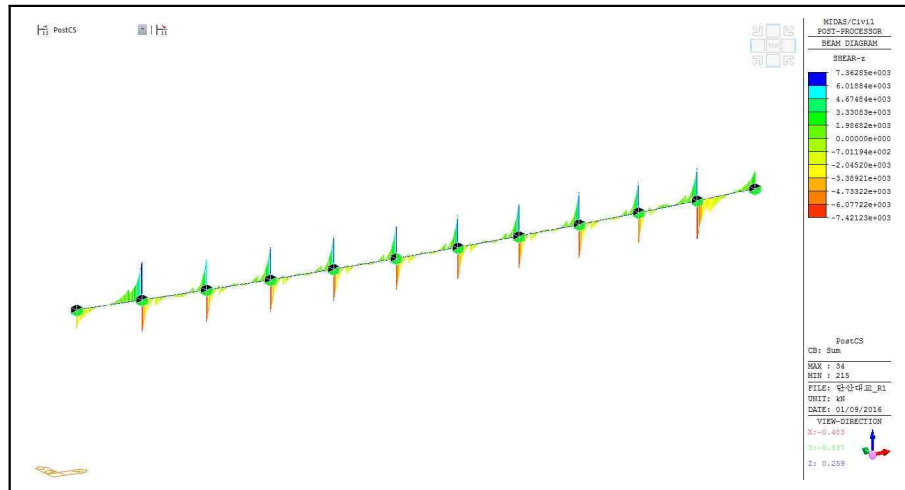
1) 하중별 부재력 산정

가) 고정하중, 크리프, 건조수축 및 2차 고정하중, PS 하중에 의한 부재력

(1) 휨모멘트



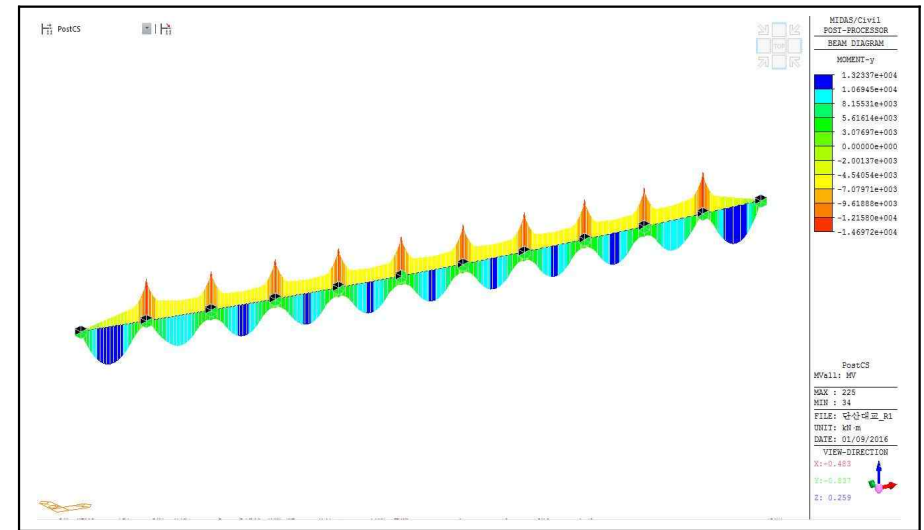
(2) 전단력



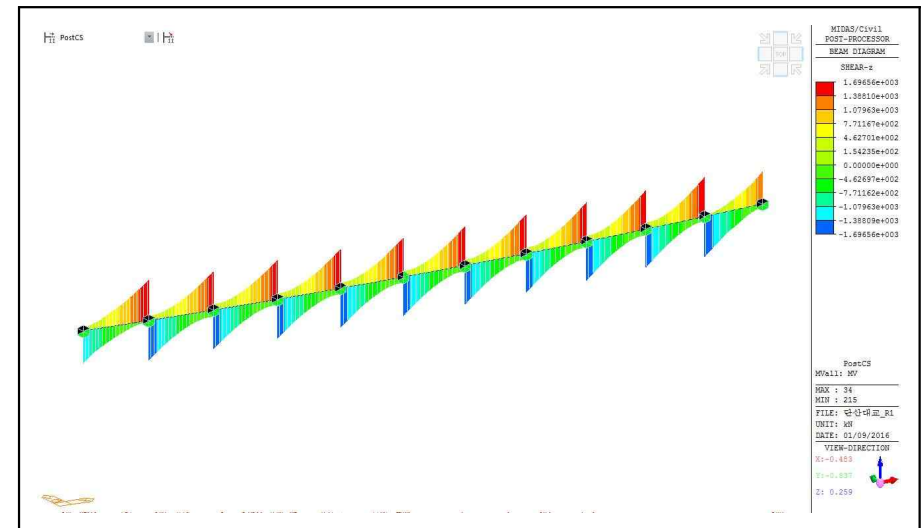
【그림 5.2.8】 고정하중, PS, 크리프, 건조수축 및 2차 고정하중에 의한 부재력(대구)

나) 활하중에 의한 휨모멘트 (DB-24, DL-24 Envelope)

(1) 휨모멘트



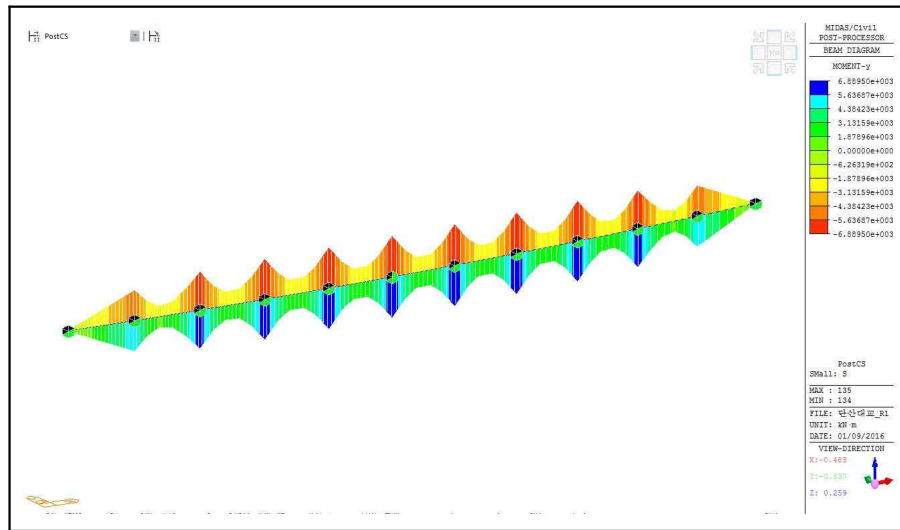
(2) 전단력



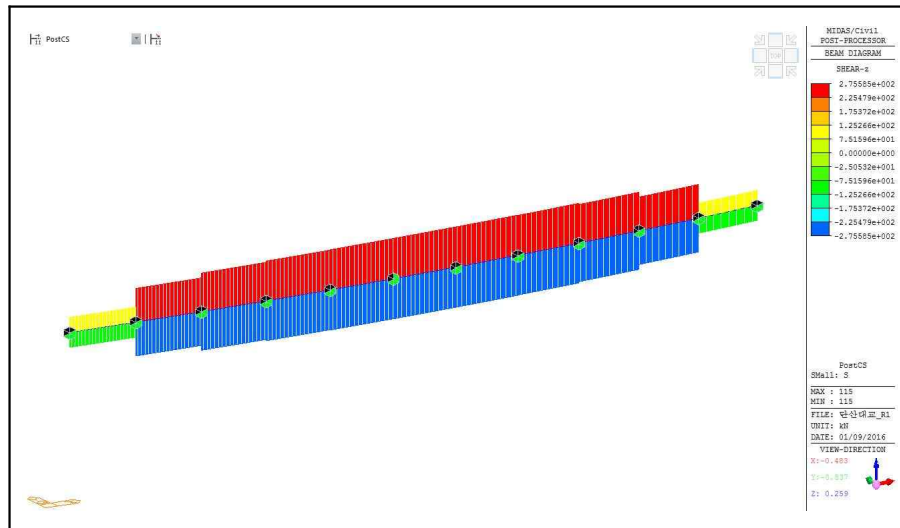
【그림 5.2.9】 활하중에 의한 부재력(대구)

다) 지점침하 의한 휨모멘트

(1) 휨모멘트



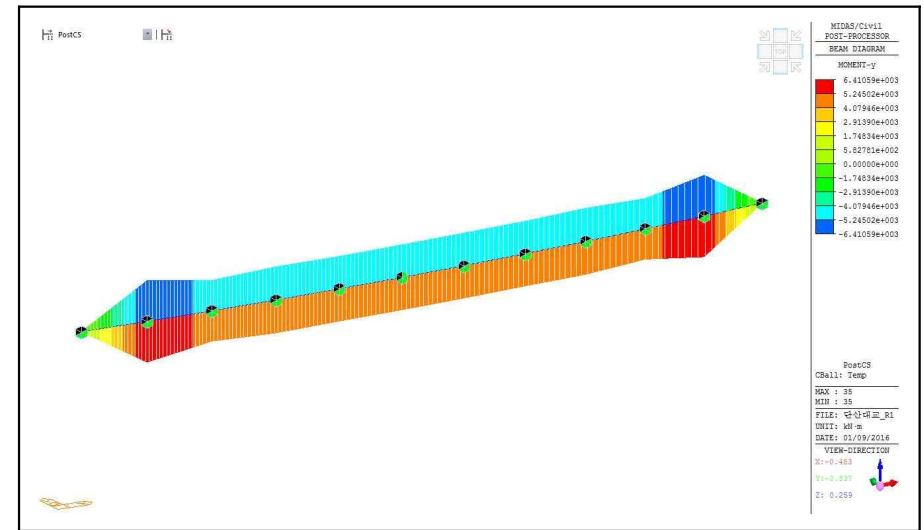
(2) 전단력



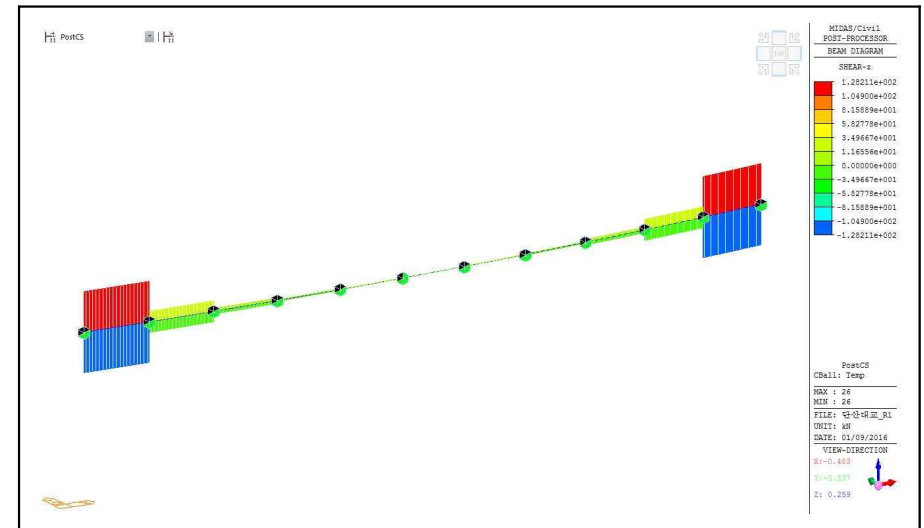
【그림 5.2.10】 지점침하에 의한 부재력(대구)

라) 온도하중에 의한 휨모멘트

(1) 휨모멘트



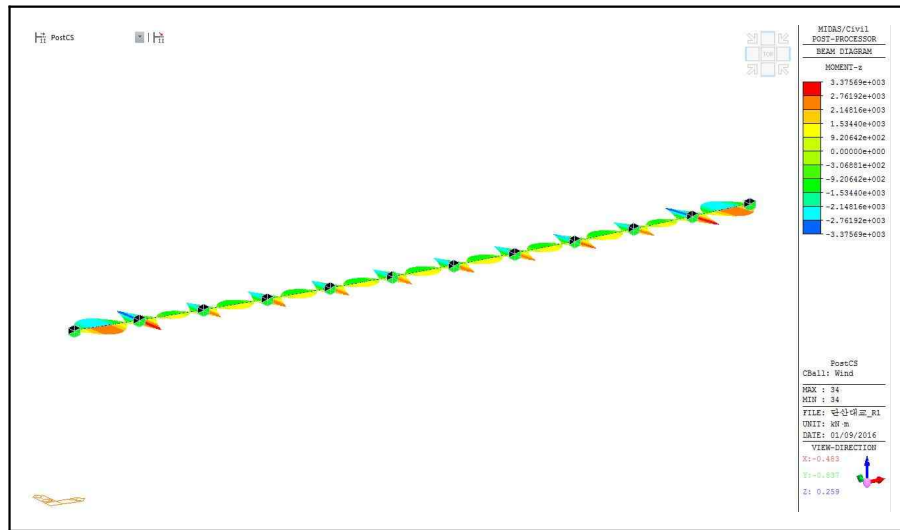
(2) 전단력



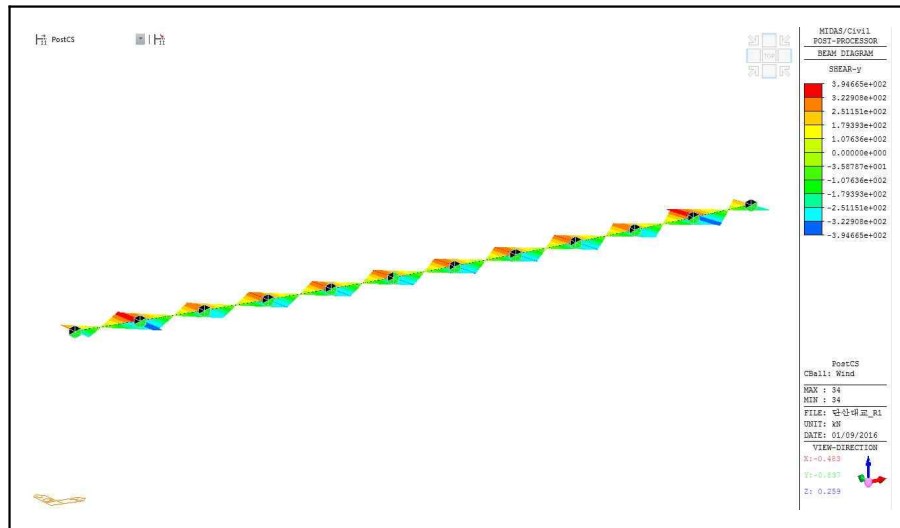
【그림 5.2.11】 온도 하중에 의한 부재력(대구)

마) 풍하중에 의한 휨모멘트

(1) 휨모멘트



(2) 전단력



【그림 5.2.12】 풍하중에 의한 부재력(대구)

2) 강도설계법에 의한 안전성 평가

가) 하중조합

검토험중에 대한 하중조합은 다음과 같다.

- (1) 1.3D + 1.0PS-Secondary + 2.15(L+i)
- (2) 1.3D + 1.0PS-Secondary + 1.3W
- (3) 1.3D + 1.0PS-Secondary + 1.3(L+i) + 0.65W
- (4) 1.3D + 1.0PS-Secondary + 1.3(C&S) + 1.3(L+i) + 1.3SD + 1.3T
- (5) 1.25D + 1.0PS-Secondary + 1.25(C&S) + 1.25SD + 1.25W + 1.25T
- (6) 1.25D + 1.0PS-Secondary + 1.25(C&S) + 1.25(L+i) + 1.25SD + 0.625W + 1.25T

하중조합 중 가장 불리한 경우를 택하여 최대단면력을 결정하였고 이를 공칭강도와 비교하여 단면의 안전성을 검토하였다.

【표 5.2.2】 설계하중 작용시 최대단면력(kN·m / kN)(대구)

구 분	측경간 최대 정모멘트(S1)		측경간 지점부 최대 부모멘트(P9)	
	모멘트	전단력	모멘트	전단력
1·2차 고정하중(D)	46,579.20	496.1	-48,291.42	-6,494.21
PS-Secondary	-30,120.40	-1206.91	40,584.43	29.3
활하중(L1+i)	13,232.60	565.6	-14,697.20	-1,653.20
Creep, 건조수축 (C&S)	656.45	29.7	1194.35	29.7
지점침하 (SD)	2,817.47	-102.5	5,122.37	231.3
온도하중 (T)	3,646.84	128.2	6,135.68	32.9
풍하중 (W): 교직방향	2,192.36	34.58	2,849.32	329.48
하중조합 ①	58,882.65	654.06	-53,793.40	-11,967.55
하중조합 ②	33,282.63	-517.03	-18,490.30	-7,984.85
하중조합 ③	49,059.97	195.78	-39,448.72	-10,348.17
하중조합 ④	39,887.14	-155.73	-30,194.94	-9,449.14
하중조합 ⑤	39,745.00	-474.31	-652.69	-7,309.24
하중조합 ⑥	54,915.53	211.08	-20,805.02	-9,581.66
최대값	58,882.65	654.06	-53,793.40	-11,967.55

3) 휨강도 및 연성한계 검토

가) 단면의 휨 강도

(1) 사각형 단면

- 사각형 단면 또는 중립축이 압축 플랜지내에 있는 플랜지를 갖는 단면

$$\phi M_n = \phi [A_p f_{ps} d_p [1 - 0.59 (\frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} \rho \frac{f_y}{f_{ck}})] + A_s f_y d [1 - 0.59 (\frac{d_p \rho_p f_{ps}}{d f_{ck}} + \frac{\rho f_y}{f_{ck}})]$$

- 인장측에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했다라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

$$\phi M_n = \phi [A_p f_{ps} d_p [1 - 0.59 \frac{f_{ps}}{f_{ck}}]]$$

(2) 플랜지를 갖는 단면

- 중립축이 압축 플랜지 내에 있지 않는 플랜지를 갖는 단면

$$\phi M_n = \phi [A_{pw} f_{ps} d_p [1 - 0.59 \frac{A_{pw} f_{ps}}{b_0 d_p f_{ck}}] + A_s f_y (d - d_p) + 0.85 f_{ck} (b - b_0) t (d_p - 0.5t)]$$

- 인장측에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했다라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

$$\phi M_n = \phi [A_{pw} f_{ps} d_p [1 - 0.59 \frac{A_{pw} f_{ps}}{b_0 d_p f_{ck}} + 0.85 f_{ck} (b - b_0) t (d_p - 0.5t)]$$

$$A_{pw} = A_p - A_{pf} \quad A_{pf} = 0.85 f_{ck} (b - b_0) t / f_{ps}$$

여기서 ρ_p : PS강재비 ($A_{ps}/b \cdot d_p$)

ρ : 철근비 ($A_s/b \cdot d$)

f_{ps} : 계수하중 하에서 PS강재의 평균응력

d : 압축연단에서 인장철근 중심까지의 거리(유효높이)

d_p : 압축측 연단에서 프리스트레스 힘 중심까지의 거리

나) PS강재의 응력

- 부착된 부재

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} \left(\rho \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \right\} \right]$$

- 인장 또는 압축측에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했다라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}} \right]$$

여기서, γ_p : PS강재의 종류에 따른 계수로 응력제거 강재는 0.4,

저릴렉세이션 강재는 0.28, 강봉은 0.55를 적용

다) PS 강재량의 최대량

PSC 부재는 부재가 계수강도에 도달할 때 PS강재가 항복하도록 검토한다. 일반적으로 강재지수는 다음과 같이 표시된다.

(1) 사각형 단면

$$q_p = \rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \leq 0.36 \beta_1$$

(2) 플랜지를 갖는 단면

$$q_p = A_{pw} \frac{f_{ps}}{b_w d_p f_{ck}} \leq 0.36 \beta_1$$

강재지수가 0.36 β_1 보다 큰 부재에서는 검토휨강도를 다음 값보다 크지 않게 취해야 한다.

① 사각형 단면

$$\phi M_n = \phi [(0.36 \beta_1 - 0.08 \beta_1^2) f_{ck} b d_p^2]$$

② 플랜지를 갖는 단면

$$\phi M_n = \phi [(0.36 \beta_1 - 0.08 \beta_1^2) f_{ck} b_w d_p^2 + 0.85 f_{ck} (b - b_w) t (d_p - 0.5t)]$$

여기서, β_1 은 최대 압축변형률이 발생하는 연단에서 중립축까지의 거리 c 와 $0.85 f_{ck}$ 의 압축 응력이 균등하게 분포하는 직사각형 블록의 깊이 a 의 비

라) 최소 강재량

PSC 부재는 강재의 총량이 위험단면에서 균열모멘트 1.2배 이상의 계수모멘트를 받는 데 충분하여야 한다.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = (f_{ru} + f_{pcc}) Z_c = 0.63 \sqrt{f_{ck}} Z_c + P_e \left(\frac{r_c^2}{y_c} + e_p \right)$$

$$\text{여기서, } r_c^2 = \frac{I_c}{A_c}, \quad Z_c = \frac{I_c}{y_c}$$

단, 검토 단면의 휨강도(ϕM_n)가 외력에 의한 극한모멘트(M_u)의 4/3배 이상인 경우에는 상기 규정을 따르지 않아도 된다.

마) 휨강도 검토

(1) 측경간 최대 정모멘트부 (S1)

$$M_u = 58.88265 MN \cdot m$$

$$A_c = 8.35 m^2$$

$$I_c = 10.480 m^4$$

Central Tendon : Top flange 0.5 " -12T×18EA, 0.5 " -7T×4EA, 압축부 강연선 무시

Central Tendon : Bottom flange 0.5 " - 7T × 19EA = 0.00069097×19 = 0.013128m²

Continuity Tendon : 0.5 " - 19T×12EA = 0.00187549×12 = 0.02250588m²

$$A_{ps} = 0+0.013128+0.02250588 = 0.035634m^2$$

$$d_p = 2.827m$$

$$\rho_p = A_{ps}/bd_p = 0.035634/(12.145 \times 2.827) = 0.00104$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}} \right] = 1,900 \times \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \frac{0.00104 \times 1,900}{40} \right] = 1,865.7 MPa$$

- 중립축 검토

$$a = \frac{f_{ps} A_{ps}}{0.85 f_{ck} b} = \frac{1,865.7 \times 0.035634}{0.85 \times 40 \times 12.145} = 0.161m < t (= 0.280m)$$

∴ 중립축은 압축 플랜지내에 있음 - 구형 단면으로 해석

- 휨강도 검토

$$\phi M_n = \phi [A_p f_{ps} d_p [1 - 0.59 \rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}}]] = 155.150 MN \cdot m$$

∴ $\phi M_n (= 155.15 MN \cdot m) > M_u (= 58.882 MN \cdot m)$ ∴ OK

- PS 강재의 최대량 검토

$$q_p = \frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{0.00104 \times 1,865.7}{40} = 0.049 \leq 0.36 \beta_1 = 0.276 \quad \therefore \text{OK}$$

- 최소 강재량 검토

$$\frac{4}{3} M_u = \frac{4}{3} \times 58.882 = 78.510 < \phi M_n (= 155.150 MN \cdot m)$$

∴ 균열모멘트에 대한 검토를 하지 않아도 된다.

(2) 측경간 부모멘트 최대부 (P1)

$$M_u = 53.7934 MN \cdot m$$

$$A_c = 8.35 m^2$$

$$I_c = 10.480 m^4$$

Central Tendon : Top flange 0.5 " -12T×18EA, 0.5 " -7T×4EA=0.02132m²+0.002764m²

Central Tendon : Bottom flange 0.5 " - 7T × 19EA = 0.00069097×19 = 0.013128m²

Continuity Tendon : 0.5 " - 19T×12EA = 0.00187549×12 = 0.02250588m²

$$A_{ps} = 0.021321+0.0027639+0.02250588 = 0.046591m^2$$

$$d_p = 2.827m$$

$$\rho_p = A_{ps}/bd_p = 0.04659/(5.60 \times 2.827) = 0.00136$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}} \right] = 1,900 \times \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \frac{0.00136 \times 1,900}{40} \right] = 1,855.13 MPa$$

- 중립축 검토

$$a = \frac{f_{ps} A_{ps}}{0.85 f_{ck} b} = \frac{1,855.13 \times 0.04659}{0.85 \times 40 \times 5.60} = 0.454m > t (= 0.30m)$$

∴ 중립축은 압축 플랜지내에 위치하지 않음 - 플랜지를 갖는 단면으로 해석

- 휨강도 검토

$$A_{pf} = 0.85f_{ck}(b-b_0)t/f_{ps} = 0.03359m^2$$

$$A_{pw} = A_p - A_w = 0.0130m^2$$

$$\phi M_n = \phi [A_{pw}f_{ps}d_p [1 - 0.59 \frac{A_{pw}f_{ps}}{b_0d_p f_{ck}}] + 0.85f_{ck}(b-b_0)t(d_p - 0.5t)]$$

$$= 198.939MN \cdot m$$

$$\therefore \phi M_n (= 198.939MN \cdot m) > M_u (= 53.793MN \cdot m) \therefore OK$$

- PS 강재의 최대량 검토

$$q_p = \frac{A_{pw}f_{ps}}{b_w d_p f_{ck}} = \frac{0.013004 \times 1,855.13}{900 \times 2,827 \times 40} = 0.237 \geq 0.36\beta_1 = 0.276$$

강재지수가 0.36 β_1 보다 크므로 설계휨강도를 다음 값보다 크지 않도록 한다.

$$\phi M_n = \phi [(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2)f_{ck}b_w d_p^2 + 0.85f_{ck}(b-b_w)t(d_p - 0.5t)]$$

$$= 198.222MN \cdot m$$

$$\therefore \phi M_n (= 198.222MN \cdot m) > M_u (= 53.7934MN \cdot m) \therefore OK$$

- 최소 강재량 검토

$$\frac{4}{3}M_u = \frac{4}{3} \times 53.793 = 71.725 < \phi M_n (= 198.939MN \cdot m)$$

$\therefore$ 균열모멘트에 대한 검토를 하지 않아도 된다.

4) 전단 검토

가) 속이 찬 슬래브와 기초를 제외한 프리스트레스트 콘크리트 휨부재는 전단과 사인장응력에 대해 보강되어야 한다. ☞ 도설 4.6.3.8

나) 전단력을 받는 부재는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

다) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$V_c = Mn(V_{ci}, V_{cw})$$

(1) 휨 전단강도

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}}b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}$$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t}(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d)$$

d 는 0.8 h 보다 작게 취해서는 안된다.

V_{ci} : 전단과 모멘트 조합에 의한 사인장 균열 발생시 콘크리트 부담 공칭 전단강도

M_{max} : 외부작용하중에 의해 발생하는 단면의 최대 계수 모멘트

V_i : M_{max} 를 발생시키는 외부 작용하중에 의한 단면의 계수 전단력

M_{cr} : 외부 작용하중에 의한 단면의 휨 균열 모멘트

V_d : 사용 고정하중에 의해 발생하는 단면의 전단력

f_d : 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 사용고정하중에 의한 응력

f_{pe} : 유효 프리스트레스 힘에 의한 인장연단의 콘크리트 응력

(2) 복부 전단강도

$$V_{cw} = (0.29\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pe})b_w d + V_p$$

여기서, f_{pe} : 유효 프리스트레스 힘에 의한 콘크리트 도심의 응력

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력

라) 철근이 부담하는 전단력

V_s 는 $\frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}b_w d$ 보다 크게 취해서는 안 되고, d 를 0.8 h 보다 작게 취해서는 안 된다.

전단철근의 간격 s 는 0.75 h 또는 600mm보다 커서는 안 된다.

계수전단력 V_u 가 ϕV_c 의 1/2을 초과하는 경우에는 균열 발생을 억제하기 위해 다음과 같은 단면을 갖는 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

$$A_v = 0.35 \frac{b_w s}{f_y}$$

전단철근의 검토 항복강도 f_y 는 400MPa를 초과해서는 안 된다.

마) 전단검토

(1) 측정간 최대 부모멘트부 (P9)

- V_{ci} 의 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} b_w d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{\max}}$$

$$= (0.05 \sqrt{40} \times 0.900 \times 2.827 \times 1000 + 11,967.55 \times \frac{134,387.30}{53,793.40}) = 30,701.91 \text{ KN}$$

V_{ci} 는 $0.14 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ 이상이어야 한다.

$$V_{ci} (= 30,701 \text{ MN}) > 0.14 \times \sqrt{40} \times 0.900 \times 2.827 = 2.252 \text{ MN}$$

여기서, $V_i = 11,967.55 \text{ KN}$

$$M_{\max} = 53,793.40 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pc}) = 134,387.30 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

d 는 $0.8h$ 보다 작아서는 안되므로 $d = 2.827 \text{ m}$ 적용

- V_{cw} 의 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) b_w d + V_p$$

$$= [(0.29 \sqrt{40} + 0.3 \times 4.32) \times 0.900 \times 2.827] \times 1,000 = 7,962.56 \text{ KN}$$

여기서, $V_p = 0 \text{ KN}$, $f_{pc} = 4.32 \text{ MPa}$

∴ 콘크리트가 분담하는 전단강도 V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값인 $7,962.56 \text{ KN}$ 이 된다.

- 전단보강 유무 검토

$$\phi V_c = 0.8 \times 7,962.56 = 6,370.05 \text{ KN} < V_u = 11,967.55 \text{ KN} \quad \text{이므로 전단보강 필요.}$$

- 필요철근간격

$$s = \frac{\phi A_y f_y d_p}{V_u - \phi V_c}$$

$$= \frac{0.8 \times 2,026.8 \times 400 \times 2,827}{(11,967.55 - 6,370.05) \times 1,000} = 327.5 \text{ mm}$$

$s (= 327.5 \text{ mm})$ 이므로 최대철근 간격은 $s (= 327.5 \text{ mm})$, $0.75h (= 2,232.38 \text{ mm})$, 600 mm 중 최소값인 327.5 mm 가 되고, 실제 배근된 철근간격은 H25-4EA, 125 mm 이므로 전단에 대해 충분한 안전성을 확보한 것으로 나타났다.

- 소요 전단철근량 $A_{v,req}$

$$A_{v,req} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} = \frac{(11,967.55 - 6,370.05) \times 1,000}{0.8 \times 400 \times 2,827} = 6,188.64 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- 횡방향 해석에 의한 필요 복부 휨철근량 A_f

실제 도면에 적용된 철근량이 아니라 순수 해석에 의해 산출된 필요 복부 휨철근량을 적용한다. 한편, 횡방향 구조해석 편에서 복부 단면 검토시에는 도면에 적용된 철근량으로 단면의 안전성 확보 유무를 검토한다.

필요 철근량 $A_{s,req} = 1,561.1 \text{ mm}^2/\text{m}$ (횡방향 해석 참조)

$$\rightarrow \text{휨철근량 } A_f = H19@125 = 2,292.0 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- 복부배치 소요철근량 A_v 검토

$$A_v = \frac{A_{v,req}}{2n} + \frac{A_f}{2} + A_t = 2,693.16 \text{ mm}^2/\text{m}$$

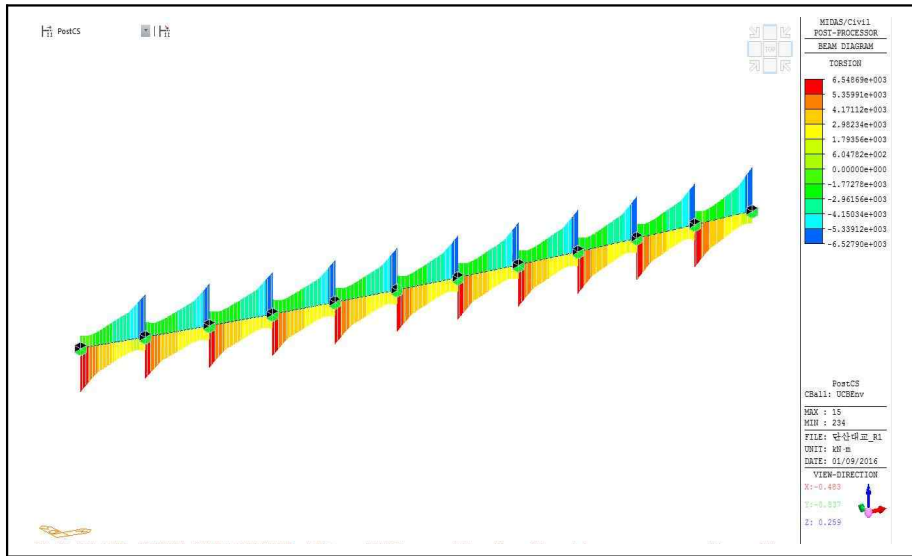
여기서, A_t : 비틀림에 저항하는데 필요한 철근량

n : 복부 갯수

$$\therefore A_{v,use} = H25@125 = 4,053.6 \text{ mm}^2/\text{m} > A_v = 2,693.16 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \therefore O.K$$

5) 비틀림의 검토

계수하중조합에 따른 발생 비틀림모멘트는 다음 그림과 같다.



다음과 같은 경우에는 비틀림에 대한 검토를 무시할 수 있다.

$$T_u < T = \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{\frac{1+f_{pc}}{\sqrt{f_{ck}}/3}}$$

여기서 A_{cp} : 콘크리트 단면의 바깥 둘레로 둘러싸인 단면적

P_{cp} : 전단면의 둘레 길이

계수 비틀림모멘트 T_u 가 균형을 유지해야 하고, T_{cr} 값을 초과하면 부재는 비틀림모멘트에 저항할 수 있도록 설계되어야 한다.

PSC 단면의 균열 비틀림모멘트는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} T &= \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{\frac{1+f_{pc}}{\sqrt{f_{ck}}/3}} \\ &= 0.8 \frac{\sqrt{40}}{12} \times 1,000 \times \frac{20.260^2}{29.690} \times \sqrt{1 + \frac{6.16}{\sqrt{40}/3}} = 11,543.9 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

따라서 $T (= 11,543.9 \text{ KN}\cdot\text{m}) > T_u (= 6,548.7 \text{ KN}\cdot\text{m})$ 이므로 비틀림을 무시할 수 있다.

바. 반력의 검토

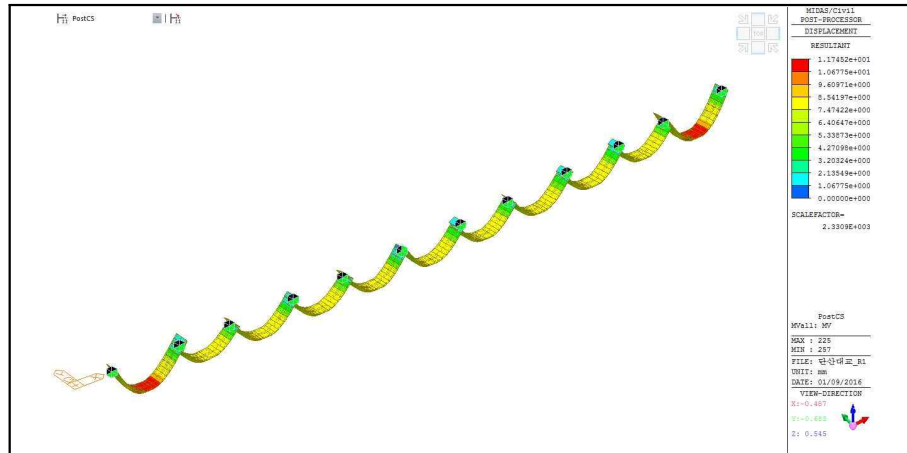
가) 받침반력 검토결과

【표 5.2.3】 반력 집계결과 (kN)(대구)

구분		반력 집계	사용 받침 용량	비고
A1	L	3864.25	5,000	O.K
	R	3864.25	5,000	O.K
P1	L	9205.85	11,000	O.K
	R	9205.85	11,000	O.K
P2	L	8182.5	11,000	O.K
	R	8182.5	11,000	O.K
P3	L	8424.45	11,000	O.K
	R	8424.45	11,000	O.K
P4	L	8376.15	11,000	O.K
	R	8376.15	11,000	O.K
P5	L	8386.8	11,000	O.K
	R	8386.8	11,000	O.K
P6	L	8390.05	11,000	O.K
	R	8390.05	11,000	O.K
P7	L	8365.5	11,000	O.K
	R	8365.5	11,000	O.K
P8	L	8458.5	11,000	O.K
	R	8458.5	11,000	O.K
P9	L	8098.55	11,000	O.K
	R	8098.55	11,000	O.K
P10	L	9300.7	11,000	O.K
	R	9300.7	11,000	O.K
A2	L	3670.8	5,000	O.K
	R	3670.8	5,000	O.K

사. 처짐의 검토

충격하중을 포함한 활하중으로 인한 처짐형상은 다음 그림과 같으며, 도로교설계기준의 처짐제한기준에 따른 검토결과는 【표 5.2.4】와 같다.



【표 5.2.4】 처짐 검토결과(대구)

구 분		발생처짐 (mm)	허용처짐 (mm)	비 고
활하중 (충격포함)	S1	11.74	56.25	O.K
	S2	9.06	62.50	O.K
	S3	9.53	62.50	O.K
	S4	9.38	62.50	O.K
	S5	9.42	62.50	O.K
	S6	9.41	62.50	O.K
	S7	9.42	62.50	O.K
	S8	9.39	62.50	O.K
	S9	9.40	62.50	O.K
	S10	9.07	62.50	O.K
	S11	11.74	62.50	O.K

※ 허용처짐량=L/800

아. PSC Box Girder교 횡방향 구조해석

1) 해석 및 검토방법

횡방향 해석은 프레임 요소를 사용하여 2차원 해석에 의한 하중별 부재력 산출을 기본으로 하였다. 차량하중의 경우 plate 요소를 사용한 3차원 해석 값과 프레임 요소를 사용한 2차원 해석 값을 위치별로 비교하여 윤하중 분포폭을 산정하였다. 차량하중은 방호벽 사이의 폭을 기준으로 MIDAS/CIVIL 프로그램의 Transverse Moving Load 기능을 이용하여 재하하였으며, 단면력 산정시 윤하중 분포폭을 고려하여 차량하중에 의해 과도한 단면력이 유발되는 것을 방지하였다. 각각의 하중에 의한 부재력을 도로교설계기준에 따라 계수하중 및 사용하중으로 조합하여 최대 단면력을 산정, 단면의 안전성 및 사용성에 대해 검토를 수행하였다.

2) 횡방향 해석 및 검토 과정

하 중 산 정	- 고정하중(자중, 2차고정하중) - 활하중 - 온도하중 - 풍하중
모 델 링	- 골조해석 모델링 3차원 해석 모델링(활하중) - 하중 입력
차량하중 산정 (헬요소 모델링)	바닥판의 중심부에 대한 윤하중의 접지면적을 고려한 접지압 산정
단면력 정리	골조해석과 3차원 유한요소해석에 의한 부재력 조합
극한강도 검토	강도검토법에 의한 부재의 철근량 산정
사용성 검토	사용하중에 의한 균열검토

자. 하중 산정

1) 고정하중

콘크리트 자중 : 프로그램에서 자동 산정, 재하

2) 2차고정하중

가) 방호벽 : 8.2 kN/m

나) 아스팔트 포장

(1) 포장두께 : $h_{asp} = 80 \text{ mm}$

(2) 단위중량 : $\gamma_{asp} = 23 \text{ kN/m}^3$

(3) 작용하중 : $F_{asp} = \gamma_{asp} \times h_{asp} = 23 \times 0.08 = 1.84 \text{ kN/m/m}$

3) 온도하중

- 부재 온도변화 15°C 의 온도차 적용
- 상하연 온도차 5°C 적용

4) 풍하중

가) 활하중 비재하시

(1) PSC 거더에 작용하는 풍하중 : 수평력 $W = 2.5 \text{ kN/m}$

(2) 방호벽에 작용하는 풍하중

- 수평력 : $P1 = (1.080 + 0.100) \times 2.5 = 3.625 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M1 = 3.625 \times (1.080 + 0.100) / 2 = 2.628 \text{ kN} \cdot \text{m}$

나) 활하중 재하시

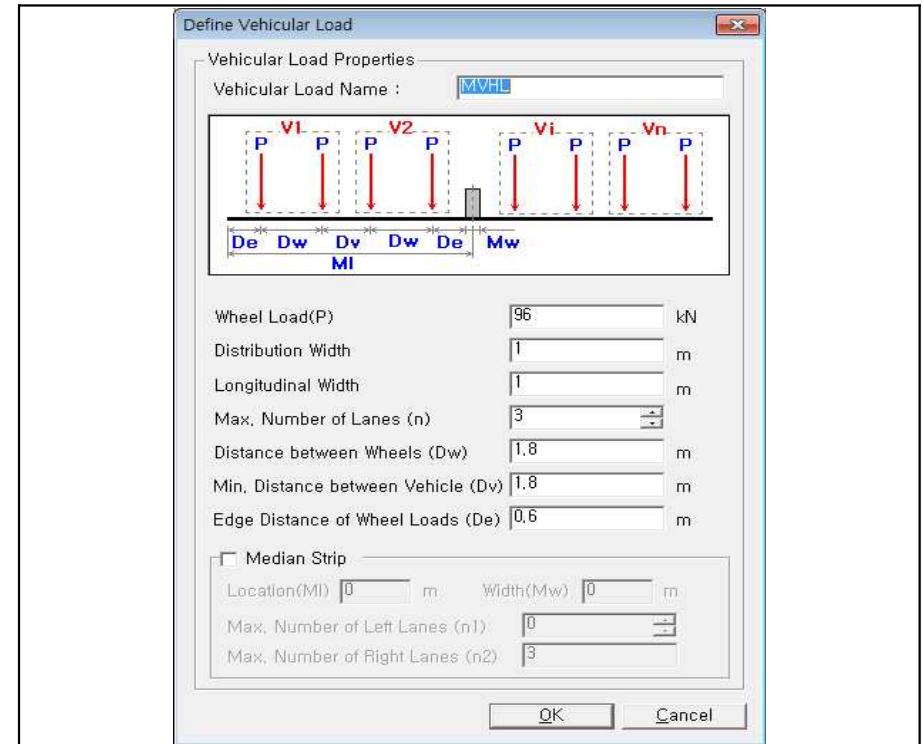
활하중 비재하시에는 산정된 하중의 1/2을 적용하며, 도로교설계기준에 따라 방풍벽과 겹쳐진 활하중에 대해서는 풍하중을 재하하지 않았다.

5) 활하중

횡방향으로 방호벽 사이의 거리를 기준으로 재하 가능한 차량대수를 산정하였고, Midas/Civil 프로그램내의 Transverse Moving Load 기능을 이용하여 가장 불리한 부재력을 산출하였다.

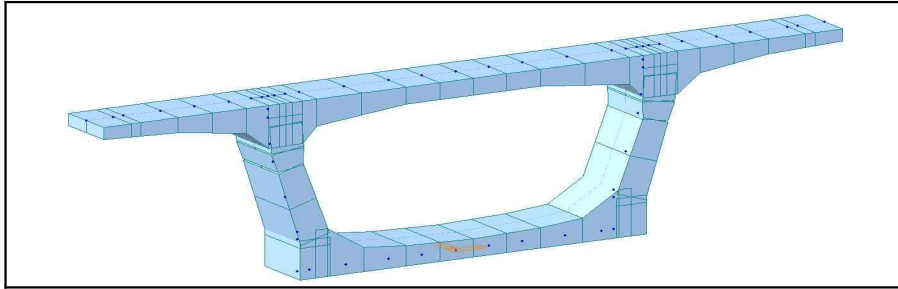
가) 하중 재하

Midas/Civil 프로그램내의 Transverse Moving Load 기능을 이용하여 활하중을 재하하였다.

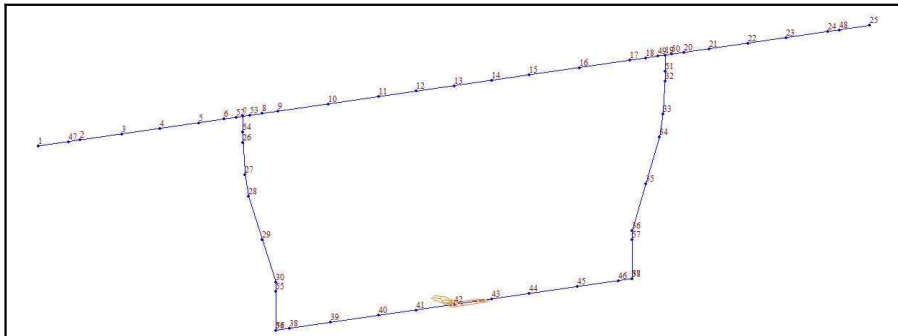


차. 모 델 링

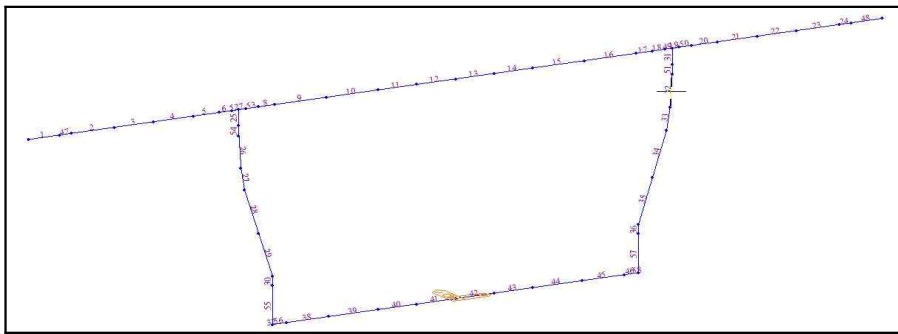
1) 2차원 프레임해석 모델링



(a) 모델링 형상



(b) 절점 번호



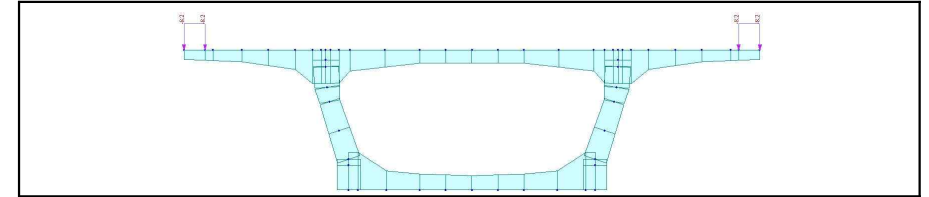
(c) 요소 번호

2) 하중재하도

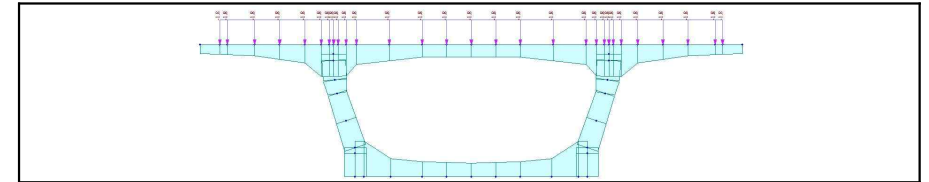
가) 고정하중 : 프로그램내 자동 계산

나) 2차고정하중

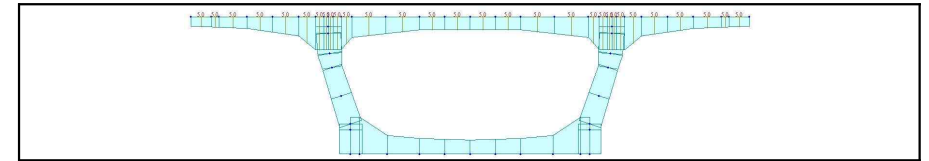
(1) 방호벽



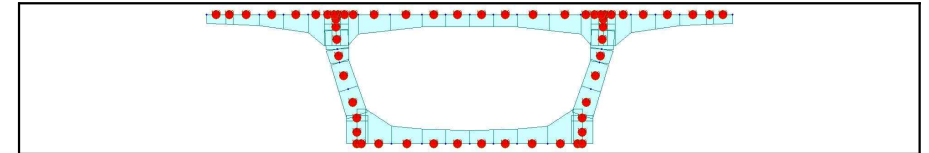
(2) 포장하중



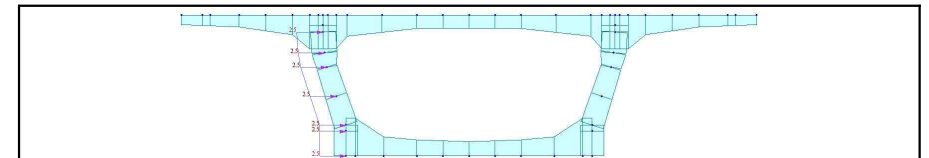
(3) 온도하중 : 상부슬래브에 $\pm 5^{\circ}\text{C}$ 의 온도차 적용



(4) 온도하중 : 부재 온도변화 15°C 의 온도차 적용



(5) 풍하중 (활하중 비제하시)



카. 하중조합

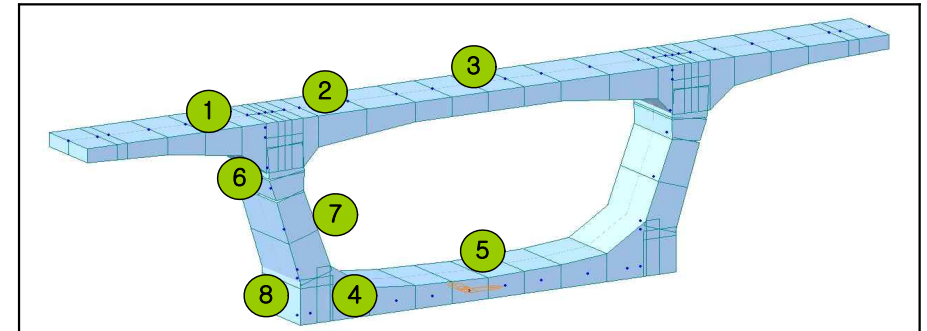
횡방향 해석에 의한 단면의 안전성 및 사용성 검토를 시행하기 위하여 도로교설계기준을 바탕으로 다음과 같은 하중조합을 고려하였다.

구분	고정하중	활하중	온도하중	풍하중	비고
계수 하중 조합	ULT-1	1.3	2.15		
	ULT-2	1.3	1.3	1.3	
	ULT-3	1.3	1.3		활하중제하
	ULT-4	1.3	1.3		활하중비제하
	ULT-5	1.3		1.3	활하중제하
	ULT-6	1.3		1.3	활하중비제하
	ULT-7	1.25	1.25	1.25	활하중제하
	ULT-8	1.25	1.25	1.25	활하중비제하
	ULT-9	1.25		1.25	활하중제하
	ULT-10	1.25	1.25	1.25	활하중비제하
사용 하중 조합	SER-1	1.0	1.0		
	SER-2	1.0	1.0	1.0	
	SER-3	1.0	1.0		0.5 활하중제하
	SER-4	1.0	1.0		0.5 활하중비제하
	SER-5	1.0	1.0	1.0	0.5 활하중제하
	SER-6	1.0	1.0	1.0	0.5 활하중비제하

타. 해석결과 부재력정리

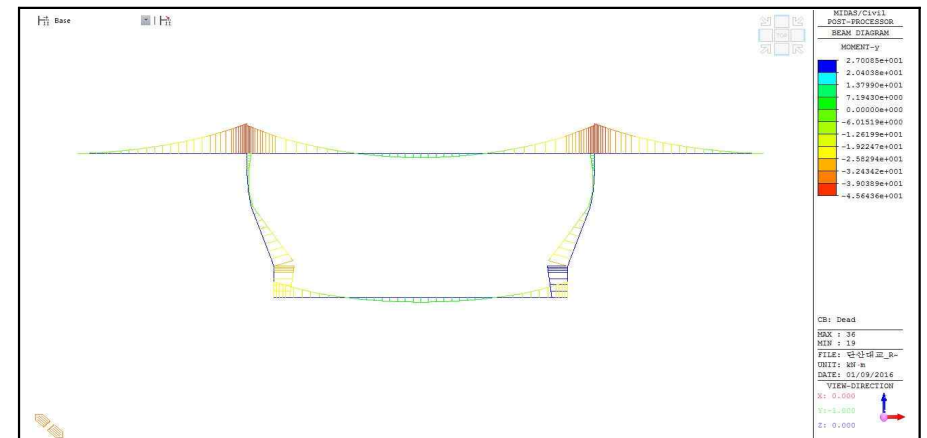
1) 검토 위치

교축직각방향 부재검토를 실시하기 위해 아래의 그림과 같이 상부슬래브, 하부슬래브, 복부에 대해서 단면의 안전성과 사용성 검토를 시행하였다.

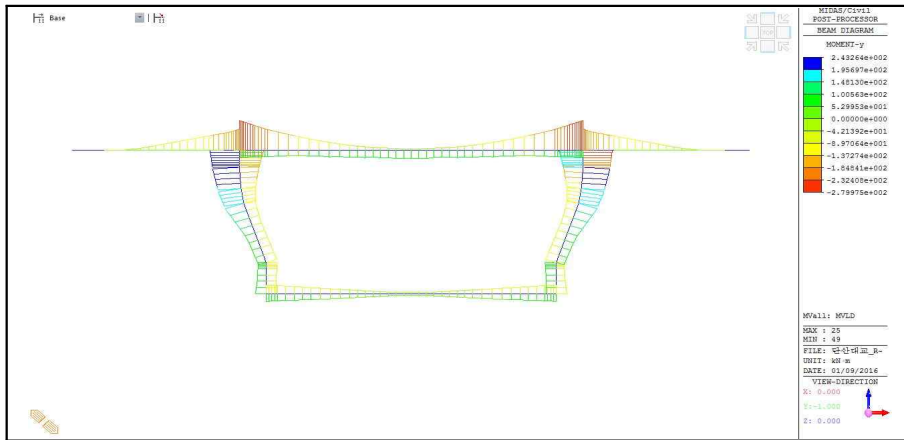


2) 하중별 부재력도 (사용하중, kN·m)

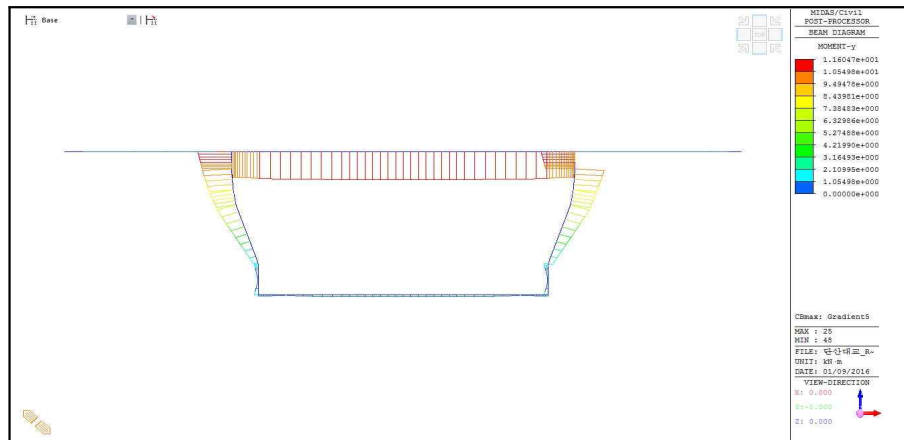
가) 고정하중에 의한 모멘트도



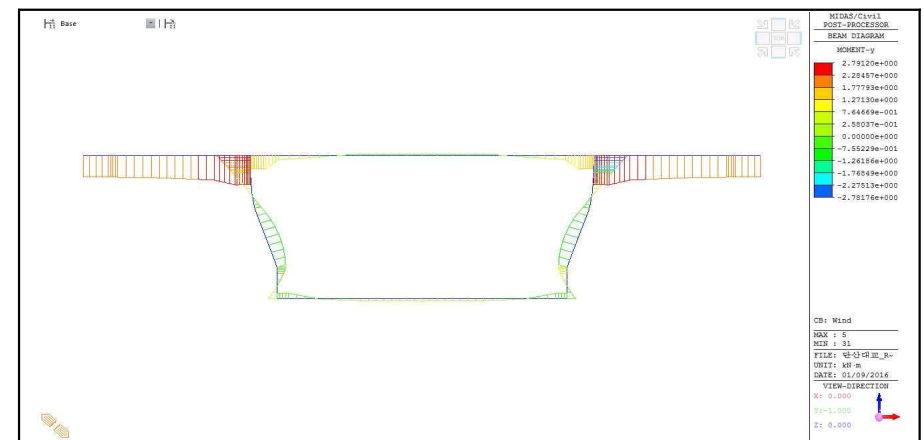
나) 활하중에 의한 모멘트도



다) 온도하중에 의한 모멘트도



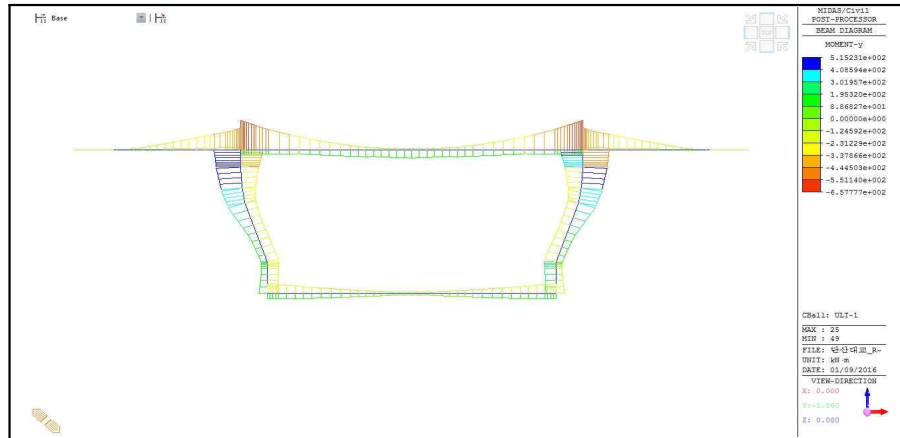
라) 풍하중에 의한 모멘트도



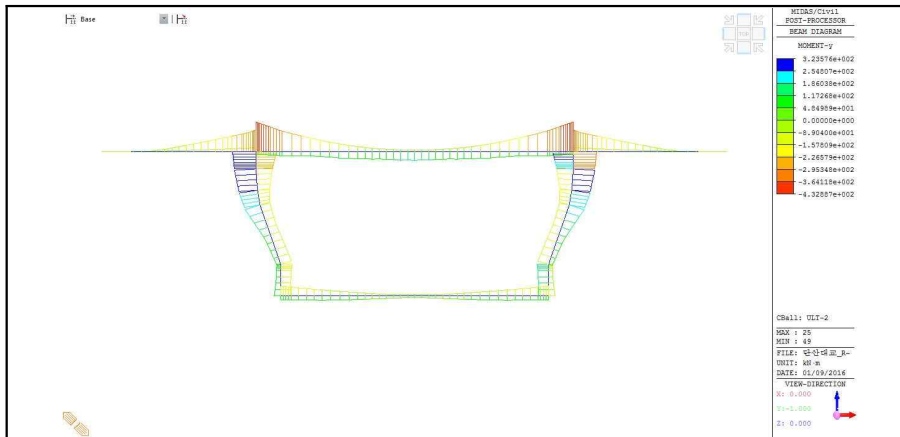
3) 부재력 정리

가) 하중조합별 결과(kN-m)

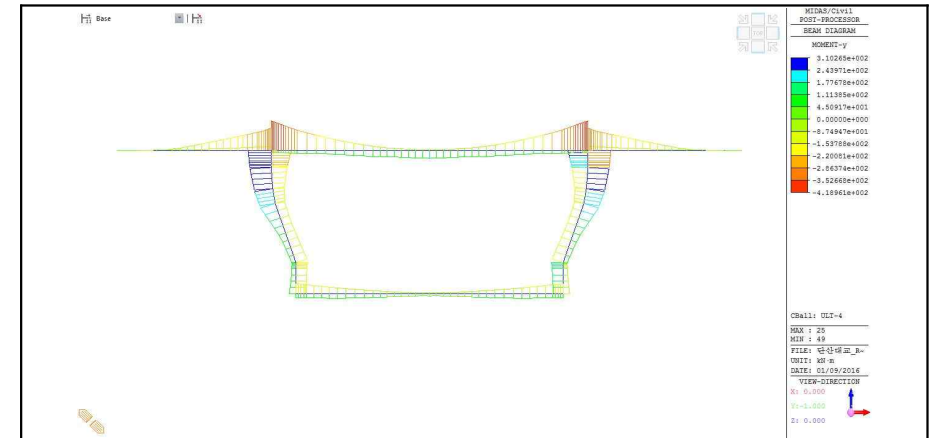
(1) ULT-1



(2) ULT-2



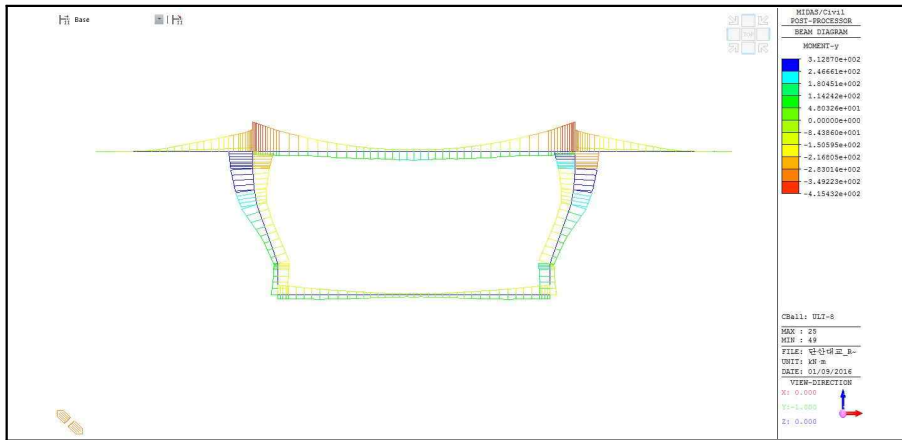
(3) ULT-4



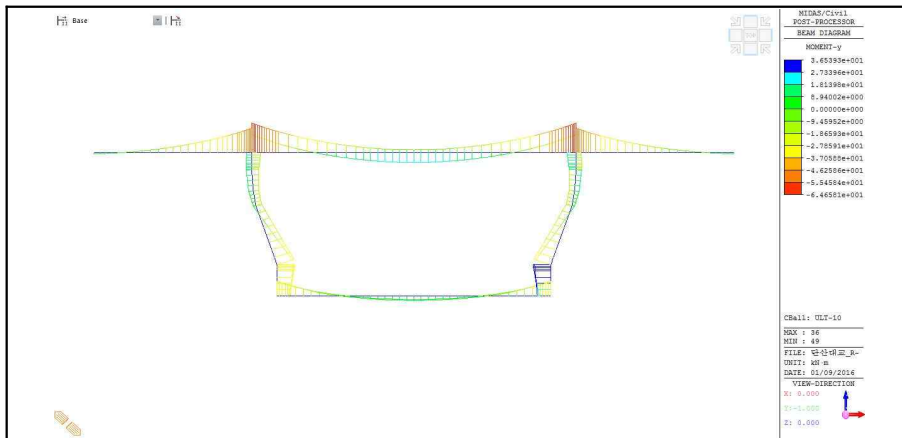
(4) ULT-6



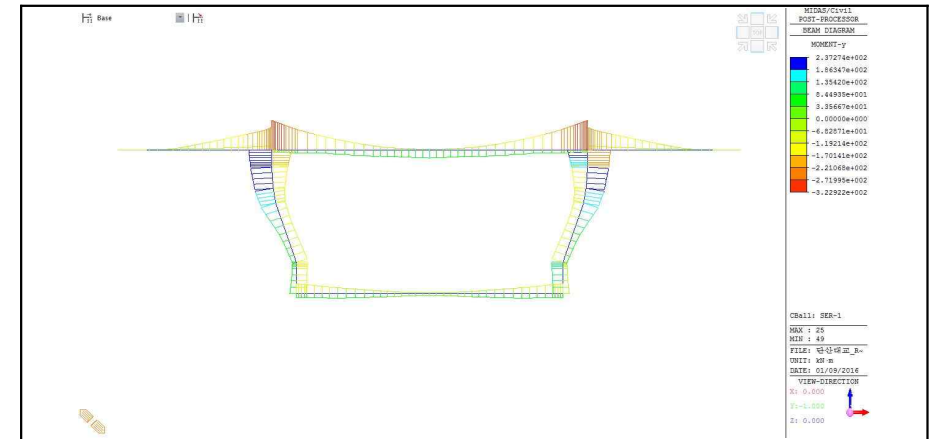
(5) ULT-8



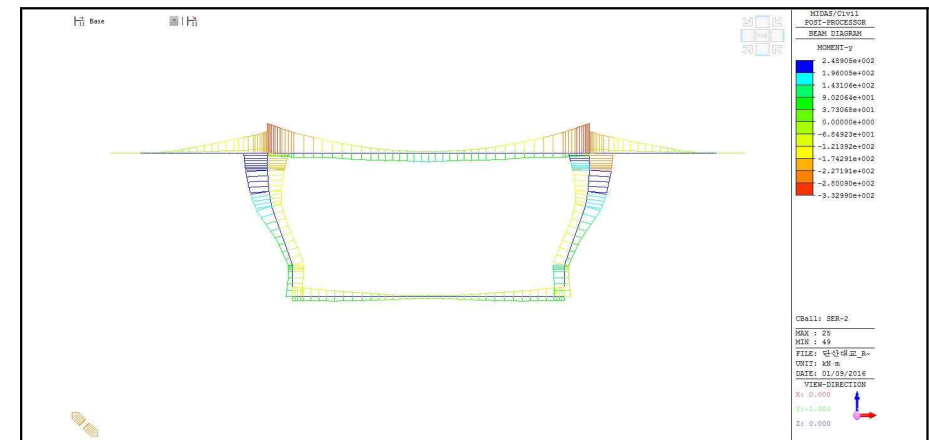
(6) ULT-10



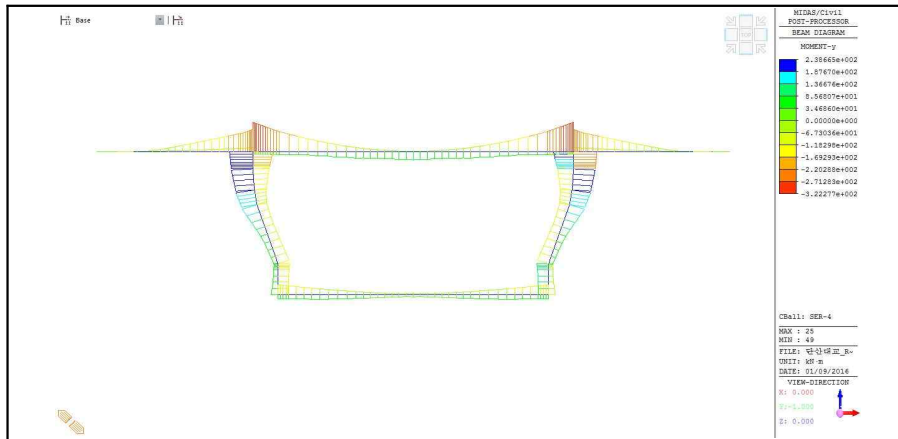
(7) SER-1



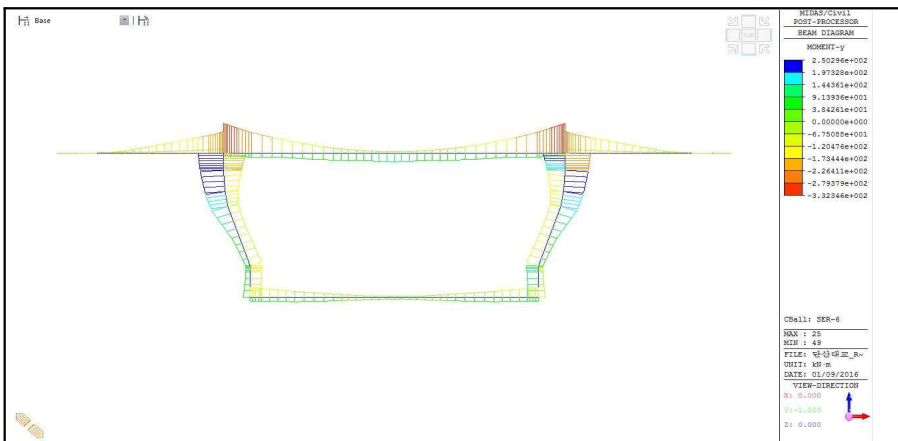
(8) SER-2



(9) SER-4



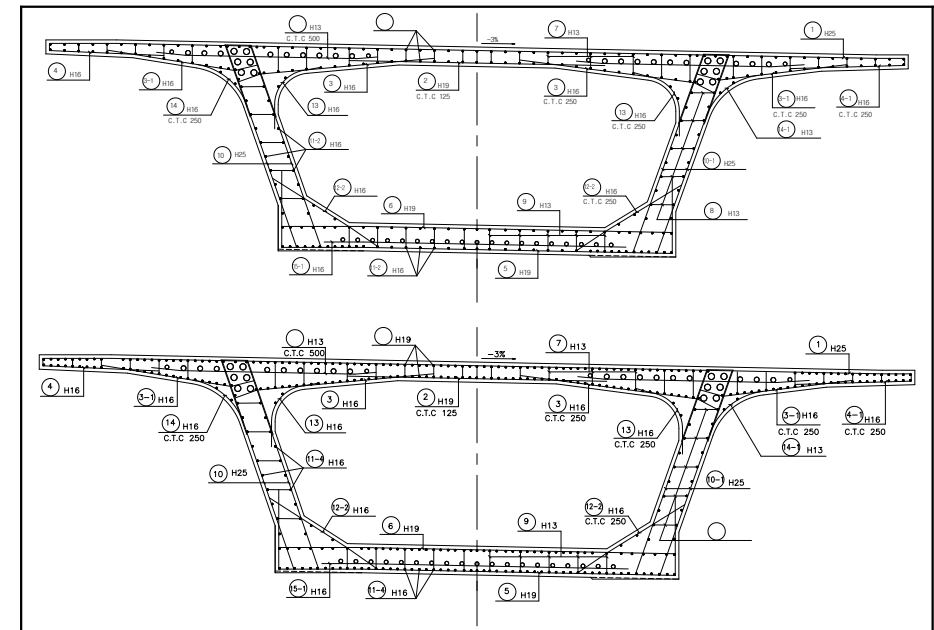
(10) SER-6



나) 최대부재력 결과(kN-m)

위치	계수하중 휨모멘트	사용하중 휨모멘트
1	490.30	223.12
2	522.25	302.56
3	112.40	98.74
4	215.31	110.8
5	55.48	28.6
6	512.38	250.3
7	341.25	152.6
8	162.9	69.8

3) 단면검토 결과



【그림 5.2.13】 배근도, TYPE 1, TYPE 2(대구)

• 1번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 1,400.0mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 1,581.14mm^2, \quad A_{s,min} = 1,581.14mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 11,440.8mm^2$$

$$A_{s,use} = H29@250 + H25@250 = 4,596.4mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) = 582.86kN \cdot m \geq M_u = 490.30kN \cdot m \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 54.08mm$$

• 2번 위치 :

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 1,400.0mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 1,581.14mm^2, \quad A_{s,min} = 1,581.14mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 11,440.8mm^2$$

$$A_{s,use} = H29@250 + H25@250 = 4,596.4mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) = 582.86kN \cdot m \geq M_u = 522.25kN \cdot m \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 54.08mm$$

• 3번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 805.0mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 909.2mm^2, \quad A_{s,min} = 909.2mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 6,418.0mm^2$$

$$A_{s,use} = H19@125 = 2,292.0mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) = 168.7kN \cdot m \geq M_u = 112.4kN \cdot m \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 26.97mm$$

• 4번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 2,310.25mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 2,608.88mm^2, \quad A_{s,min} = 2,608.88mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 19,560.9mm^2$$

$$A_{s,use} = H19@100 = 2,865.2mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) = 626.49kN \cdot m \geq M_u = 215.38kN \cdot m \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 33.71mm$$

• 5번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 875.0mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 988.2mm^2, \quad A_{s,min} = 988.2mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 6,976.1mm^2$$

$$A_{s,use} = H19@125 = 2,292.0mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 184.3kNm \geq M_u = 55.48kNm \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 26.99mm$$

• 6번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 1,925.0mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 2,174.7mm^2, \quad A_{s,min} = 2,174.7mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 16,742.6mm^2$$

$$A_{s,use} = H25@125 = 4,053.6mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 725.16kNm \geq M_u = 512.38kNm \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 47.69mm$$

• 7번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 1,312.5mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 1,482.32mm^2, \quad A_{s,min} = 1,482.32mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 10,643.9mm^2$$

$$A_{s,use} = H25@125 = 4,053.6mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 483.97kNm \geq M_u = 341.25kNm \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 47.69mm$$

• 8번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 1,312.5mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 1,482.32mm^2, \quad A_{s,min} = 1,482.32mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 10,643.9mm^2$$

$$A_{s,use} = H25@125 = 4,053.6mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 483.97kNm \geq M_u = 162.9kNm \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 47.69mm$$

위치	단면조건		필요 철근량 (㎢)	사용 철근량 (㎢)	Mu (kN·m)	ΦMn (kN·m)	비고
	유효 높이 (mm)	피복 두께 (mm)					
1	450	50	1,581.14	4,596.4	490.30	582.86	O.K
2	450	50	1,581.14	4,596.4	522.25	582.86	O.K
3	280	50	909.2	2,292.0	112.40	168.70	O.K
4	710	50	2,608.88	2,865.2	215.31	626.49	O.K
5	300	50	988.2	2,292.0	55.48	184.30	O.K
6	600	50	2,174.7	4,053.6	512.38	725.16	O.K
7	425	50	1,482.32	4,053.6	341.25	483.97	O.K
8	425	50	1,482.32	4,053.6	162.9	483.97	O.K

5.2.2 부산방향

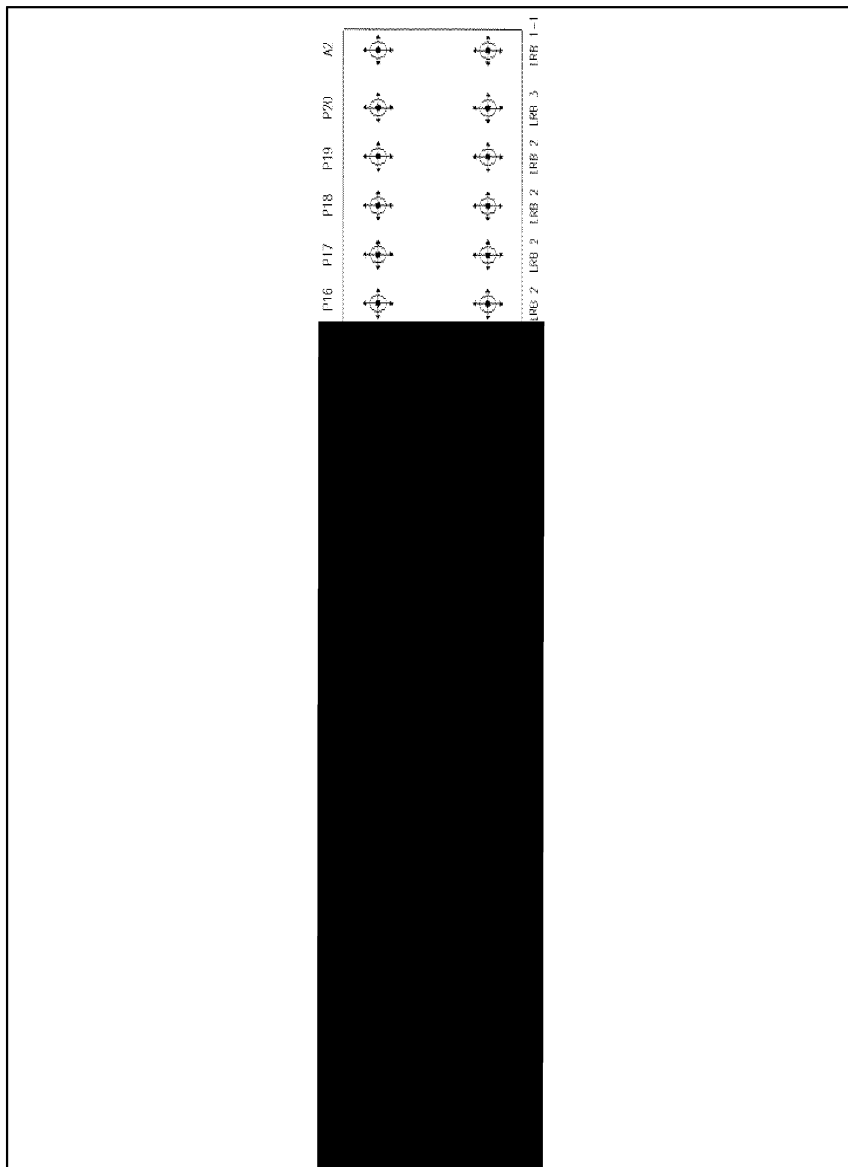
가. PSC Box Girder교 종방향 구조해석

1) 구조해석 모델

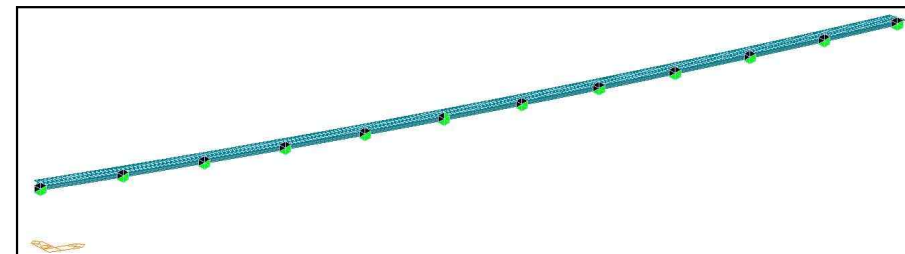
PSC BOX GIRDER교의 단면은 폐합단면이므로 비틀림 강성 및 단면의 종·횡방향에 대한 휨강성이 커서 시공중이나 사용단계에서 탄성적인 안전성이 상당히 크며, 곡선교 등과 같이 비틀림 모멘트를 받는 교량 등에 유리하게 사용되고 있다.

이러한 탄성적인 거동을 할 수 있게 하는 주요 부재는 강선이므로 콘크리트와 강선의 모델을 효율적으로 조합할 수 있는 보요소를 이용하여 Frame 모델링을 실시하였다

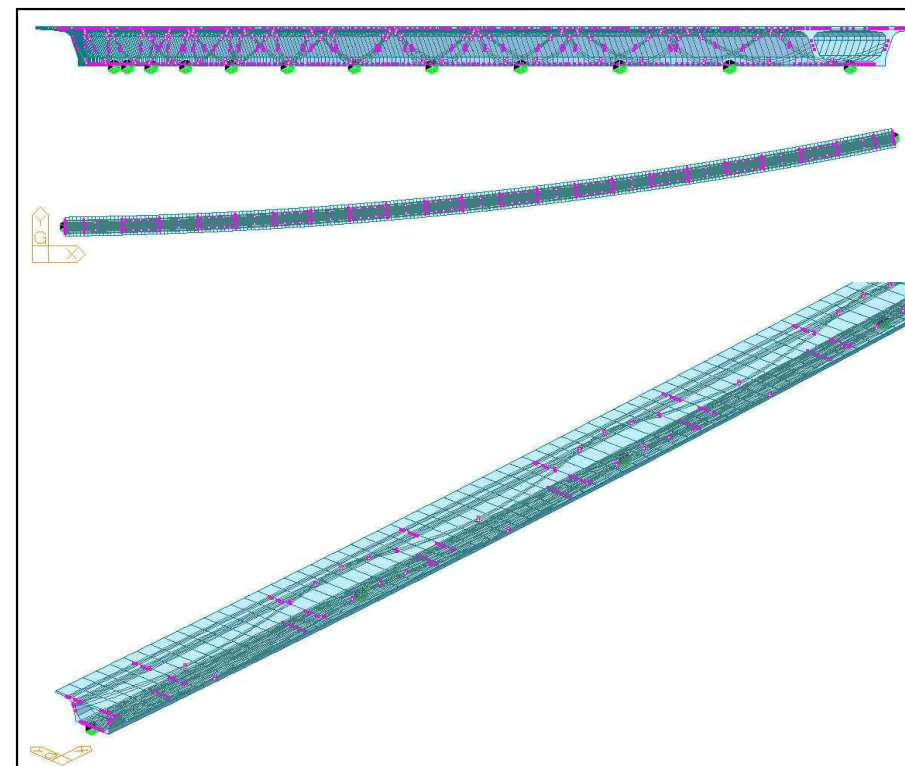
본 교량의 종방향 해석 모델에 고려한 지점조건 및 Tendon의 배치 등은 【그림 5.2.14】 ~ 【그림 5.2.19】 과 같다. 대상교량의 횡단면도, 받침장치 배치상태, 강선 배치상태는 다음의 그림과 같다.



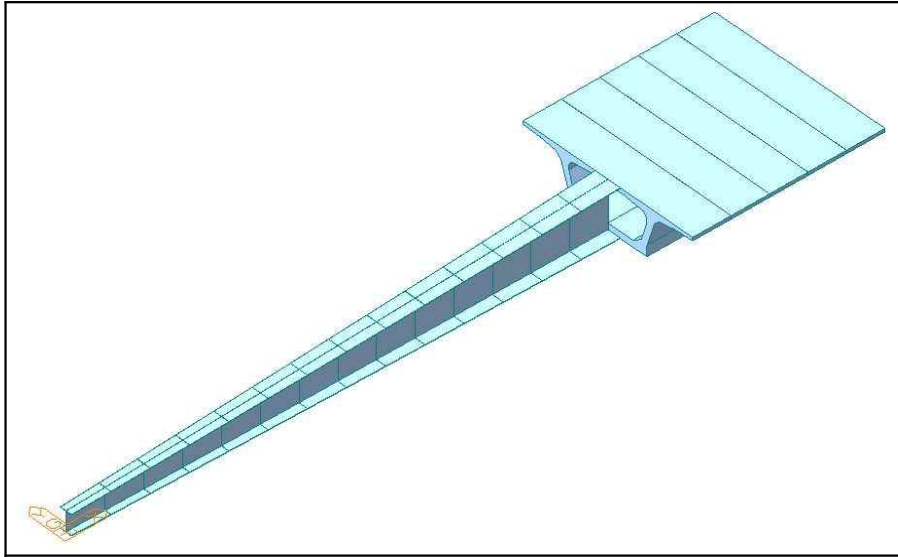
【그림 5.2.14】 받침배치현황(부산)



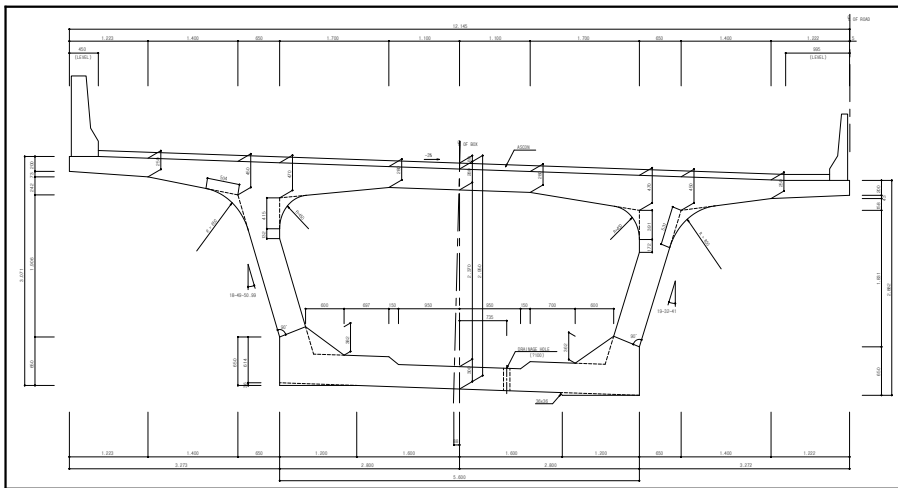
【그림 5.2.15】 모델링도(부산)



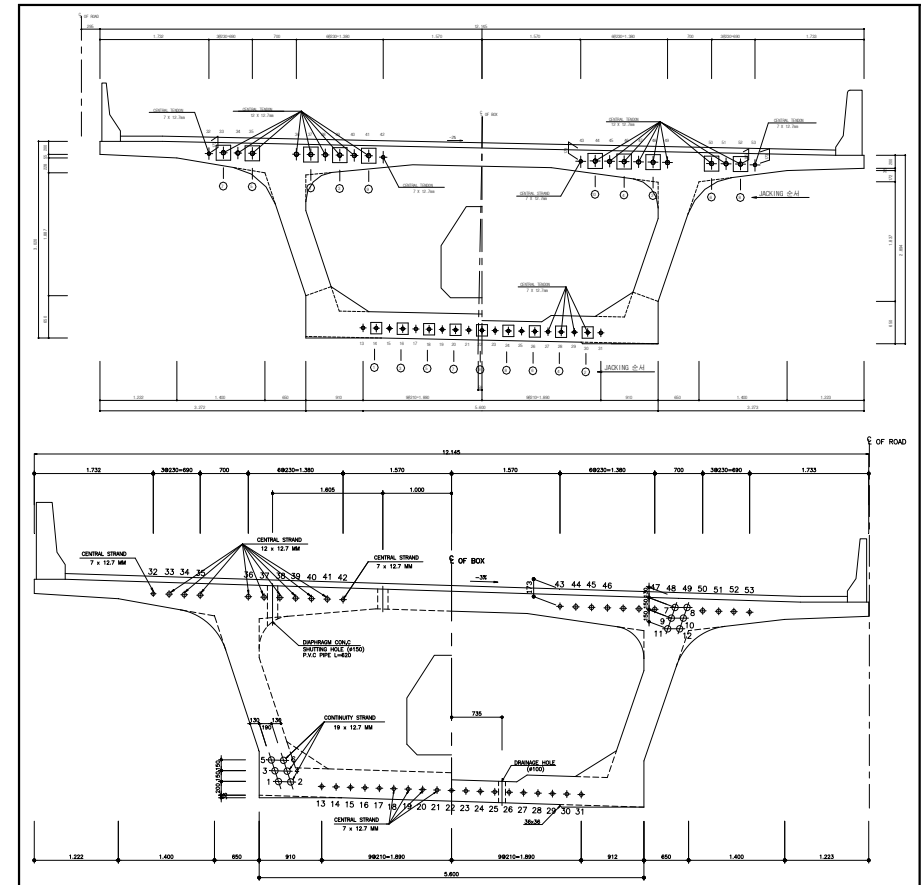
【그림 5.2.16】 Tendon 배치도(부산)



【그림 5.2.17】 압출노즈 모델링도(CS1)(부산)



【그림 5.2.18】 구조해석 단면제원(부산)



【그림 5.2.19】 구조해석 단면제원강선 배치도(부산)

나. 해석 조건

1) 교량 제원

- 상부 형식 : PSC BOX GIRDER 교
- 가설 공법 : I.L.M(Incremental Launching Method)
- 교 폭 : 12.145m
- 교량 등급 : 1등급 (DB-24, DL-24)
- 교 장 : 11@50.0 = 550.0m (R=3,000 교량중심 기준)

2) 사용재료 및 허용 응력

가) 콘크리트

(1) 검토 기준 강도

- $f_{ck} = 40.0 \text{ MPa}$
- $E_c = 30,008 \text{ MPa}$
- 단위 중량 = 25 kN/m^3

(2) 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도

- $f_{ci} = 0.8f_{ck} = 32.0 \text{ MPa}$

(3) 허용 응력

① 프리스트레스 도입직후, 손실 발생전

- 허용 휨 압축응력 : $0.60 f_{ci} = 19.2 \text{ MPa}$
- 허용 휨 인장응력 : $0.25 \sqrt{f_{ci}} = 1.41 \text{ MPa}$

② 사용하중 작용시, 손실 발생후

- 허용 휨 압축응력 : $0.45 f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$ (지속하중)
- 허용 휨 압축응력 : $0.60 f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$ (전체하중)
- 허용 휨 인장응력 : $0.63 \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$

나) 강선

(1) 사용 기준

- KSD 7002 , SWPC 7 B - $\phi 12.7 \text{ mm}$ (0.5 " Strand)

(2) 항복 강도

- $P_y = 159.0 \text{ kN/strand}$ ($f_{py} = 1,600 \text{ MPa}$ 이상)

(3) 극한 강도

- $P_u = 187.0 \text{ kN/strand}$ ($f_{pu} = 1,900 \text{ MPa}$ 이상)

(4) 단면적

- $A_p = 0.9871 \text{ cm}^2/\text{strand}$

(5) 탄성 계수

- $E_p = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$

(6) P.C 강연선의 허용 응력

- 인장작업시 응력: $f_{psa} = \text{Min}(0.8f_{pu}, 0.94f_{py}) = 1,504 \text{ MPa}$
- 도입직후 정착구 위치의 긴장재 응력: $f_{psa} = 0.7f_{pu} = 1,330 \text{ MPa}$
- 도입직후 긴장재 응력: $f_{psa} = \text{Min}(0.74f_{pu}, 0.82f_{py}) = 1,312 \text{ MPa}$
- 손실 발생 후 사용하중 상태에서의 응력: $f_{psa} = 0.8f_{py} = 1,280 \text{ MPa}$

(7) 사용 텐던

- Primary Tendon : 0.5 " - 12T, 7T (Top, Bottom flange)
- Secondary Tendon : 0.5 " - 19T (Web)

(8) 긴장력

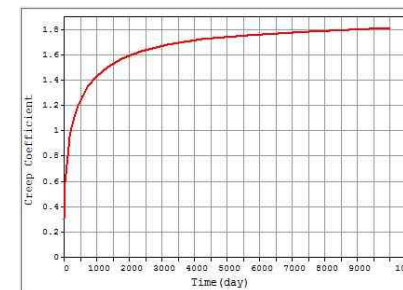
- $f_{pj,max} = 0.76f_{pu}$ (인장강도의 76%)

(9) 마찰 계수

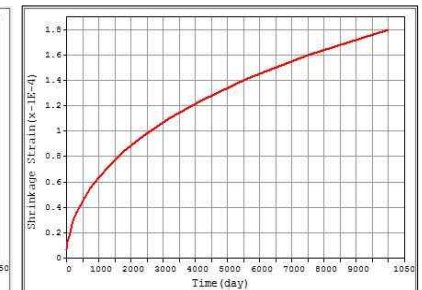
- $\mu = 0.25 / \text{rad}$: 곡률 마찰계수
- $k = 0.0050 / \text{m}$: 파상 마찰계수

다) Creep 및 건조수축

- 도로교설계기준에 따른 프로그램 자동 산정



<Creep 계수>



<건조수축 변형률>

다. 하중산정

PSC Box 자중(1차 고정하중)과 2차 고정하중, 활하중, 크리프와 건조수축, 지점침하, 온도, 프리스트레싱에 의한 2차 부정정력 등을 고려하여 검토규정에 따라 구조해석을 실시하였다.

1) 하중산정

가) 고정하중

- Box 자중(1차 고정하중) : $\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$ (프로그램 자동처리)

(1) 격벽자중

- 시점부 단부 : 401.68 kN

- 종점부 단부 : 374.20 kN

- 중앙부 지점 : 256.41 kN

- 2차 고정하중

(1) Ascon pavement : $(12.145-0.45-0.31) \times 0.08 \times 23 = 20.54 \text{ kN/m}$

(2) 방호벽 : 8.20 kN/m

(3) 증분대 : 3.71 kN/m

나) 활하중

(1) 재하차로수 (Wc) = 11.385 m $\rightarrow$ 3차로 재하 ($9.1\text{m} \leq Wc < 12.8\text{m}$)

(2) 검토차로폭 (W) = $11.70 / 3 = 3.795\text{m} > 3.6\text{m} \rightarrow 3.6\text{m}$ 적용

(곡선교 이므로 표준점유폭인 3.0m 마다 연속시켜 재하한다)

(3) MIDAS/Civil의 Moving Load Analysis 기능을 이용하여 차량하중을 재하하였으며, 만재하시와 편재하시 모두 고려하여 1차로 ~ 3차로까지 재하한다.

다) 충격계수

$$\cdot i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3$$

L = 50.0 m 일때, $i = 0.167$ (외측, 내측, 지점부 적용)

라) 부가 하중

(1) 지점침하(Δl) : MIDAS/Civil의 Settlement Analysis 기능을 이용하여 해석

$$\cdot \Delta l = -10.0\text{mm}$$

(2) 온도 하중

• 상하연 온도차 (Temperature Gradient) : 단면력 계산

$$\Delta T_G = \pm 5^\circ\text{C}, \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5}$$

• 종방향 일교차 온도차 : 단면력 계산

$$\Delta T_D = \pm 15^\circ\text{C}, \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5}$$

(3) 크리프 및 건조수축

• CEB-FIP 규정에 따른 프로그램 자동 산정

(4) 풍하중

• 보강거더 및 방호벽에 작용하는 풍하중

병렬효과를 고려하여 플레이트 거더교의 풍하중의 식을 적용하였다.

$$W = [400 - 20 \times (B/D)] \times D$$

$$= [400 - 20 \times (12.145/3.945)] \times 3.945 = 13.09 \text{ kN/m}$$

마) 단면계수 산정

구분	중앙부	지점부
Area	8.35 m ²	8.57 m ²
Asy	5.31 m ²	5.63 m ²
Asz	2.11 m ²	2.06 m ²
Ixx	21.83 m ⁴	22.49 m ⁴
Iyy	10.48 m ⁴	10.93 m ⁴
Izz	68.77 m ⁴	68.92 m ⁴
Cyp	6.07 m	6.07 m
Cym	6.07 m	6.07 m
Czp	1.17 m	1.20 m
Czm	1.78 m	1.75 m
Qyb	4.82 m ²	5.03 m
Qzb	17.82 m ²	15.76 m
Peri:O	28.48 m	28.48 m
Peri:I	13.94 m	13.93 m
y1	6.07 m	6.07 m
z1	1.78 m	1.75 m
y4	-6.07 m	-6.07 m
z4	1.17 m	1.20 m

여기서 Area : 단면적

Asy : 요소좌표계 y축 방향 전단력에 저항하는 유효전단면적(Effective Shear Area)

Asz : 요소좌표계 z축 방향 전단력에 저항하는 유효전단면적(Effective Shear Area)

Ixx : 요소좌표계 x축 방향의 비틀림강성(Torsional Resistance)

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

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

Cyp : 단면의 중립축에서 요소좌표계 (+)y축 방향 최외단까지의 거리

Cym : 단면의 중립축에서 요소좌표계 (-)y축 방향 최외단까지의 거리

Czp : 단면의 중립축에서 요소좌표계 (+)z축 방향 최외단까지의 거리

Czm : 단면의 중립축에서 요소좌표계 (-)z축 방향 최외단까지의 거리

Qyb : 요소좌표계 z축 방향으로 작용하는 전단력에 대한 전단계수

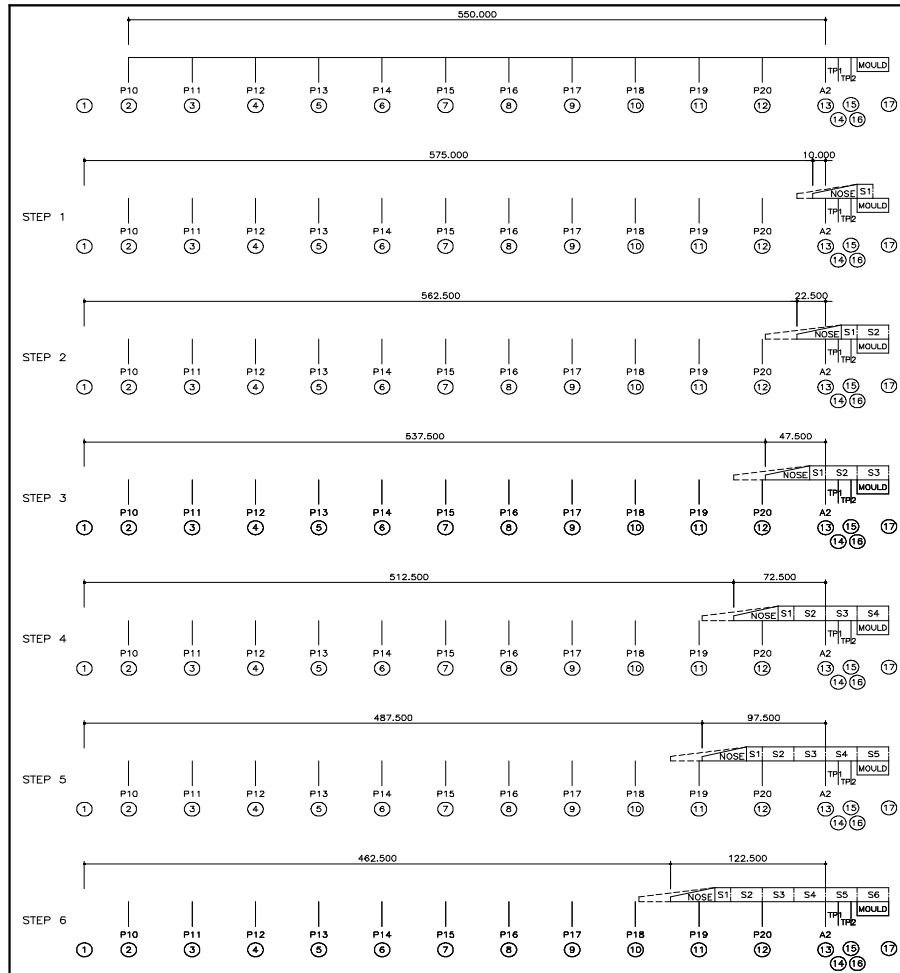
Qzb : 요소좌표계 y축 방향으로 작용하는 전단력에 대한 전단계수

$P_{eri} : \circ$: 단면 외곽선의 총길이

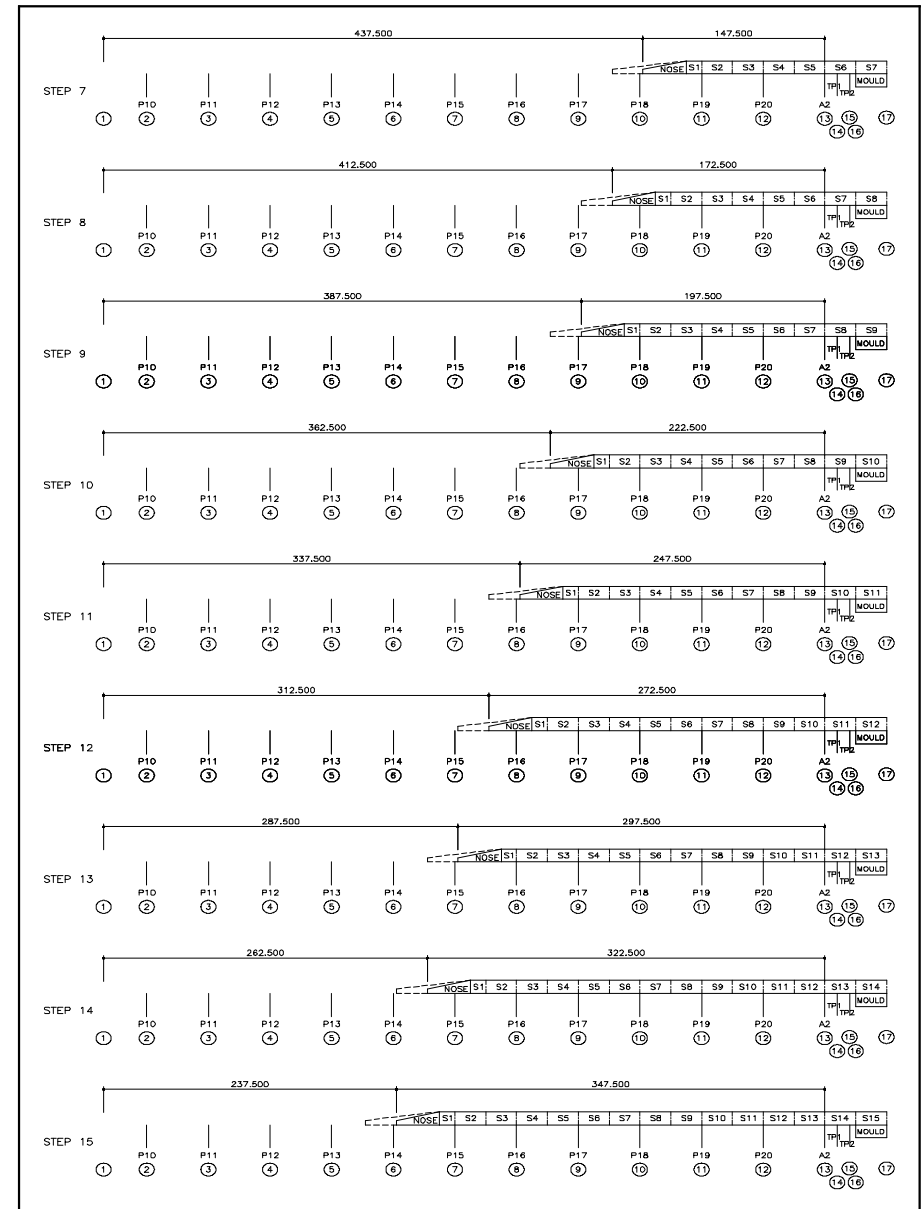
$P_{eri} : I$: 박스 또는 파이프 등 중공형 단면에서 단면 내부선의 길이

y_L, z_L : 단면의 중립축에서 상단 또는 좌측까지의 거리

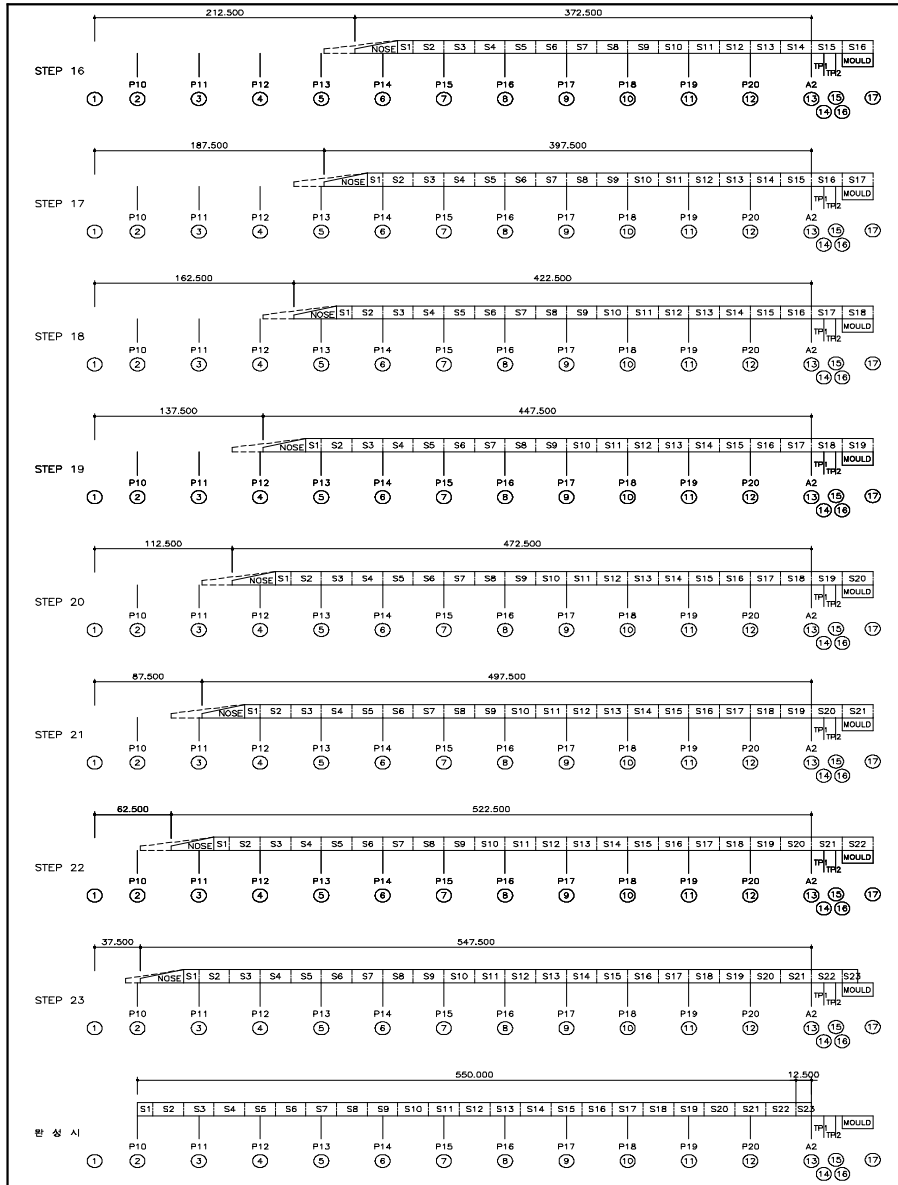
y_d, z_d : 단면의 중립축에서 하단 또는 우측까지의 거리



【그림 5.2.20】 압출 진행도(부산)



【그림 5.2.20】 압출 진행도(부산,계속)



【그림 5.2.20】 압출 진행도(부산,계속)

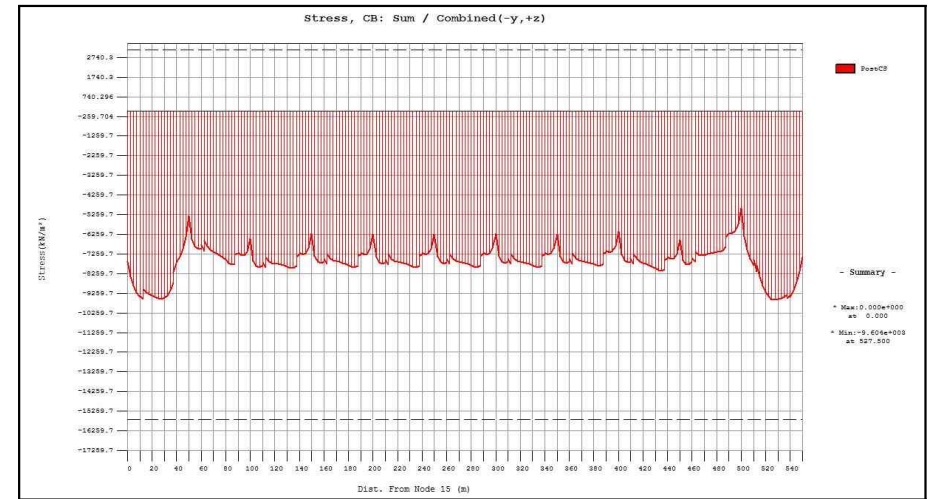
라. 허용응력법에 의한 검토

1) 하중별 응력 산정

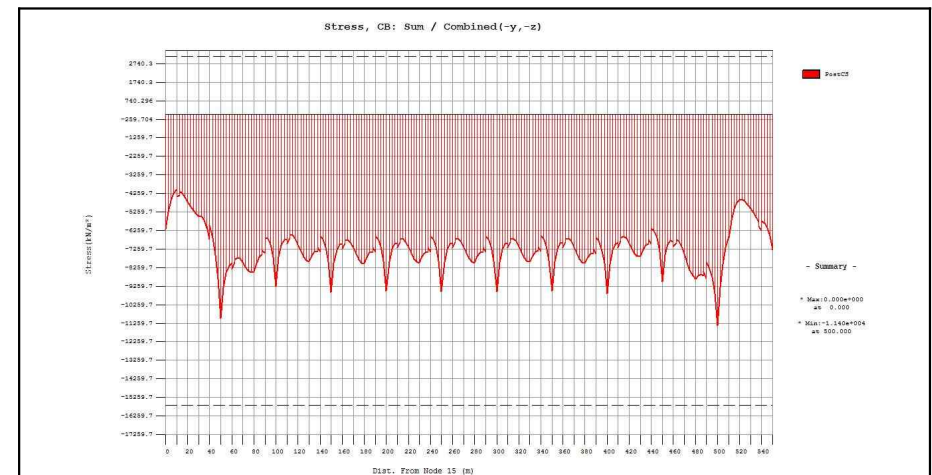
허용응력법에 의한 검토하중 작용시 응력 상태는 다음과 같다.

가) 고정하중+크리프, 건조수축+PS 하중

(1) 상연응력

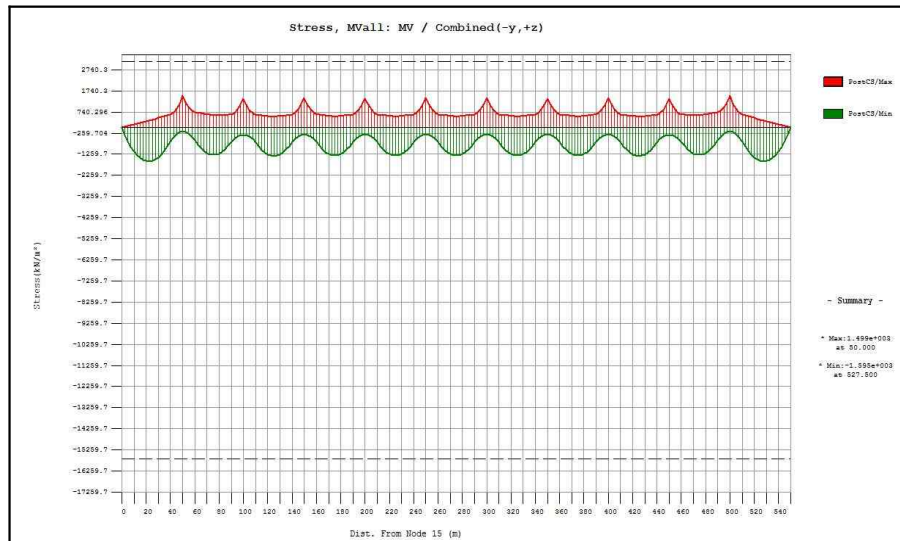


(2) 하연응력

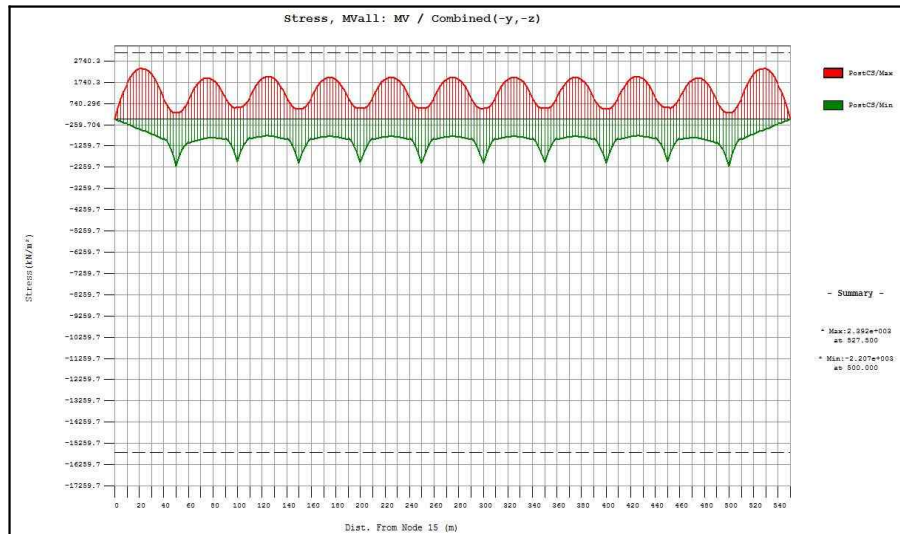


나) 활하중 (DB-24, DL-24 Envelope)

(1) 상연응력

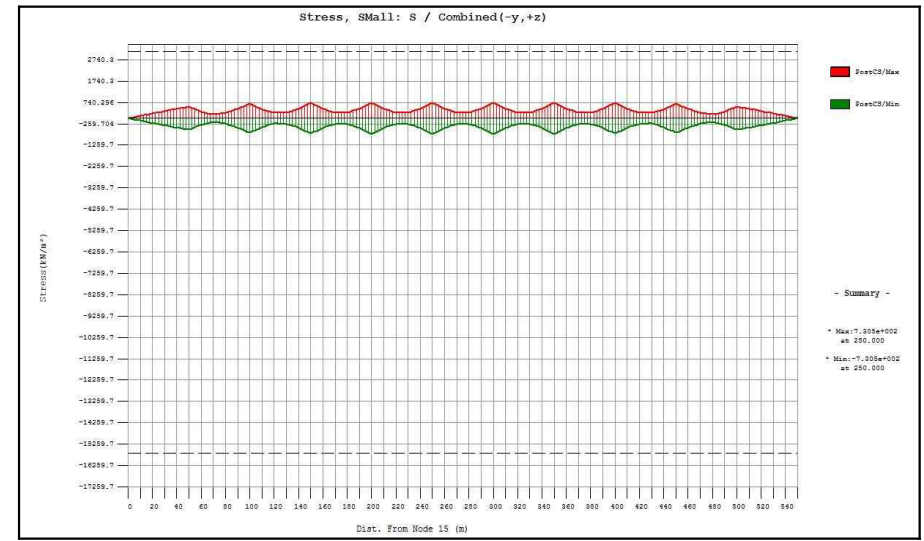


(2) 하연응력

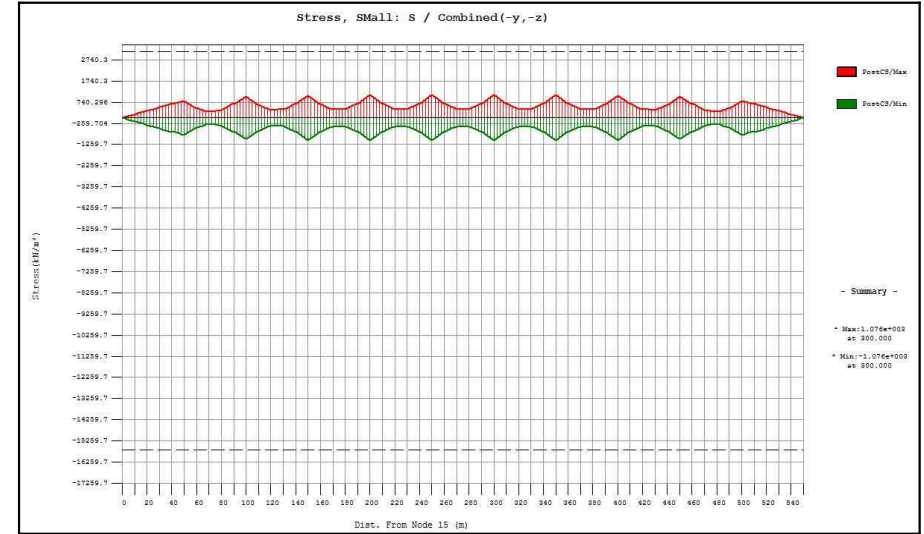


다) 지점침하

(1) 상연응력

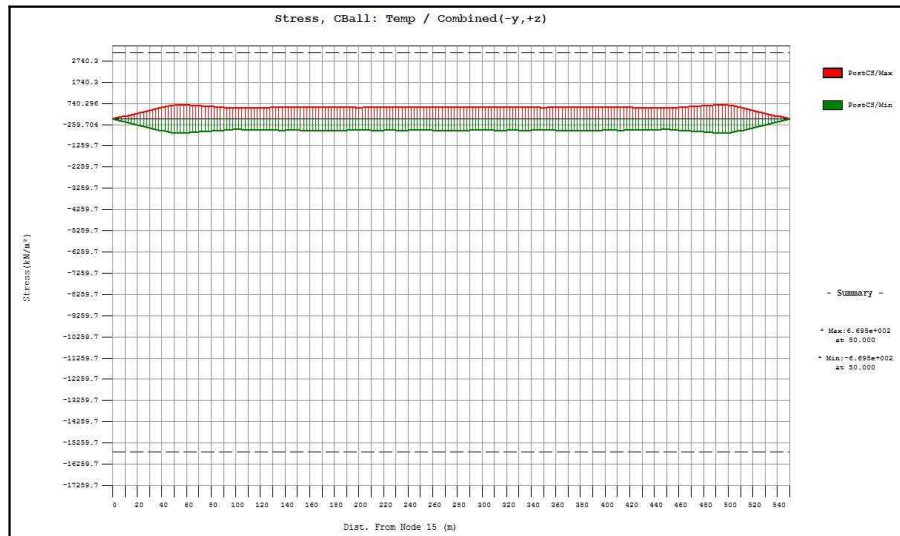


(2) 하연응력

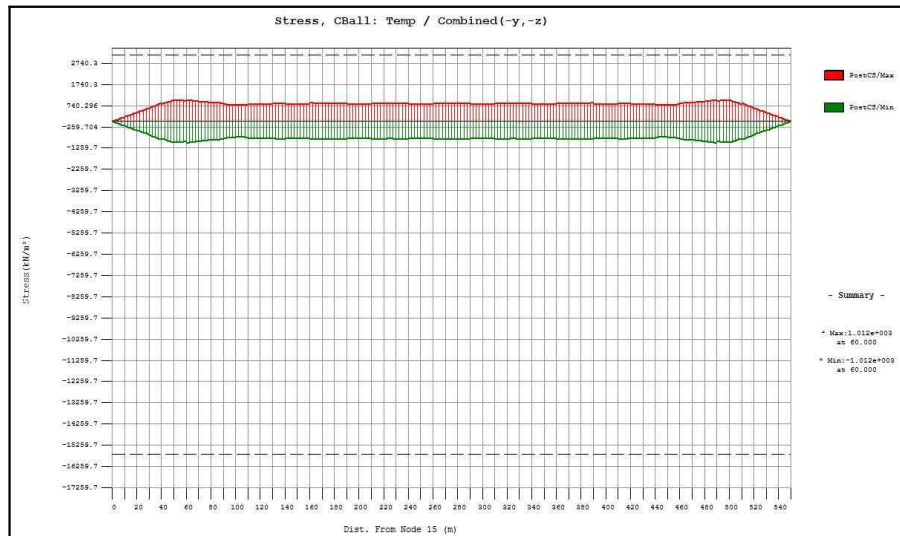


라) 온도하중

(1) 상연응력

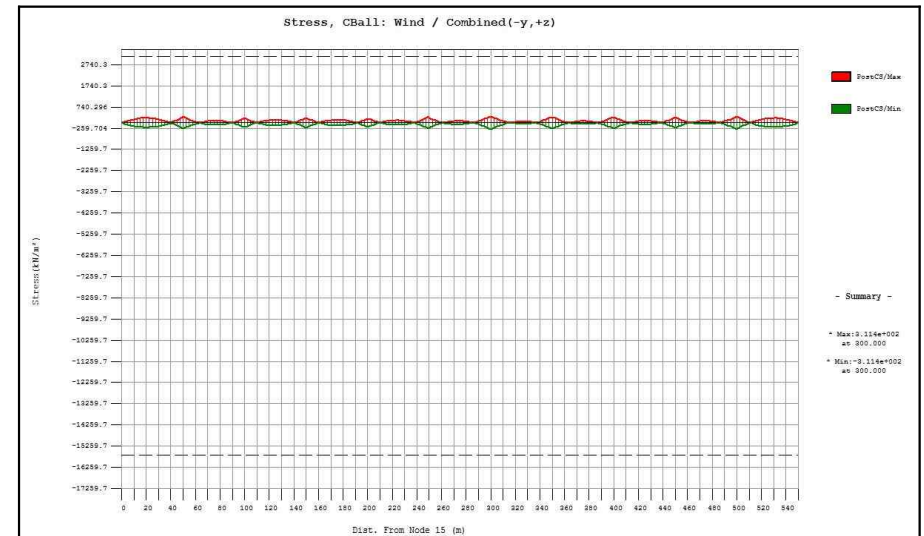


(2) 하연응력

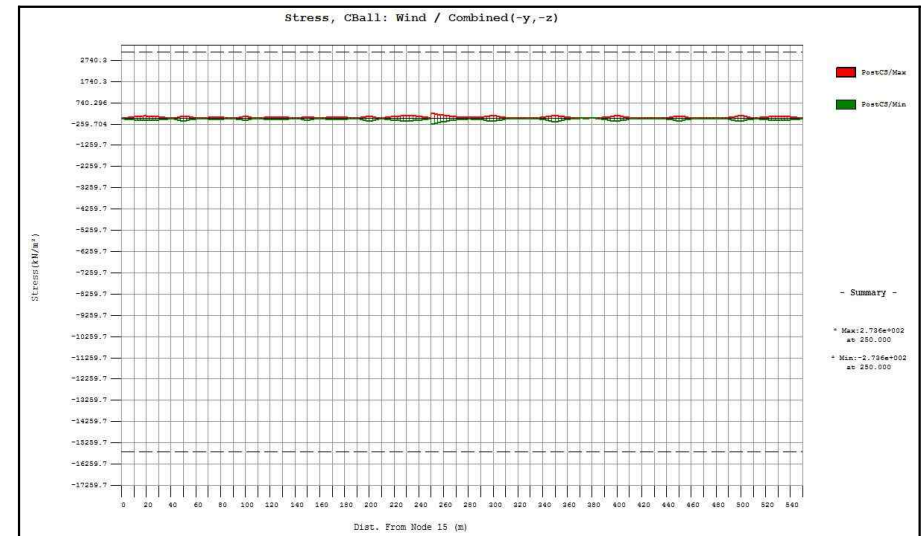


마) 풍하중

(1) 상연응력



(2) 하연응력



2) 응력조합결과

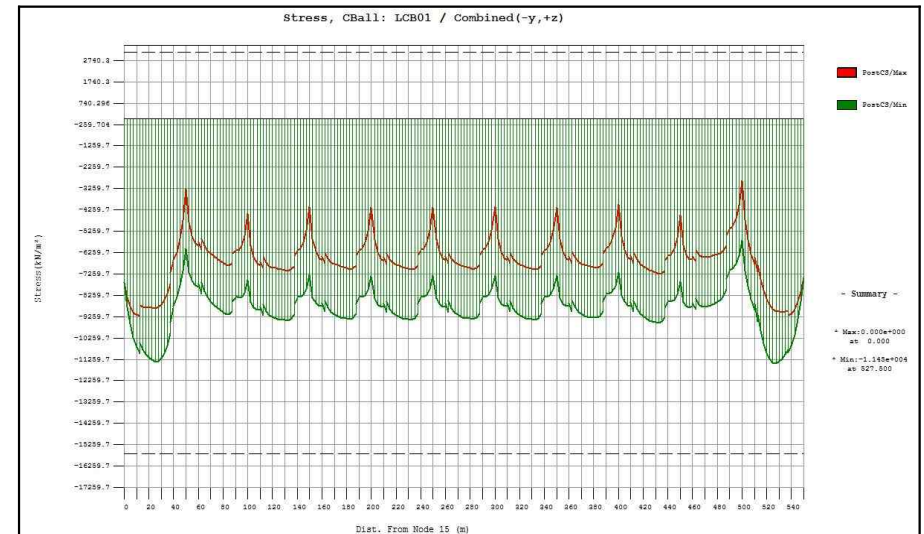
고정하중, 크리프, 건조수축, PS 하중, 활하중, 지점침하, 온도하중 및 풍하중을 조합한 응력 상태를 나타내면 다음과 같다.

- LCB1 : 고정하중+크리프, 건조수축+PS+활하중+지점침하
(허용응력할증계수=1.0)
- LCB2 : 고정하중+크리프, 건조수축+PS+활하중+지점침하+온도하중
(허용응력할증계수=1.15)
- LCB3 : 고정하중+크리프, 건조수축+PS+활하중+지점침하+풍하중
(허용응력할증계수=1.25)
- LCB4 : 고정하중+크리프, 건조수축+PS+활하중+지점침하+온도하중+풍하중
(허용응력할증계수=1.35)

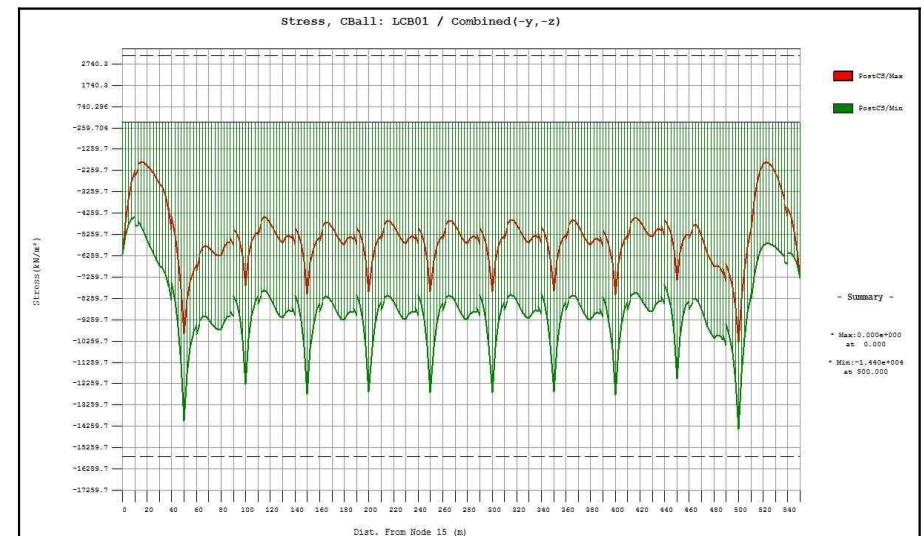
하중조합시 허용응력할증계수는 허용응력을 할증하지 않고 반대로 하중에 나누어 주어 정규화된 응력 값을 산정하였으며, 이는 허용응력을 일정하게 하여 하중조합 변화에 따른 응력 비교를 용이하게 한다.

가) LCB 1

(1) 상연응력

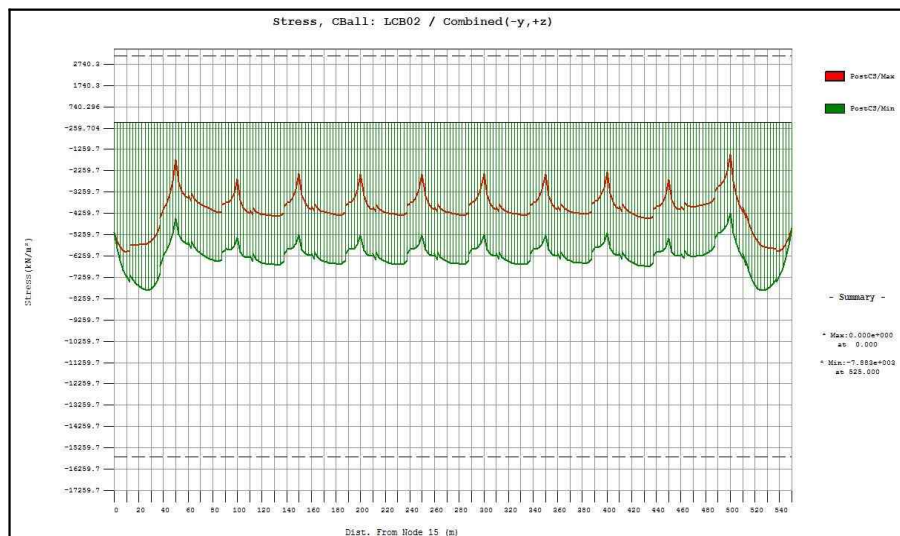


(2) 하연응력

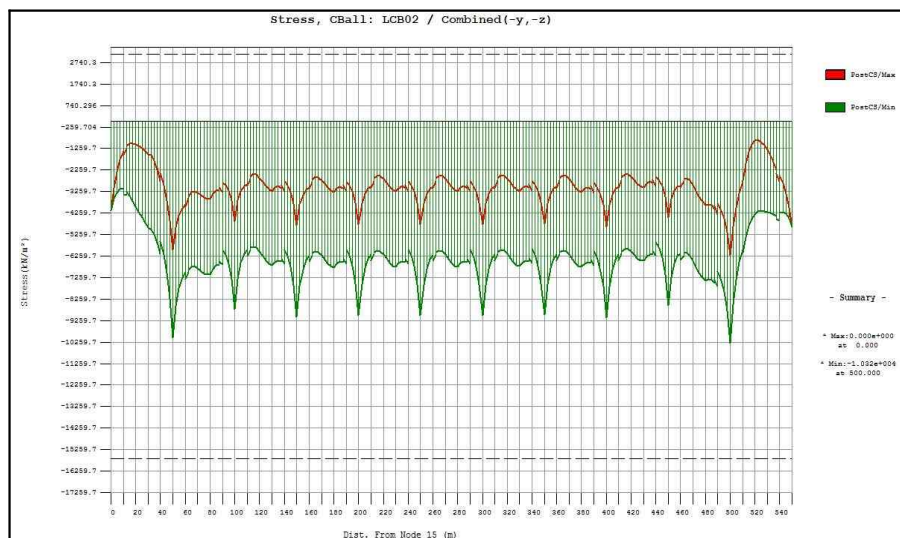


나) LCB 2

(1) 상연응력

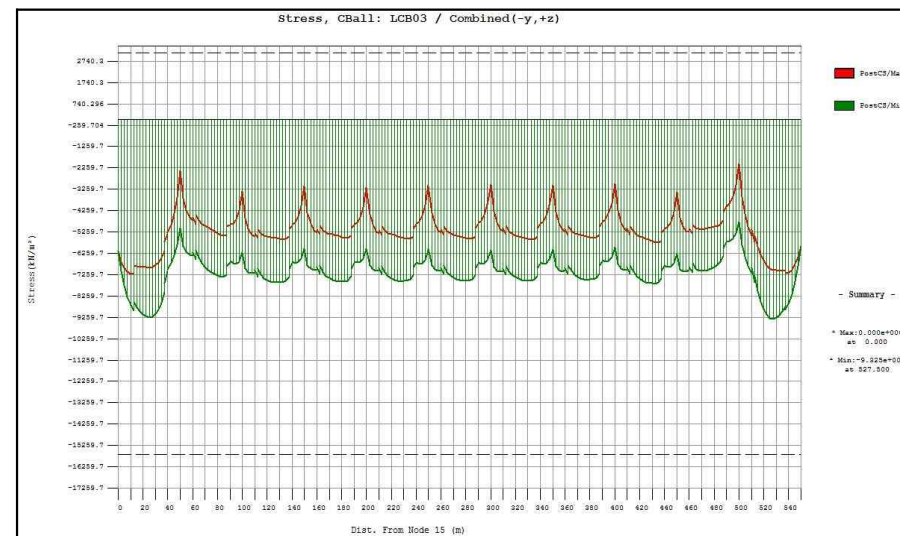


(2) 하연응력

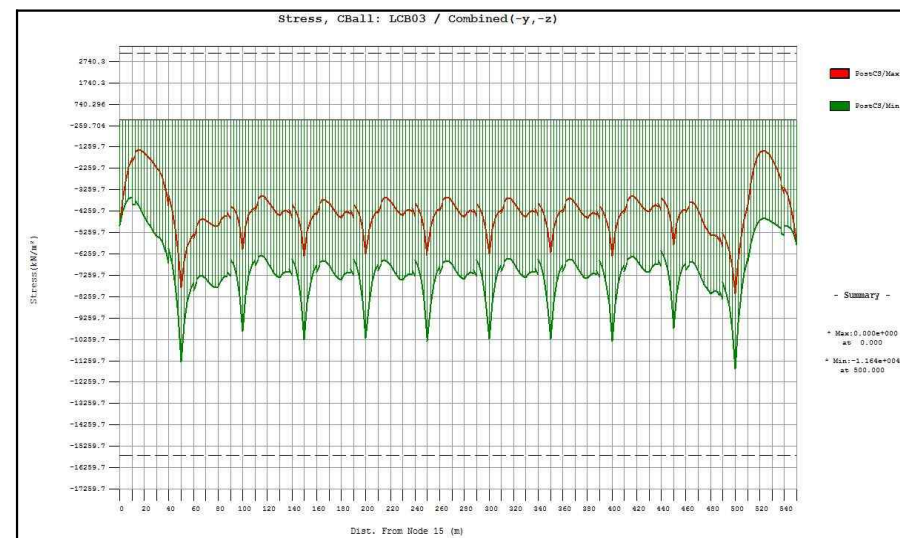


다) LCB 3

(1) 상연응력

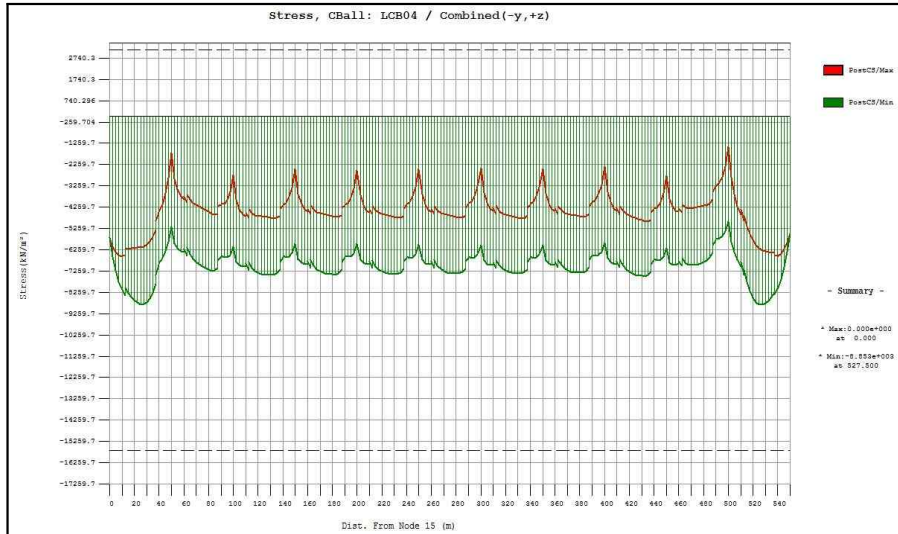


(2) 하연응력

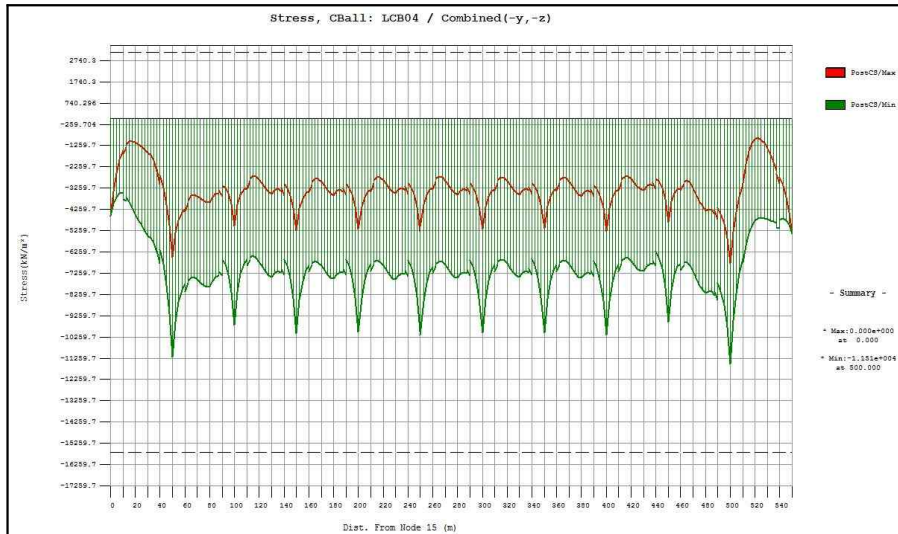


라) LCB 4

(1) 상연응력



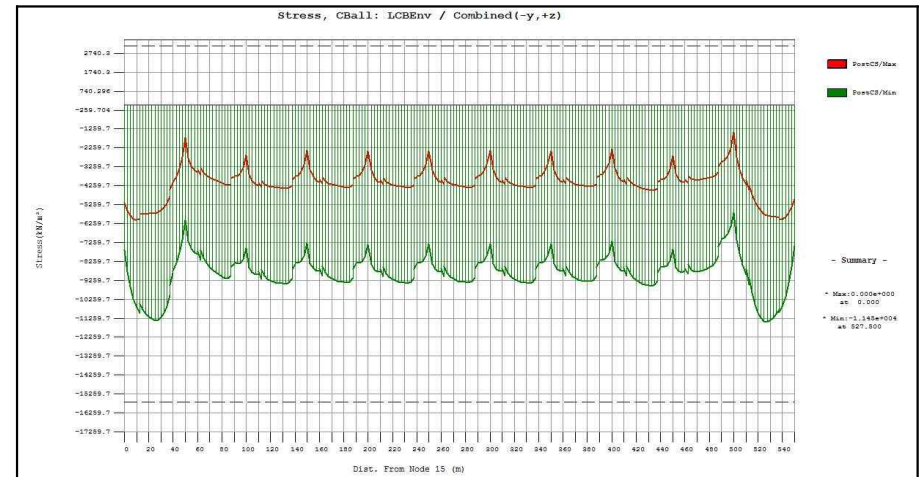
(2) 하연응력



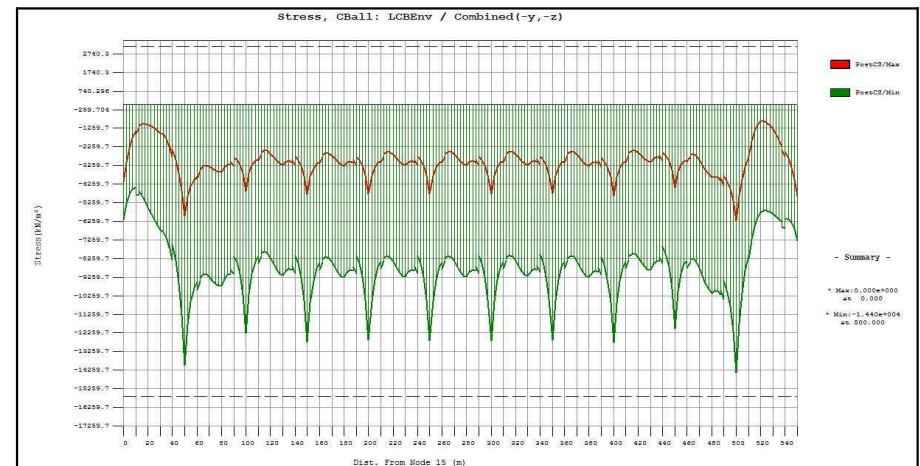
3) 작용 응력의 검토

검토하중 작용시 각각의 하중조합에 따른 응력 상태를 Envelope한 그래프는 다음과 같다. 이때 각 하중조합별 허용응력증가계수는 허용응력을 증가시키지 않고 반대로 하중에 나누어 주어 정규화된 응력값을 검토하였으며, 이는 허용응력을 일정하게 하여 단면의 응력 비교를 용이하게 한다. 다음 그래프는 하중조합시 부재 위치별 최대 응력값을 나타내었으며, 검토하중 작용시 응력은 전 구간에 걸쳐 허용응력 이내인 것으로 검토되었다.

(1) 상연응력



(2) 하연응력



【표 5.2.5】설계하중 작용시 하중조합에 따른 주요단면의 응력검토(MPa)(부산)

구 분		측경간 최대정모멘트 (S1)		측경간 최대부모멘트 (P9)	
		상연	하연	상연	하연
1:2차 고정하중 + PS + C&S (1)		-9.4	-5.5	-6.41	-11.01
활 하 중 (2)	Max	0.42	2.39	1.51	0.31
	Min	-1.57	-0.57	-0.21	-2.21
지점침하 (3)	Max	0.33	0.42	0.54	0.8
	Min	-0.32	-0.43	-0.54	-0.8
풍하중 (4)	+Y방향	0.22	0.1	0.29	0.13
	-Y방향	-0.22	-0.1	-0.29	-0.13
온도하중 (5)	Max	0.28	0.31	0.67	0.99
	Min	-0.28	-0.31	-0.67	-0.99
조합응력 ①		-11.29	-6.50	-7.16	-14.02
조합응력 ②		-7.71	-4.54	-5.22	-10.01
조합응력 ③		-9.21	-5.28	-5.96	-11.32
조합응력 ④		-8.73	-5.12	-6.01	-11.21
최대발생응력		-11.29	-6.50	-7.16	-14.02
허용응력		-18.00	-18.00	-18.00	-18.00
검토결과		OK	OK	OK	OK

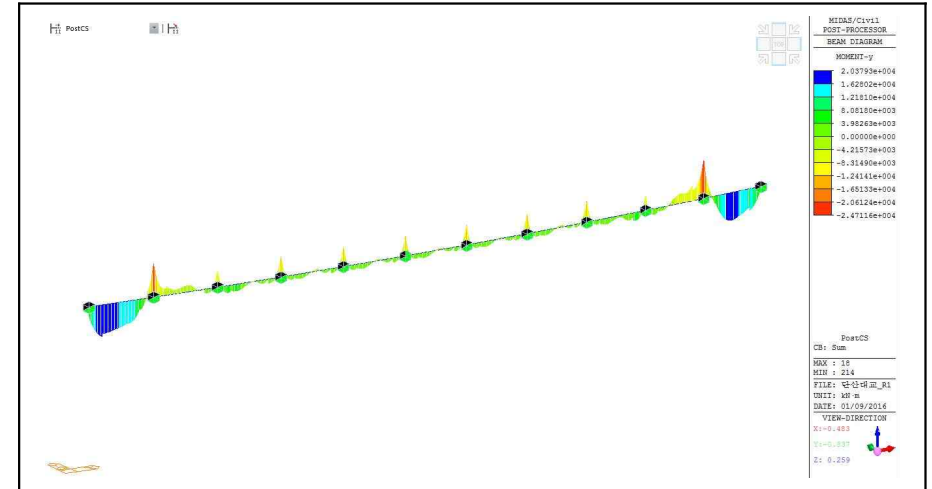
응력검토결과 전구간에서 압축응력의 분포를 보이고 있으며, 모두 허용치 이내인 것으로 산정되었다.

마. 강도설계법에 의한 검토

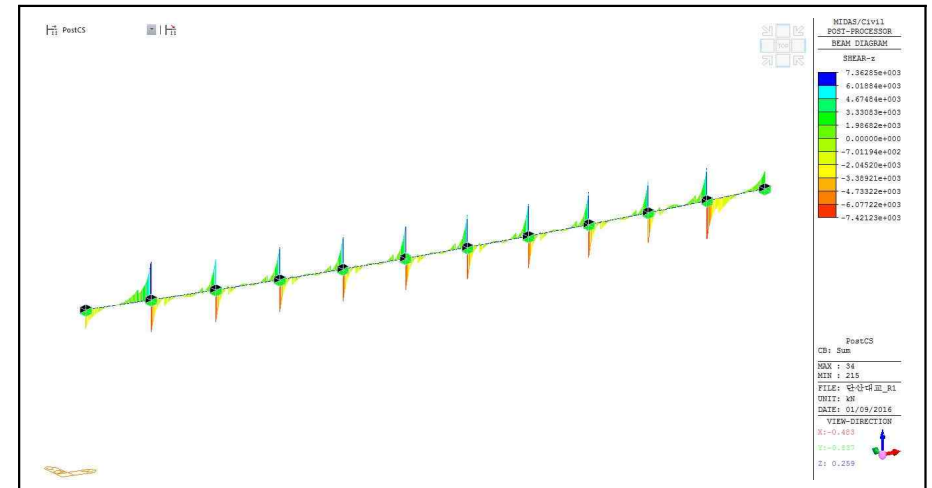
1) 하중별 부재력 산정

가) 고정하중, 크리프, 건조수축 및 2차 고정하중, PS 하중에 의한 부재력

(1) 휨모멘트



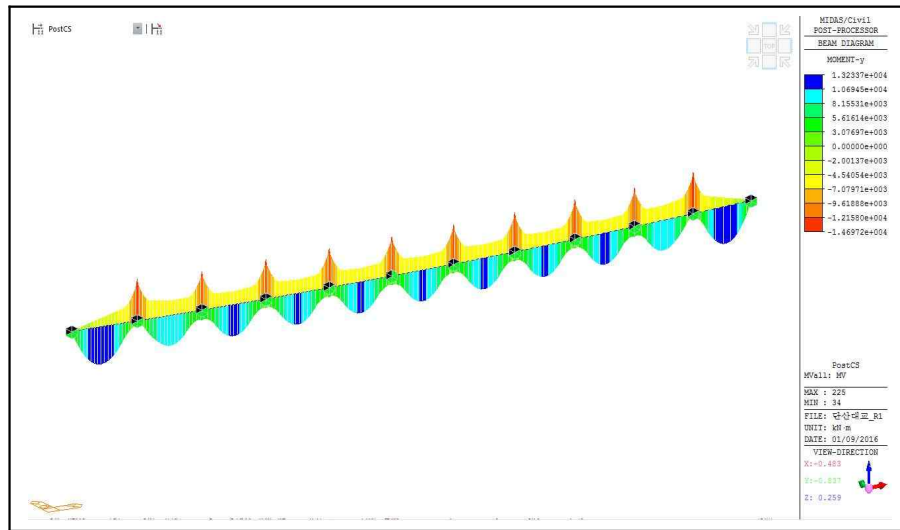
(2) 전단력



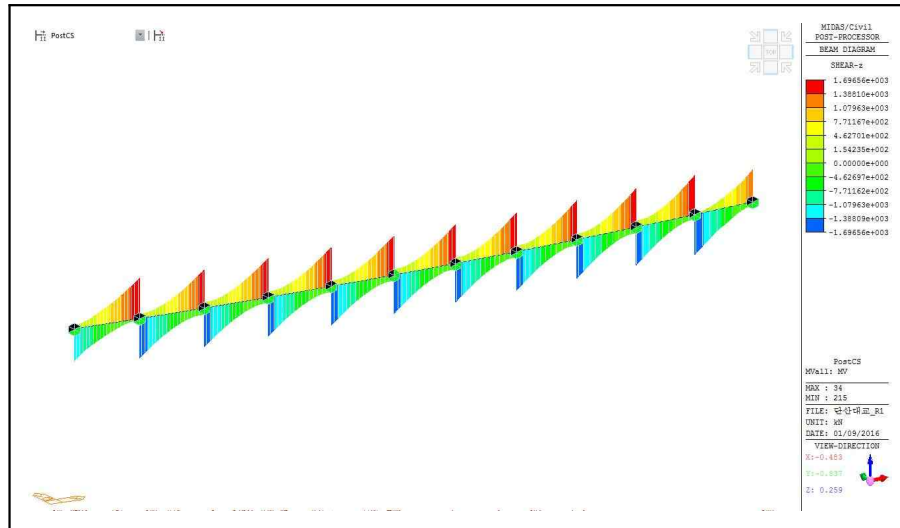
【그림 5.2.21】고정하중, PS, 크리프, 건조수축 및 2차 고정하중에 의한 부재력(부산)

나) 활하중에 의한 휨모멘트 (DB-24, DL-24 Envelope)

(1) 휨모멘트



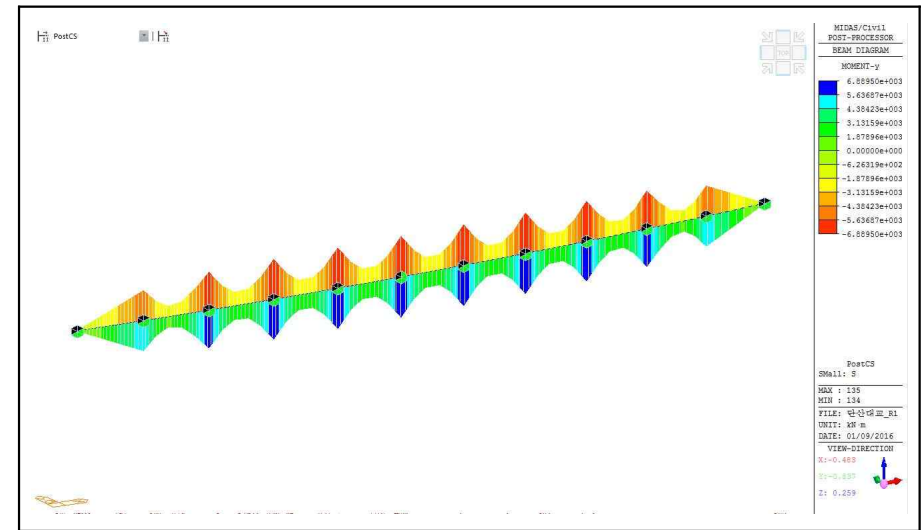
(2) 전단력



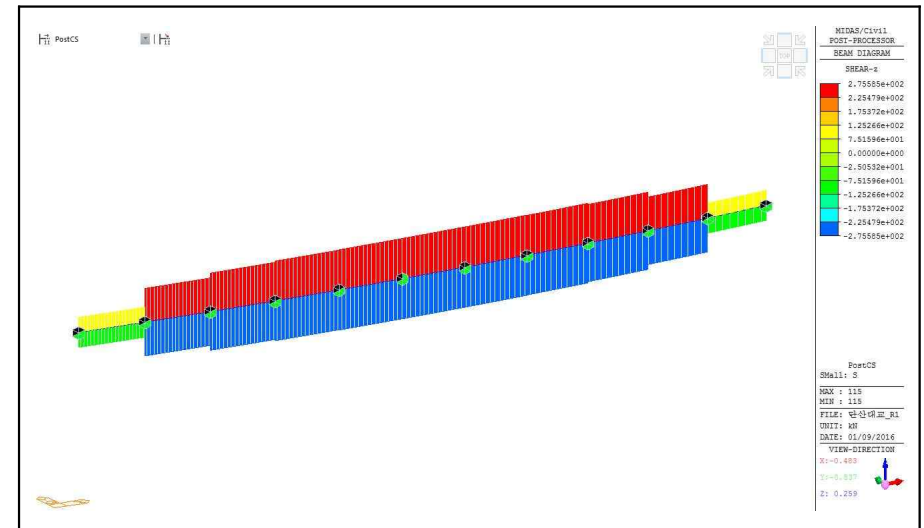
【그림 5.2.22】 활하중에 의한 부재력(부산)

다) 지점침하에 의한 휨모멘트

(1) 휨모멘트



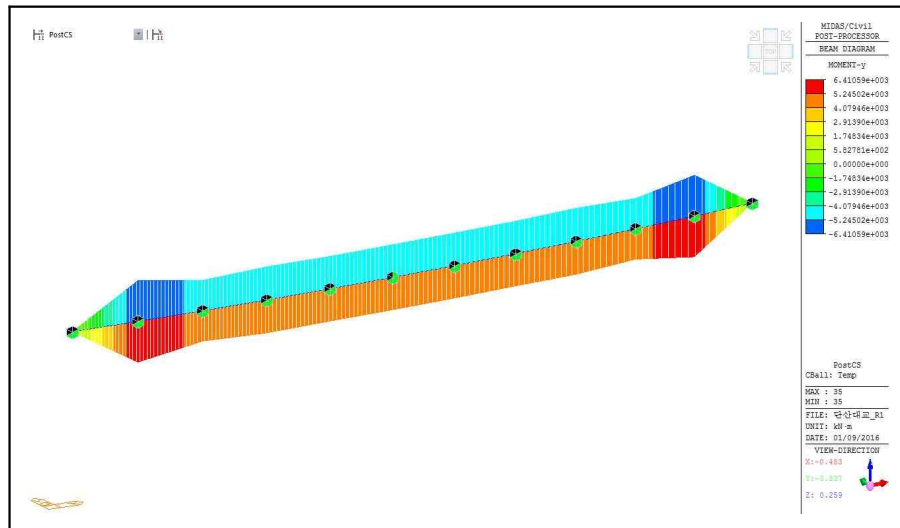
(2) 전단력



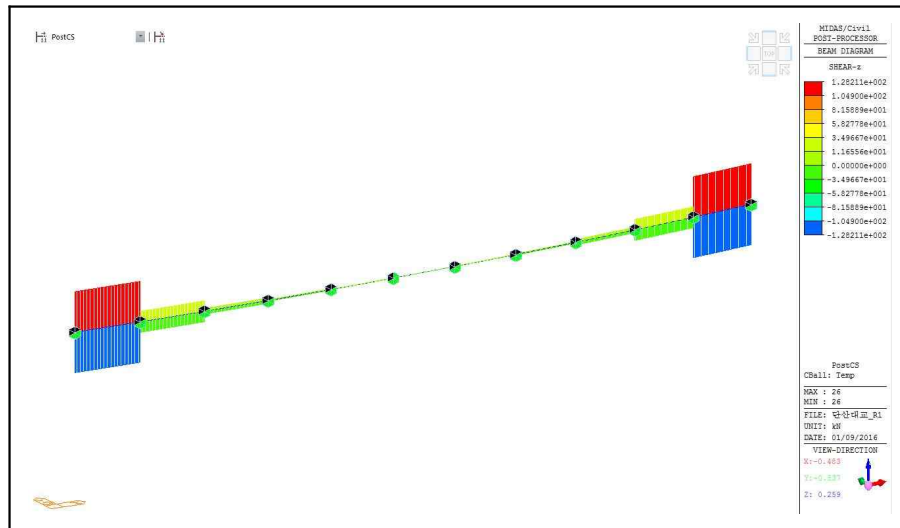
【그림 5.2.23】 지점침하에 의한 부재력(부산)

라) 온도하중에 의한 휨모멘트

(1) 휨모멘트



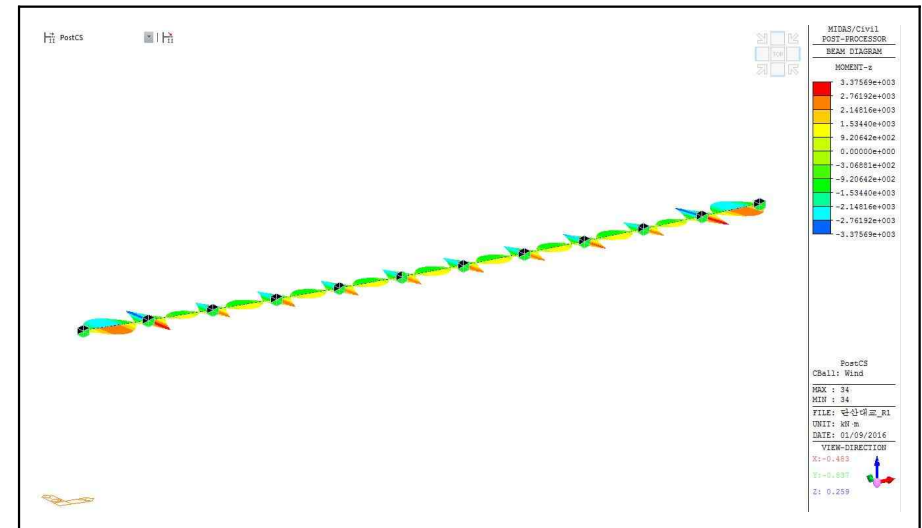
(2) 전단력



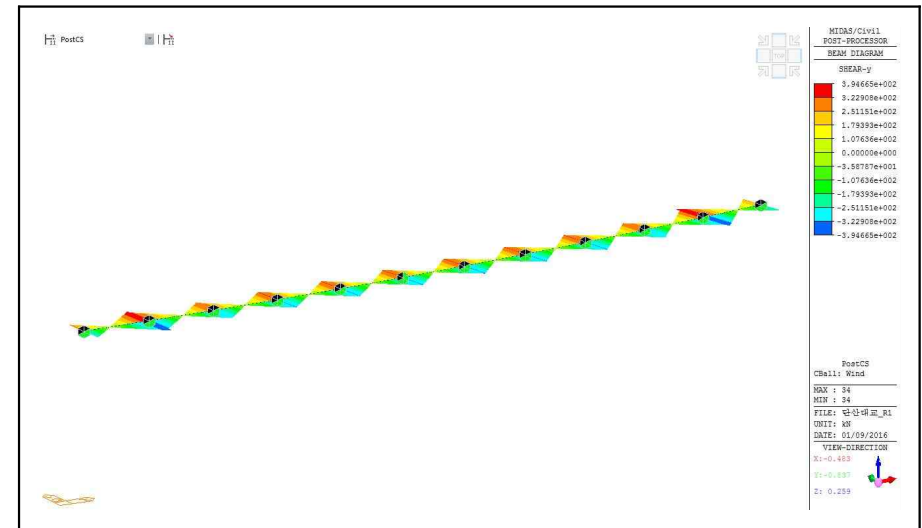
【그림 5.2.24】 온도 하중에 의한 부재력(부산)

마) 풍하중에 의한 휨모멘트

(1) 휨모멘트



(2) 전단력



【그림 5.2.25】 풍하중에 의한 부재력(부산)

2) 강도설계법에 의한 안전성 평가

가) 하중조합

검토후하중에 대한 하중조합은 다음과 같다.

- (1) 1.3D + 1.0PS-Secondary + 2.15(L+i)
- (2) 1.3D + 1.0PS-Secondary + 1.3W
- (3) 1.3D + 1.0PS-Secondary + 1.3(L+i) + 0.65W
- (4) 1.3D + 1.0PS-Secondary + 1.3(C&S) + 1.3(L+i) + 1.3SD + 1.3T
- (5) 1.25D + 1.0PS-Secondary + 1.25(C&S) + 1.25SD + 1.25W + 1.25T
- (6) 1.25D + 1.0PS-Secondary + 1.25(C&S) + 1.25(L+i) + 1.25SD + 0.625W + 1.25T

하중조합 중 가장 불리한 경우를 택하여 최대단면력을 결정하였고 이를 공칭강도와 비교하여 단면의 안전성을 검토하였다.

【표 5.2.6】 설계하중 작용시 최대단면력(kN·m / kN)(부산)

구 분	측경간 최대 정모멘트(S1)		측경간 지점부 최대 부모멘트(P9)	
	모멘트	전단력	모멘트	전단력
1:2차 고정하중(D)	46,579.20	496.1	-48,291.42	-6,494.21
PS-Secondary	-30,120.40	-1206.91	40,584.43	29.3
활하중(L(1+i))	13,232.60	565.6	-14,697.20	-1,653.20
Creep, 건조수축 (C&S)	656.45	29.7	1194.35	29.7
지점침하 (SD)	2,817.47	-102.5	5,122.37	231.3
온도하중 (T)	3,646.84	128.2	6,135.68	32.9
풍하중 (W): 교각방향	2,192.36	34.58	2,849.32	329.48
하중조합 ①	58,882.65	654.06	-53,793.40	-11,967.55
하중조합 ②	33,282.63	-517.03	-18,490.30	-7,984.85
하중조합 ③	49,059.97	195.78	-39,448.72	-10,348.17
하중조합 ④	39,887.14	-155.73	-30,194.94	-9,449.14
하중조합 ⑤	39,745.00	-474.31	-652.69	-7,309.24
하중조합 ⑥	54,915.53	211.08	-20,805.02	-9,581.66
최대값	58,882.65	654.06	-53,793.40	-11,967.55

3) 휨강도 및 연성한계 검토

가) 단면의 휨 강도

(1) 사각형 단면

- 사각형 단면 또는 중립축이 압축 플랜지내에 있는 플랜지를 갖는 단면

$$\phi M_n = \phi [A_p f_{ps} d_p [1 - 0.59 (\frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} \rho \frac{f_y}{f_{ck}})] + A_s f_y d [1 - 0.59 (\frac{d_p \rho_p f_{ps}}{d f_{ck}} + \frac{\rho f_y}{f_{ck}})]$$

- 인장측에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했다라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

$$\phi M_n = \phi [A_p f_{ps} d_p [1 - 0.59 \rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}}]]$$

(2) 플랜지를 갖는 단면

- 중립축이 압축 플랜지 내에 있지 않는 플랜지를 갖는 단면

$$\phi M_n = \phi [A_{pw} f_{ps} d_p [1 - 0.59 \frac{A_{pw} f_{ps}}{b_0 d_p f_{ck}}] + A_s f_y (d - d_p) + 0.85 f_{ck} (b - b_0) t (d_p - 0.5t)]$$

- 인장측에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했다라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

$$\phi M_n = \phi [A_{pw} f_{ps} d_p [1 - 0.59 \frac{A_{pw} f_{ps}}{b_0 d_p f_{ck}}] + 0.85 f_{ck} (b - b_0) t (d_p - 0.5t)]$$

$$A_{pw} = A_p - A_{pf} \quad A_{pf} = 0.85 f_{ck} (b - b_0) t / f_{ps}$$

여기서 ρ_p : PS강재비 ($A_{ps}/b \cdot d_p$)

ρ : 철근비 ($A_s/b \cdot d$)

f_{ps} : 계수하중 하에서 PS강재의 평균응력

d : 압축연단에서 인장철근 중심까지의 거리(유효높이)

d_p : 압축측 연단에서 프리스트레스 힘 중심까지의 거리

나) PS강재의 응력

• 부착된 부재

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} \left(\rho \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \right\} \right]$$

- 인장 또는 압축측에 철근을 배치하지 않았거나, 배치했다라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right]$$

여기서, γ_p : PS강재의 종류에 따른 계수로 응력제거 강재는 0.4,

저릴렉세이션 강재는 0.28, 강봉은 0.55를 적용

다) PS 강재량의 최대량

PSC 부재는 부재가 계수강도에 도달할 때 PS강재가 항복하도록 검토한다. 일반적으로 강재지수는 다음과 같이 표시된다.

(1) 사각형 단면

$$q_p = \rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \leq 0.36\beta_1$$

(2) 플랜지를 갖는 단면

$$q_p = A_{pw} \frac{f_{ps}}{b_w d_p f_{ck}} \leq 0.36\beta_1$$

강재지수가 0.36 β_1 보다 큰 부재에서는 검토휨강도를 다음 값보다 크지 않게 취해야 한다.

① 사각형 단면

$$\phi M_n = \phi [(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2) f_{ck} b d_p^2]$$

② 플랜지를 갖는 단면

$$\phi M_n = \phi [(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2) f_{ck} b_w d_p^2 + 0.85 f_{ck} (b - b_w) t (d_p - 0.5t)]$$

여기서, β_1 은 최대 압축변형률이 발생하는 연단에서 중립축까지의 거리 c 와 $0.85f_{ck}$ 의 압축 응력이 균등하게 분포하는 직사각형 블록의 깊이 a 의 비

라) 최소 강재량

PSC 부재는 강재의 총량이 위험단면에서 균열모멘트 1.2배 이상의 계수모멘트를 받는 데 충분하여야 한다.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = (f_{ru} + f_{pcc}) Z_c = 0.63 \sqrt{f_{ck}} Z_c + P_e \left(\frac{r_c^2}{y_c} + e_p \right)$$

$$\text{여기서, } r_c^2 = \frac{I_c}{A_c}, \quad Z_c = \frac{I_c}{y_c}$$

단, 검토 단면의 휨강도(ϕM_n)가 외력에 의한 극한모멘트(M_u)의 4/3배 이상인 경우에는 상기 규정을 따르지 않아도 된다.

마) 휨강도 검토

(1) 측경간 최대 정모멘트부 (S1)

$$M_u = 58.88265 MN \cdot m$$

$$A_c = 8.35 m^2$$

$$I_c = 10.480 m^4$$

Central Tendon : Top flange 0.5 " -12T×18EA, 0.5 " -7T×4EA, 압축부 강연선 무시

Central Tendon : Bottom flange 0.5 " - 7T × 19EA = 0.00069097×19 = 0.013128m²

Continuity Tendon : 0.5 " - 19T×12EA = 0.00187549×12 = 0.02250588m²

$$A_{ps} = 0 + 0.013128 + 0.02250588 = 0.035634 m^2$$

$$d_p = 2.827 m$$

$$\rho_p = A_{ps} / b d_p = 0.035634 / (12.145 \times 2.827) = 0.00104$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}} \right] = 1,900 \times \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \frac{0.00104 \times 1,900}{40} \right] = 1,865.7 MPa$$

- 중립축 검토

$$a = \frac{f_{ps} A_{ps}}{0.85 f_{ck} b} = \frac{1,865.7 \times 0.035634}{0.85 \times 40 \times 12.145} = 0.161 m < t (= 0.280 m)$$

∴ 중립축은 압축 플랜지내에 있음 - 구형 단면으로 해석

- 휨강도 검토

$$\phi M_n = \phi [A_p f_{ps} d_p [1 - 0.59 \rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}}]] = 155.150 MN \cdot m$$

$$\therefore \phi M_n (= 155.15 MN \cdot m) > M_u (= 58.882 MN \cdot m) \therefore OK$$

- PS 강재의 최대량 검토

$$q_p = \frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{0.00104 \times 1,865.7}{40} = 0.049 \leq 0.36\beta_1 = 0.276 \quad \therefore \text{OK}$$

- 최소 강재량 검토

$$\frac{4}{3}M_u = \frac{4}{3} \times 58.882 = 78.510 < \phi M_n (= 155.150 MN \cdot m)$$

$\therefore$ 균열모멘트에 대한 검토를 하지 않아도 된다.

(2) 측경간 부모멘트 최대부 (P1)

$$M_u = 53.7934 MN \cdot m$$

$$A_c = 8.35 m^2$$

$$I_c = 10.480 m^4$$

$$\text{Central Tendon : Top flange } 0.5'' - 12T \times 18EA, 0.5'' - 7T \times 4EA = 0.02132 m^2 + 0.002764 m^2$$

$$\text{Central Tendon : Bottom flange } 0.5'' - 7T \times 19EA = 0.00069097 \times 19 = 0.013128 m^2$$

$$\text{Continuity Tendon : } 0.5'' - 19T \times 12EA = 0.00187549 \times 12 = 0.02250588 m^2$$

$$A_{ps} = 0.021321 + 0.0027639 + 0.02250588 = 0.046591 m^2$$

$$d_p = 2.827 m$$

$$\rho_p = A_{ps} / b d_p = 0.04659 / (5.60 \times 2.827) = 0.00136$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \frac{\rho_p f_{pu}}{f_{ck}} \right] = 1,900 \times \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \frac{0.00136 \times 1,900}{40} \right] = 1,855.13 MPa$$

- 중립축 검토

$$a = \frac{f_{ps} A_{ps}}{0.85 f_{ck} b} = \frac{1,855.13 \times 0.04659}{0.85 \times 40 \times 5.60} = 0.454 m > t (= 0.30 m)$$

$\therefore$ 중립축은 압축 플랜지내에 위치하지 않음 - 플랜지를 갖는 단면으로 해석

- 휨강도 검토

$$A_{pf} = 0.85 f_{ck} (b - b_0) t / f_{ps} = 0.03359 m^2$$

$$A_{pw} = A_p - A_w = 0.0130 m^2$$

$$\phi M_n = \phi [A_{pw} f_{ps} d_p [1 - 0.59 \frac{A_{pw} f_{ps}}{b_0 d_p f_{ck}}] + 0.85 f_{ck} (b - b_0) t (d_p - 0.5t)]$$

$$= 198.939 MN \cdot m$$

$$\therefore \phi M_n (= 198.939 MN \cdot m) > M_u (= 53.793 MN \cdot m) \quad \therefore \text{OK}$$

- PS 강재의 최대량 검토

$$q_p = \frac{A_{pw} f_{ps}}{b_w d_p f_{ck}} = \frac{0.013004 \times 1,855.13}{900 \times 2,827 \times 40} = 0.237 \geq 0.36\beta_1 = 0.276$$

강재지수가 $0.36\beta_1$ 보다 크므로 설계휨강도를 다음 값보다 크지 않도록 한다.

$$\phi M_n = \phi [(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2) f_{ck} b_w d_p^2 + 0.85 f_{ck} (b - b_w) t (d_p - 0.5t)]$$

$$= 198.222 MN \cdot m$$

$$\therefore \phi M_n (= 198.222 MN \cdot m) > M_u (= 53.7934 MN \cdot m) \quad \therefore \text{OK}$$

- 최소 강재량 검토

$$\frac{4}{3}M_u = \frac{4}{3} \times 53.793 = 71.725 < \phi M_n (= 198.939 MN \cdot m)$$

$\therefore$ 균열모멘트에 대한 검토를 하지 않아도 된다.

4) 전단 검토

가) 속이 찬 슬래브와 기초를 제외한 프리스트레스트 콘크리트 휨부재는 전단과 사인장응력에 대해 보강되어야 한다. ☞ 도설 4.6.3.8

나) 전단력을 받는 부재는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

다) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$V_c = Mn(V_{ci}, V_{cw})$$

(1) 휨 전단강도

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{\max}}$$

여기서, $V_i = V_u - V_d$

$$M_{\max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d)$$

d 는 $0.8h$ 보다 작게 취해서는 안된다.

V_{ci} : 전단과 모멘트 조합에 의한 사인장 균열 발생시 콘크리트 부담 공칭 전단강도

$M_{\max}$: 외부작용하중에 의해 발생하는 단면의 최대 계수 모멘트

V_i : $M_{\max}$ 를 발생시키는 외부 작용하중에 의한 단면의 계수 전단력

M_{cr} : 외부 작용하중에 의한 단면의 휨 균열 모멘트

V_d : 사용 고정하중에 의해 발생하는 단면의 전단력

f_d : 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 사용고정하중에 의한 응력

f_{pe} : 유효 프리스트레스 힘에 의한 인장연단의 콘크리트 응력

(2) 복부 전단강도

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) b_w d + V_p$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘에 의한 콘크리트 도심의 응력

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력

라) 철근이 부담하는 전단력

V_s 는 $\frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 보다 크게 취해서는 안 되고, d 를 $0.8h$ 보다 작게 취해서는 안 된다.

전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안 된다.

계수전단력 V_u 가 ϕV_c 의 $1/2$ 을 초과하는 경우에는 균열 발생을 억제하기 위해 다음과 같은 단면을 갖는 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

$$A_v = 0.35 \frac{b_w s}{f_y}$$

전단철근의 검토 항복강도 f_y 는 400MPa 을 초과해서는 안 된다.

마) 전단검토

(1) 측경간 최대 부모멘트부 (P9)

- V_{ci} 의 계산

$$\begin{aligned} V_{ci} &= 0.05 \sqrt{f_{ck}} b_w d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{\max}} \\ &= (0.05 \sqrt{40} \times 0.900 \times 2.827 \times 1000 + 11,967.55 \times \frac{134,387.30}{53,793.40}) = 30,701.91 \text{KN} \end{aligned}$$

V_{ci} 는 $0.14 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$ 이상이어야 한다.

$$V_{ci} (= 30,701.91 \text{KN}) > 0.14 \times \sqrt{40} \times 0.900 \times 2.827 = 2.252 \text{MN}$$

여기서, $V_i = 11,967.55 \text{KN}$

$$M_{\max} = 53,793.40 \text{KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe}) = 134,387.30 \text{KN}\cdot\text{m}$$

d 는 $0.8h$ 보다 작아서 안되므로 $d = 2.827\text{m}$ 적용

- V_{cw} 의 계산

$$\begin{aligned} V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) b_w d + V_p \\ &= [(0.29 \sqrt{40} + 0.3 \times 4.32) \times 0.900 \times 2.827] \times 1,000 = 7,962.56 \text{KN} \end{aligned}$$

여기서, $V_p = 0 \text{KN}$, $f_{pc} = 4.32 \text{MPa}$

$\therefore$ 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값인 $7,962.56 \text{KN}$ 이 된다.

- 전단보강 유무 검토

$$\phi V_c = 0.8 \times 7,962.56 = 6,370.05 \text{KN} < V_u = 11,967.55 \text{KN} \quad \text{이므로 전단보강 필요.}$$

- 필요철근간격

$$\begin{aligned} s &= \frac{\phi A_v f_y d_p}{V_u - \phi V_c} \\ &= \frac{0.8 \times 2,026.8 \times 400 \times 2,827}{(11,967.55 - 6,370.05) \times 1,000} = 327.5 \text{mm} \end{aligned}$$

$s (= 327.5 \text{mm})$ 이므로 최대철근 간격은 $s (= 327.5 \text{mm})$, $0.75h (= 2,232.38 \text{mm})$, 600mm 중 최소값인 327.5mm 가 되고, 실제 배근된 철근간격은 H25-4EA, 125mm 이므로 전단에 대해 충분한 안전성을 확보한 것으로 나타났다.

- 소요 전단철근량 $A_{v,req}$

$$A_{v,req} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} = \frac{(11,967.55 - 6,370.05) \times 1,000}{0.8 \times 400 \times 2,827} = 6,188.64 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- 횡방향 해석에 의한 필요 복부 휨철근량 A_f

실제 도면에 적용된 철근량이 아니라 순수 해석에 의해 산출된 필요 복부 휨철근량을 적용한다. 한편, 횡방향 구조해석 편에서 복부 단면 검토시에는 도면에 적용된 철근량으로 단면의 안전성 확보 유무를 검토한다.

필요 철근량 $A_{s,req} = 1,561.1 \text{ mm}^2/\text{m}$ (횡방향 해석 참조)

$$\rightarrow \text{휨철근량 } A_f = H19@125 = 2,292.0 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- 복부배치 소요철근량 A_v 검토

$$A_v = \frac{A_{v,req}}{2n} + \frac{A_f}{2} + A_t = 2,693.16 \text{ mm}^2/\text{m}$$

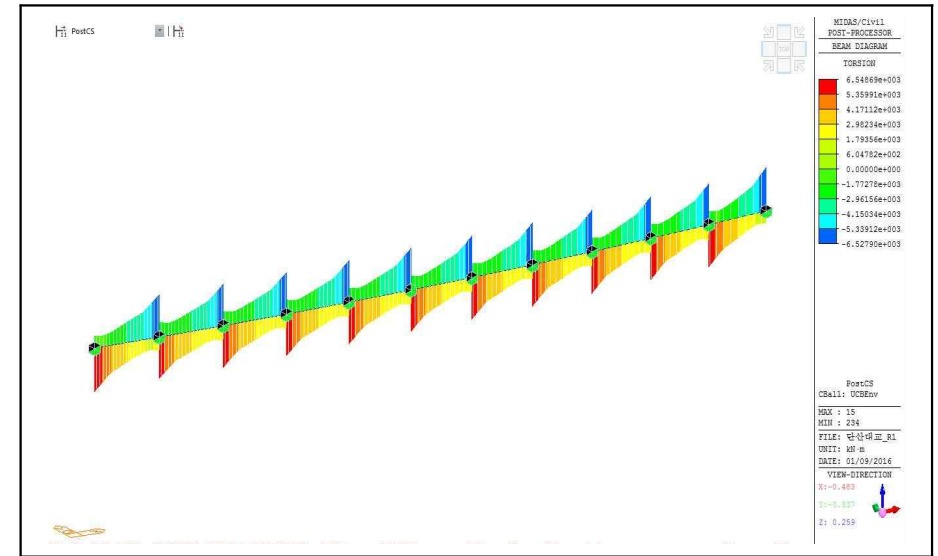
여기서, A_t : 비틀림에 저항하는데 필요한 철근량

n : 복부 갯수

$$\therefore A_{v,use} = H25@125 = 4,053.6 \text{ mm}^2/\text{m} > A_v = 2,693.16 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \therefore O.K$$

5) 비틀림의 검토

계수하중조합에 따른 발생 비틀림모멘트는 다음 그림과 같다.



다음과 같은 경우에는 비틀림에 대한 검토를 무시할 수 있다.

$$T_u < T = \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{\frac{1+f_{pc}}{\sqrt{f_{ck}}/3}}$$

여기서 A_{cp} : 콘크리트 단면의 바깥 둘레로 둘러싸인 단면적

P_{cp} : 전단면의 둘레 길이

계수 비틀림모멘트 T_u 가 균형을 유지해야 하고, T_{cr} 값을 초과하면 부재는 비틀림모멘트에 저항할 수 있도록 설계되어야 한다.

PSC 단면의 균열 비틀림모멘트는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} T &= \phi \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{\frac{1+f_{pc}}{\sqrt{f_{ck}}/3}} \\ &= 0.8 \frac{\sqrt{40}}{12} \times 1,000 \times \frac{20.260^2}{29.690} \times \sqrt{1 + \frac{6.16}{\sqrt{40}/3}} = 11,543.9 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

따라서 $T (= 11,543.9 \text{ KN}\cdot\text{m}) > T_u (= 6,548.7 \text{ KN}\cdot\text{m})$ 이므로 비틀림을 무시할 수 있다.

바. 반력의 검토

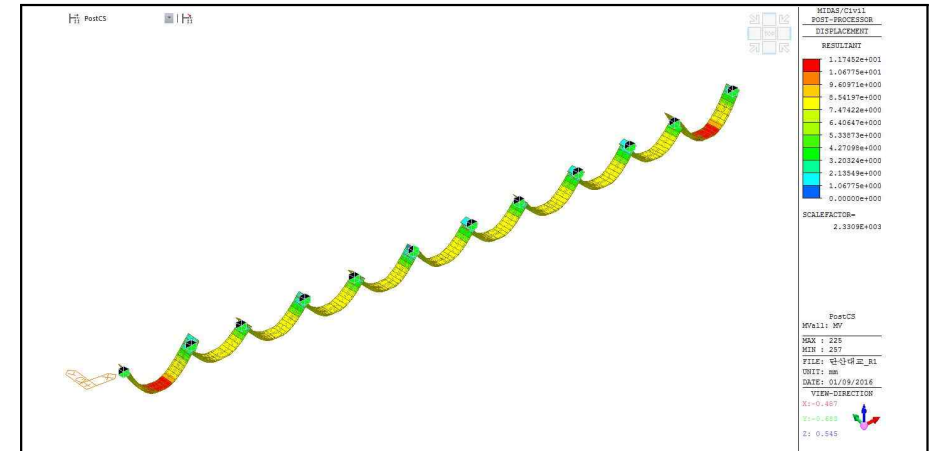
가) 받침반력 검토결과

【표 5.2.7】 반력 집계결과 (kN)(부산)

구분		반력 집계	사용 받침 용량	비고
A1	L	3864.25	5,000	O.K
	R	3864.25	5,000	O.K
P1	L	9205.85	11,000	O.K
	R	9205.85	11,000	O.K
P2	L	8182.5	11,000	O.K
	R	8182.5	11,000	O.K
P3	L	8424.45	11,000	O.K
	R	8424.45	11,000	O.K
P4	L	8376.15	11,000	O.K
	R	8376.15	11,000	O.K
P5	L	8386.8	11,000	O.K
	R	8386.8	11,000	O.K
P6	L	8390.05	11,000	O.K
	R	8390.05	11,000	O.K
P7	L	8365.5	11,000	O.K
	R	8365.5	11,000	O.K
P8	L	8458.5	11,000	O.K
	R	8458.5	11,000	O.K
P9	L	8098.55	11,000	O.K
	R	8098.55	11,000	O.K
P10	L	9300.7	11,000	O.K
	R	9300.7	11,000	O.K
A2	L	3670.8	5,000	O.K
	R	3670.8	5,000	O.K

사. 처짐의 검토

충격하중을 포함한 활하중으로 인한 처짐형상은 다음 그림과 같으며, 도로교설계기준의 처짐제한기준에 따른 검토결과는 【표 5.2.8】과 같다.



【표 5.2.8】 처짐 검토결과(부산)

구분		발생처짐 (mm)	허용처짐 (mm)	비고
활하중 (충격포함)	S1	11.74	56.25	O.K
	S2	9.06	62.50	O.K
	S3	9.53	62.50	O.K
	S4	9.38	62.50	O.K
	S5	9.42	62.50	O.K
	S6	9.41	62.50	O.K
	S7	9.42	62.50	O.K
	S8	9.39	62.50	O.K
	S9	9.40	62.50	O.K
	S10	9.07	62.50	O.K
	S11	11.74	62.50	O.K

※ 허용처짐량=L/600

아. PSC Box Girder교 횡방향 구조해석

1) 해석 및 검토방법

횡방향 해석은 프레임 요소를 사용하여 2차원 해석에 의한 하중별 부재력 산출을 기본으로 하였다. 차량하중의 경우 plate 요소를 사용한 3차원 해석 값과 프레임 요소를 사용한 2차원 해석 값을 위치별로 비교하여 윤하중 분포폭을 산정하였다. 차량하중은 방호벽 사이의 폭을 기준으로 MIDAS/CIVIL 프로그램의 Transverse Moving Load 기능을 이용하여 재하하였으며, 단면력 산정시 윤하중 분포폭을 고려하여 차량하중에 의해 과도한 단면력이 유발되는 것을 방지하였다. 각각의 하중에 의한 부재력을 도로교설계기준에 따라 계수하중 및 사용하중으로 조합하여 최대 단면력을 산정, 단면의 안전성 및 사용성에 대해 검토를 수행하였다.

2) 횡방향 해석 및 검토 과정

하 중 산 정	- 고정하중(자중, 2차고정하중) - 활하중 - 온도하중 - 풍하중
모 델 링	- 골조해석 모델링 3차원 해석 모델링(활하중) - 하중 입력
차량하중 산정 (헬요소 모델링)	바닥판의 중심부에 대한 윤하중의 접지면적을 고려한 접지압 산정
단면력 정리	골조해석과 3차원 유한요소해석에 의한 부재력 조합
극한강도 검토	강도검토법에 의한 부재의 철근량 산정
사용성 검토	사용하중에 의한 균열검토

자. 하중 산정

1) 고정하중

콘크리트 자중 : 프로그램에서 자동 산정, 재하

2) 2차고정하중

가) 방호벽 : $8.2kN/m$

나) 아스팔트 포장

(1) 포장두께 : $h_{asp} = 80\text{ mm}$

(2) 단위중량 : $\gamma_{asp} = 23\text{ kN/m}^3$

(3) 작용하중 : $F_{asp} = \gamma_{asp} \times h_{asp} = 23 \times 0.08 = 1.84\text{ kN/m/m}$

3) 온도하중

- 부재 온도변화 15°C 의 온도차 적용
- 상하연 온도차 5°C 적용

4) 풍하중

가) 활하중 비재하시

(1) PSC 거더에 작용하는 풍하중 : 수평력 $W = 2.5\text{ kN/m}$

(2) 방호벽에 작용하는 풍하중

- 수평력 : $P1 = (1.080+0.100) \times 2.5 = 3.625\text{ kN}$
- 모멘트 : $M1 = 3.625 \times (1.080+0.100)/2 = 2.628\text{ kN} \cdot \text{m}$

나) 활하중 재하시

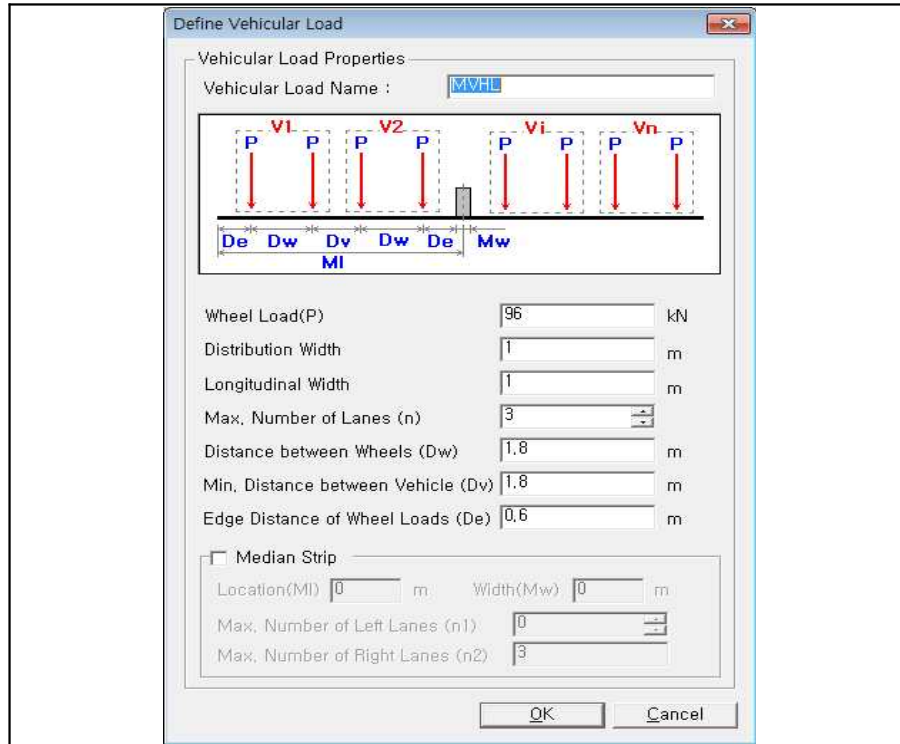
활하중 비재하시에는 산정된 하중의 1/2을 적용하며, 도로교설계기준에 따라 방풍벽과 겹쳐진 활하중에 대해서는 풍하중을 재하하지 않았다.

5) 활하중

횡방향으로 방호벽 사이의 거리를 기준으로 재하 가능한 차량대수를 산정하였고, Midas/Civil 프로그램내의 Transverse Moving Load 기능을 이용하여 가장 불리한 부재력을 산출하였다.

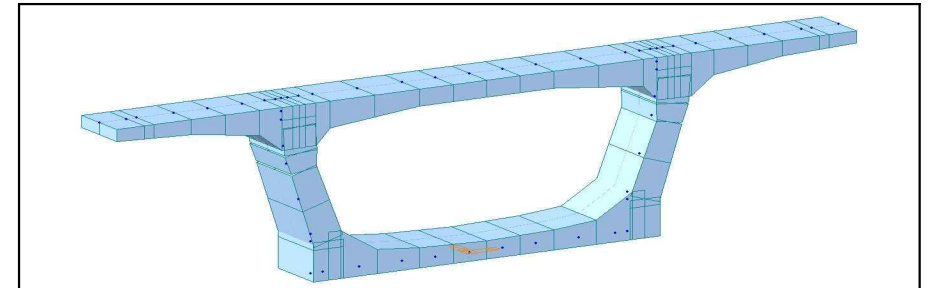
가) 하중 재하

Midas/Civil 프로그램내의 Transverse Moving Load 기능을 이용하여 활하중을 재하하였다.

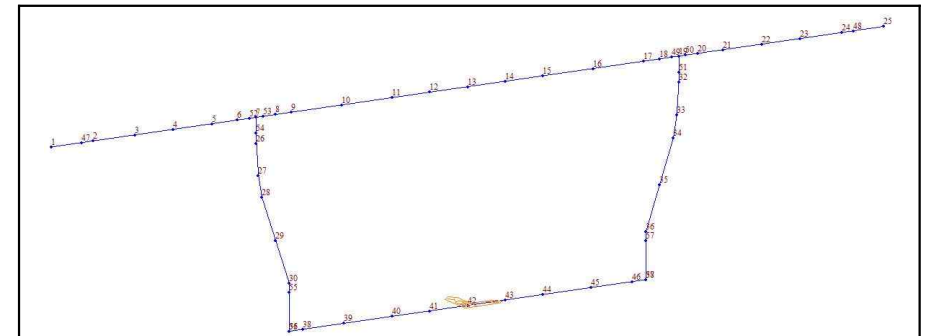


차. 모델링

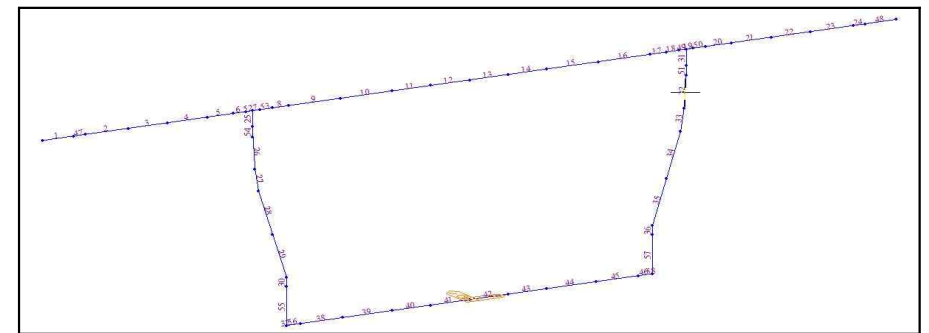
1) 2차원 프레임해석 모델링



(a) 모델링 형상



(b) 절점 번호



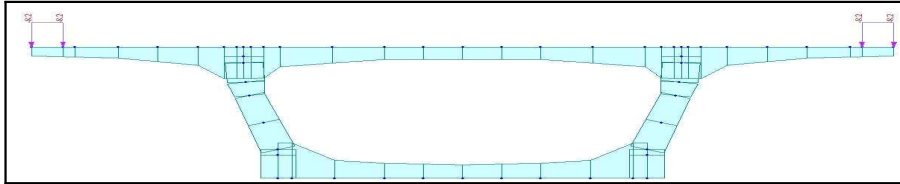
(c) 요소 번호

2) 하중재하도

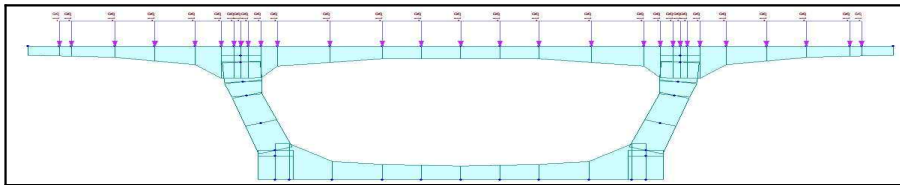
가) 고정하중 : 프로그램내 자동 계산

나) 2차고정하중

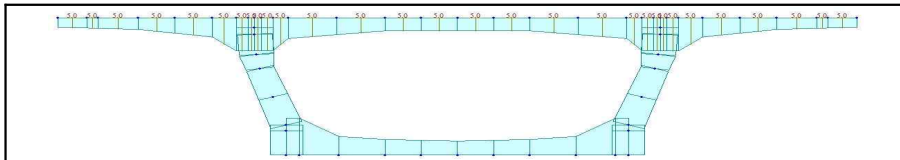
(1) 방호벽



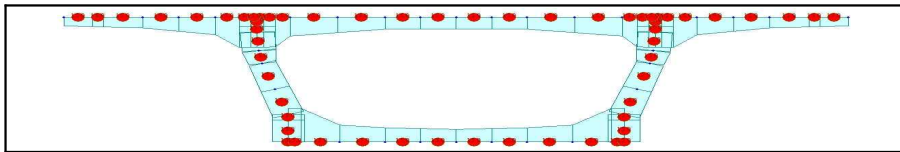
(2) 포장하중



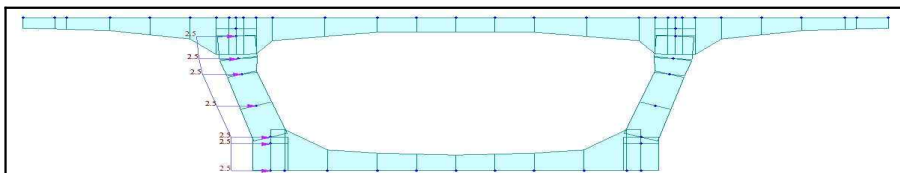
(3) 온도하중 : 상부슬래브에 $\pm 5^{\circ}\text{C}$ 의 온도차 적용



(4) 온도하중 : 부재 온도변화 15°C 의 온도차 적용



(5) 풍하중 (활하중 비제하시)



카. 하중조합

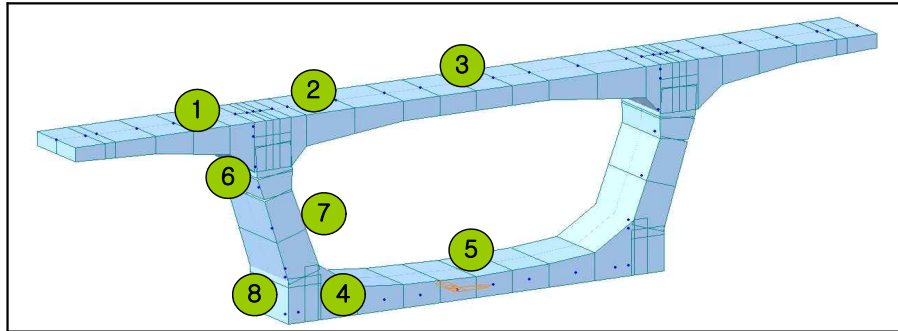
횡방향 해석에 의한 단면의 안전성 및 사용성 검토를 시행하기 위하여 도로교설계기준을 바탕으로 다음과 같은 하중조합을 고려하였다.

구분		고정하중	활하중	온도하중	풍하중	비고
계수 하중 조합	ULT-1	1.3	2.15			
	ULT-2	1.3	1.3	1.3		
	ULT-3	1.3	1.3		0.65	활하중제하
	ULT-4	1.3	1.3		0.65	활하중비제하
	ULT-5	1.3			1.3	활하중제하
	ULT-6	1.3			1.3	활하중비제하
	ULT-7	1.25	1.25	1.25	0.625	활하중제하
	ULT-8	1.25	1.25	1.25	0.625	활하중비제하
	ULT-9	1.25		1.25	1.25	활하중제하
	ULT-10	1.25		1.25	1.25	활하중비제하
사용 하중 조합	SER-1	1.0	1.0			
	SER-2	1.0	1.0	1.0		
	SER-3	1.0	1.0		0.5	활하중제하
	SER-4	1.0	1.0		0.5	활하중비제하
	SER-5	1.0	1.0	1.0	0.5	활하중제하
	SER-6	1.0	1.0	1.0	0.5	활하중비제하

다. 해석결과 부재력정리

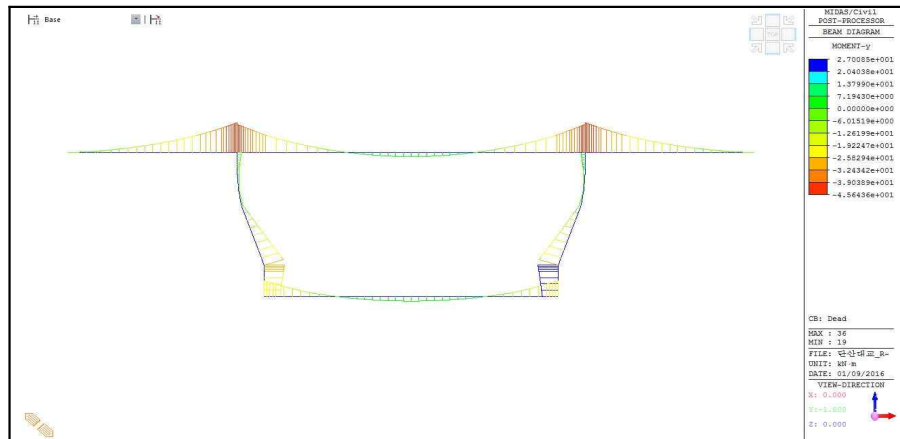
1) 검토 위치

교축직각방향 부재검토를 실시하기 위해 아래의 그림과 같이 상부슬래브, 하부슬래브, 복부에 대해서 단면의 안전성과 사용성 검토를 시행하였다.

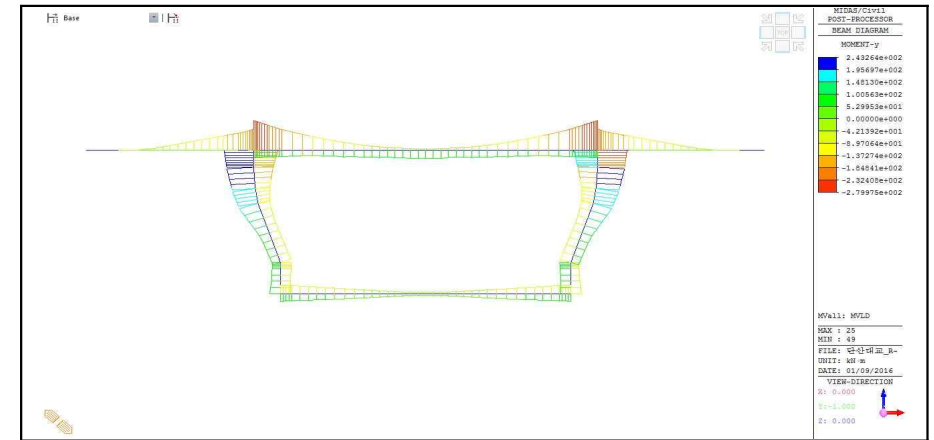


2) 하중별 부재력도 (사용하중, kN·m)

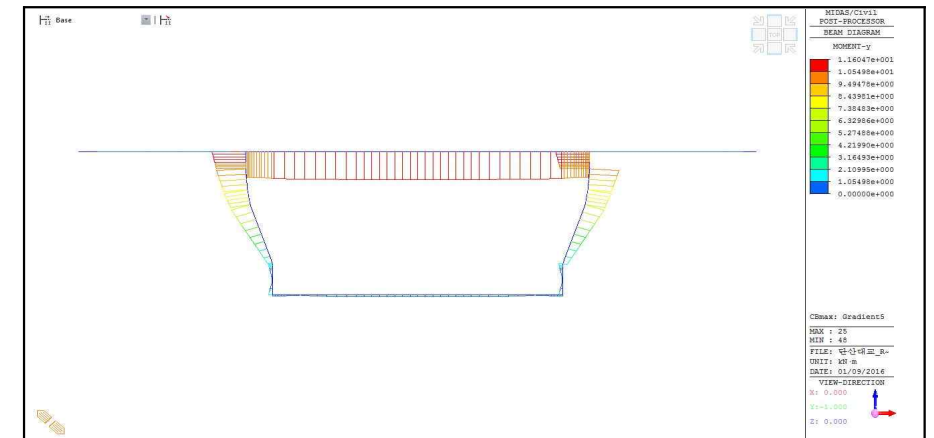
가) 고정하중에 의한 모멘트도



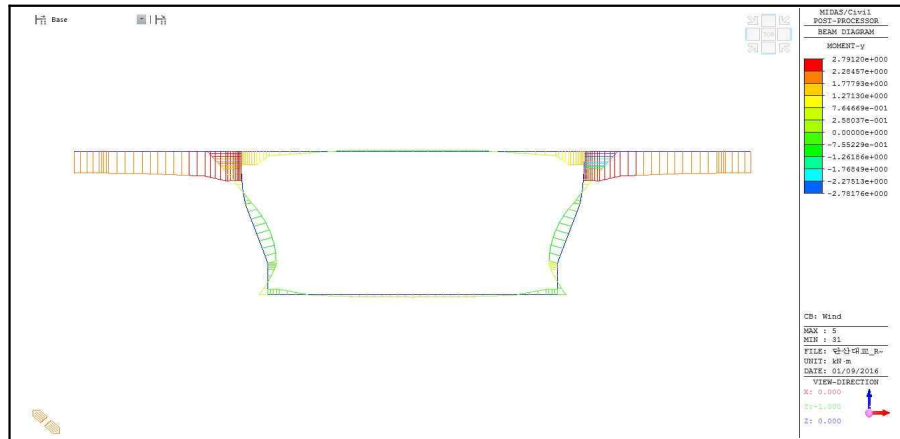
나) 활하중에 의한 모멘트도



다) 온도하중에 의한 모멘트도



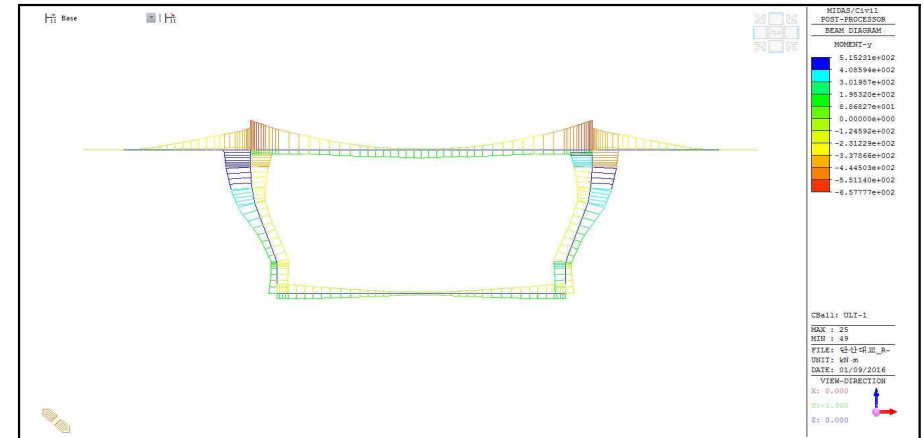
라) 풍하중에 의한 모멘트도



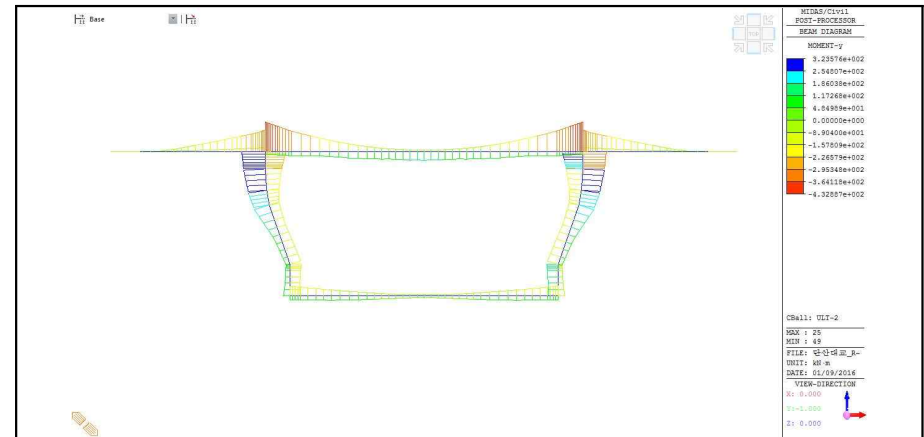
3) 부재력 정리

가) 하중조합별 결과(kN-m)

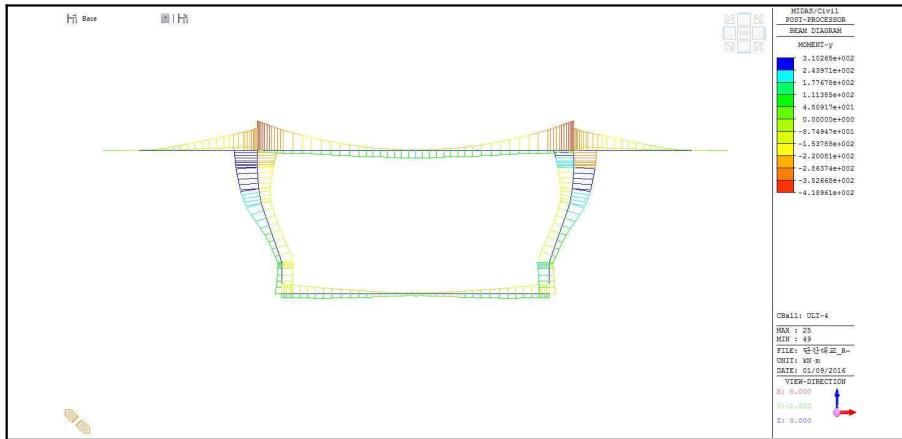
(1) ULT-1



(2) ULT-2



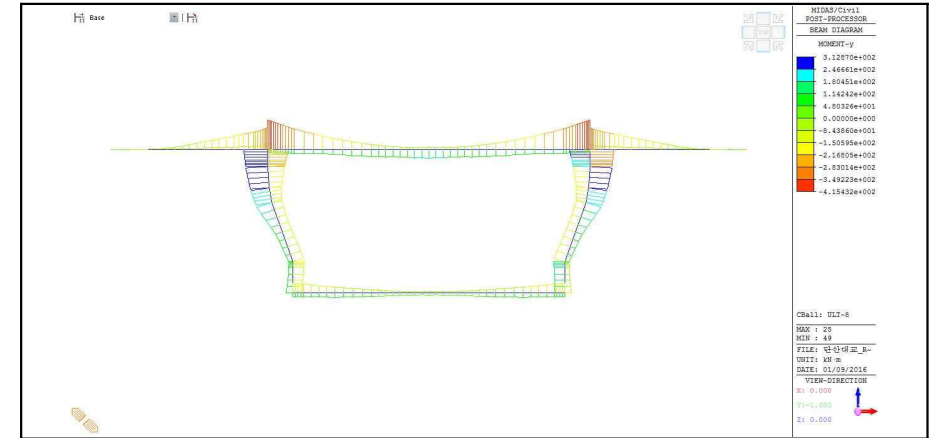
(3) ULT-4



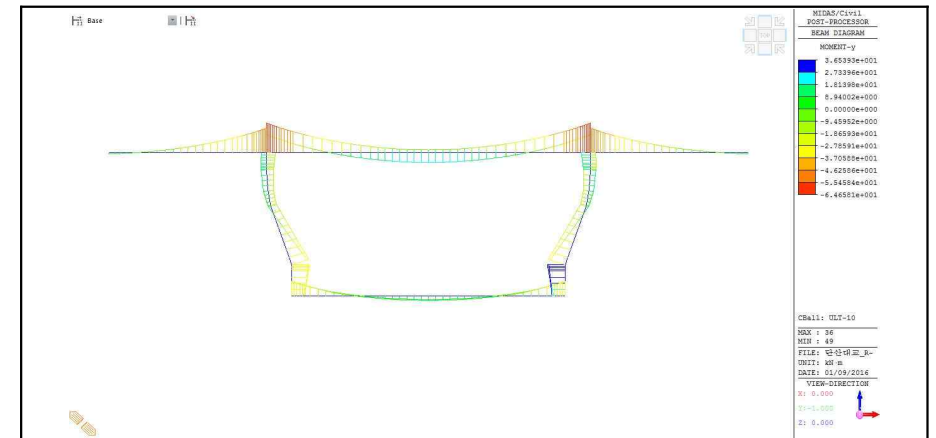
(4) ULT-6



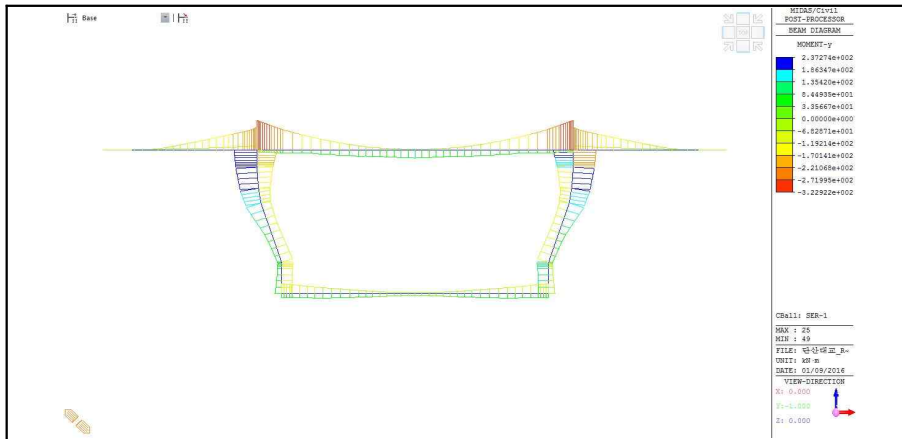
(5) ULT-8



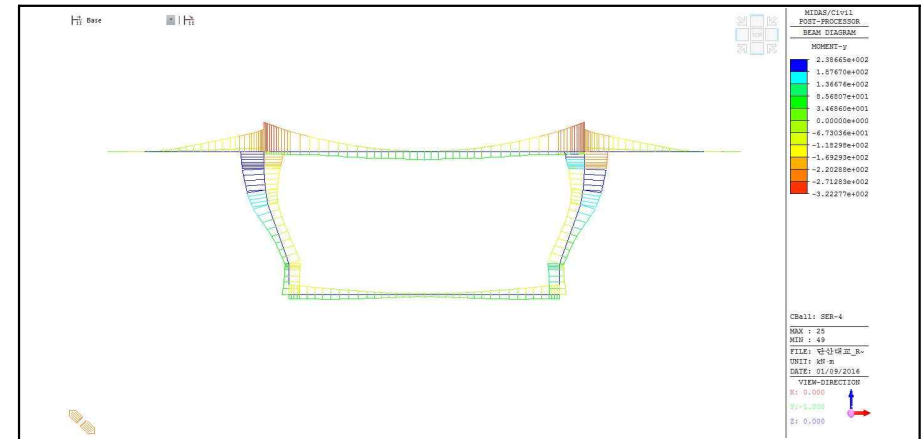
(6) ULT-10



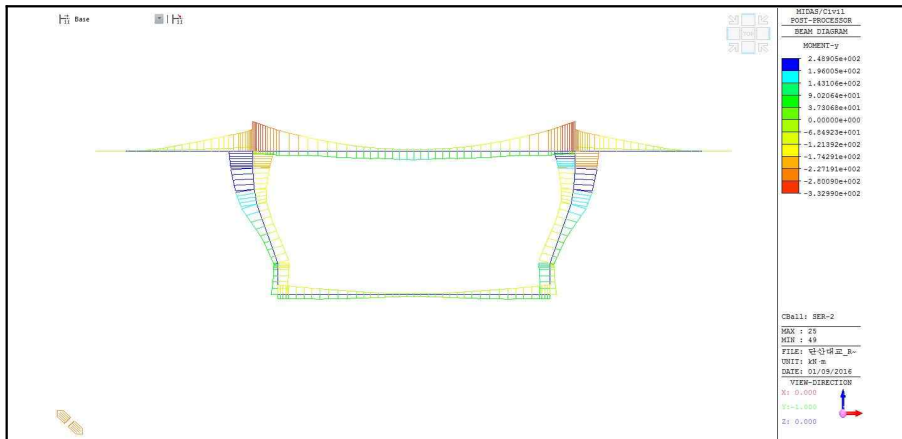
(7) SER-1



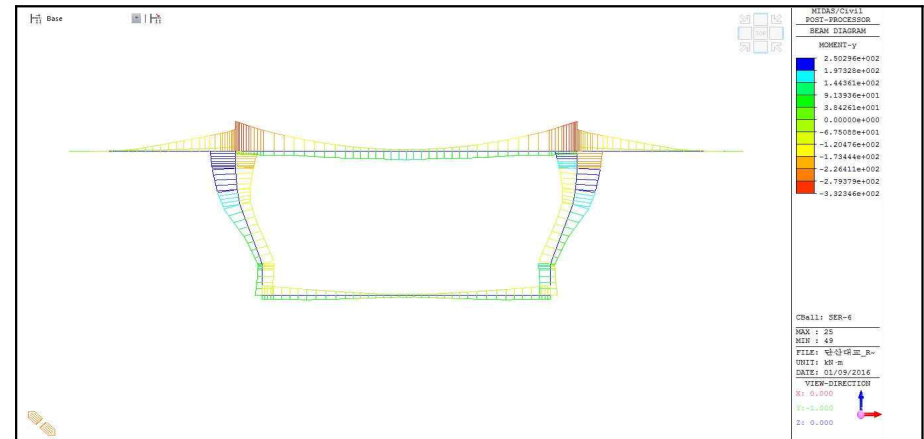
(9) SER-4



(8) SER-2



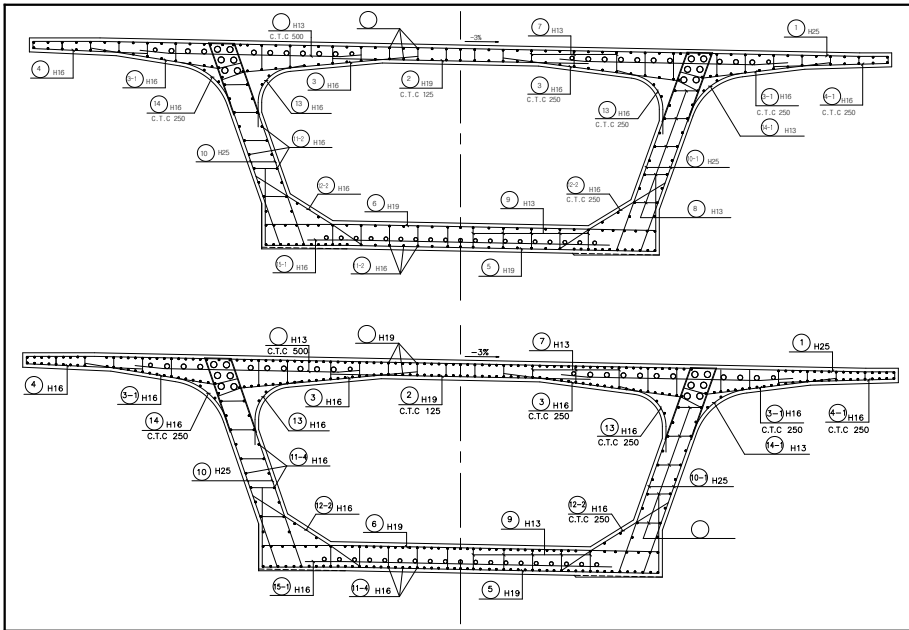
(10) SER-6



나) 최대부재력 결과(kN-m)

위치	계수하중 휨모멘트	사용하중 휨모멘트
1	490.30	223.12
2	522.25	302.56
3	112.40	98.74
4	215.31	110.8
5	55.48	28.6
6	512.38	250.3
7	341.25	152.6
8	162.9	69.8

3) 단면검토 결과



【그림 5.2.26】 배근도, TYPE 1, TYPE 2(부산)

▪ 1번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 1,400.0mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 1,581.14mm^2, \quad A_{s,min} = 1,581.14mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 11,440.8mm^2$$

$$A_{s,use} = H29@250 + H25@250 = 4,596.4mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) = 582.86kN \cdot m \geq M_u = 490.30kN \cdot m \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 54.08mm$$

▪ 2번 위치 :

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 1,400.0mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 1,581.14mm^2, \quad A_{s,min} = 1,581.14mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 11,440.8mm^2$$

$$A_{s,use} = H29@250 + H25@250 = 4,596.4mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) = 582.86kN \cdot m \geq M_u = 522.25kN \cdot m \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 54.08mm$$

• 3번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 805.0mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 909.2mm^2, \quad A_{s,min} = 909.2mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 6,418.0mm^2$$

$$A_{s,use} = H19@125 = 2,292.0mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 168.7kNm \geq M_u = 112.4kNm \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 26.97mm$$

• 4번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 2,310.25mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 2,608.88mm^2, \quad A_{s,min} = 2,608.88mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 19,560.9mm^2$$

$$A_{s,use} = H19@100 = 2,865.2mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 626.49kNm \geq M_u = 215.38kNm \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 33.71mm$$

• 5번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 875.0mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 988.2mm^2, \quad A_{s,min} = 988.2mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 6,976.1mm^2$$

$$A_{s,use} = H19@125 = 2,292.0mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 184.3kNm \geq M_u = 55.48kNm \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 26.99mm$$

• 6번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 1,925.0mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 2,174.7mm^2, \quad A_{s,min} = 2,174.7mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 16,742.6mm^2$$

$$A_{s,use} = H25@125 = 4,053.6mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \quad \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 725.16kNm \geq M_u = 512.38kNm \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 47.69mm$$

• 7번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 1,312.5mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 1,482.32mm^2, \quad A_{s,min} = 1,482.32mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 10,643.9mm^2$$

$$A_{s,use} = H25@125 = 4,053.6mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) = 483.97kN \cdot m \geq M_u = 341.25kN \cdot m \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 47.69mm$$

• 8번 위치 :

철근비 검토

$$A_{s,min} : \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 1,312.5mm^2$$

$$0.25 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b \times d = 1,482.32mm^2, \quad A_{s,min} = 1,482.32mm^2 \text{ 적용}$$

$$A_{s,max} = 0.85\beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0.004} \cdot b \cdot d = 10,643.9mm^2$$

$$A_{s,use} = H25@125 = 4,053.6mm^2$$

$$A_{s,max} \geq A_{s,use} \geq A_{s,min} \rightarrow \text{철근비 만족}$$

휨에 대한 검토

$$\psi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) = 483.97kN \cdot m \geq M_u = 162.9kN \cdot m \quad \therefore O.K$$

$$; a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 47.69mm$$

위치	단면조건		필요 철근량 (mm ²)	사용 철근량 (mm ²)	Mu (kN·m)	ΦMn (kN·m)	비고
	유효 높이 (mm)	피복 두께 (mm)					
1	450	50	1,581.14	4,596.4	490.30	582.86	O.K
2	450	50	1,581.14	4,596.4	522.25	582.86	O.K
3	280	50	909.2	2,292.0	112.40	168.70	O.K
4	710	50	2,608.88	2,865.2	215.31	626.49	O.K
5	300	50	988.2	2,292.0	55.48	184.30	O.K
6	600	50	2,174.7	4,053.6	512.38	725.16	O.K
7	425	50	1,482.32	4,053.6	341.25	483.97	O.K
8	425	50	1,482.32	4,053.6	162.9	483.97	O.K

5.3 내하력 평가

5.3.1 개 요

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

5.3.2 허용응력법

가. 내하율(Rating Factor) 평가

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

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

여기서, f_a = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_l = 설계 활하중에 의한 응력

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

나. 내하력(Load Carrying Capacity)

기본 내하력 : $P = RF \times P_r$

여기서, RF = 내하율

P_r = 설계 활하중

5.3.3 강도설계법

가. 내하율(Rating Factor) 평가

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

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

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

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

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

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

M_d = 실측 고정하중에 의한 모멘트

M_l = 설계 활하중에 의한 모멘트

r_d = 고정하중 계수 = 1.30

r_l = 활하중 계수 = 2.15

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

나. 내하력(Load Carrying Capacity)

기본 내하력 : $P = RF \times P_r$

P_r = 설계 활하중

K_s = 응력보정계수 (= $\frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$) 또는

처짐보정계수 (= $\frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$)

5.3.4 기본내하력 평가

가. 대구방향

1) 허용응력설계법

구 분		측정간 최대정모멘트 (S1)		측정간 최대부모멘트 (P9)	
		상연(MPa)	하연(MPa)	상연(MPa)	하연(MPa)
1·2차 고정하중 + P.S + C&S (1)		-9.40	-5.50	-6.41	-11.01
활 하 중 (2)	Max	0.42	2.39	1.51	0.31
	Min	-1.57	-0.57	-0.21	-2.21
허용응력		-18.00	-18.00	-18.00	-18.00
내하력		5.48	21.93	55.19	3.16
내하력 검토결과		DB-24, DL-24 이상의 내하력을 확보하고 있음			

2) 강도설계법

구 분	측정간 최대 정모멘트(S1) (kN-m)	측정간 지점부 최대 부모멘트(P9) (kN-m)
1 · 2차 고정하중(D)	46,579.20	-48,291.42
PS-Secondary	-30,120.40	40,564.43
활하중(L(1+i))	13,232.60	-14,697.20
φMn (kN · m)	155,150.00	198,938.00
내하력	4.01	5.59
내하력 검토결과	DB-24, DL-24 이상의 내하력을 확보하고 있음	

나. 부산방향

1) 허용응력설계법

구 분		측정간 최대정모멘트 (S1)		측정간 최대부모멘트 (P9)	
		상연(MPa)	하연(MPa)	상연(MPa)	하연(MPa)
1·2차 고정하중 + P.S + C&S (1)		-9.40	-5.50	-6.41	-11.01
활 하 중 (2)	Max	0.42	2.39	1.51	0.31
	Min	-1.57	-0.57	-0.21	-2.21
허용응력		-18.00	-18.00	-18.00	-18.00
내하력		5.48	21.93	55.19	3.16
내하력 검토결과		DB-24, DL-24 이상의 내하력을 확보하고 있음			

2) 강도설계법

구 분	측정간 최대 정모멘트(S1) (kN-m)	측정간 지점부 최대 부모멘트(P9) (kN-m)
1 · 2차 고정하중(D)	46,579.20	-48,291.42
PS-Secondary	-30,120.40	40,564.43
활하중(L(1+i))	13,232.60	-14,697.20
φMn (kN · m)	155,150.00	198,938.00
내하력	4.01	5.59
내하력 검토결과	DB-24, DL-24 이상의 내하력을 확보하고 있음	

5.3.5 안전성 평가등급

가. 대구방향

1) 허용응력설계법

구 분			고정하중+PS	활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
거터	측경간 최대 정모멘트 (MPa)	상부	-9.40	-1.57	-10.97	-18.00	1.64	A
		하부	-5.50	-0.57	-6.07	-18.00	2.97	A
	측경간 지점부 (MPa)	상부	-6.40	-0.21	-6.61	-18.00	2.72	A
		하부	-11.01	-2.21	-13.22	-18.00	1.36	A

안전성평가등급 A

2) 강도설계법

구 분	13M _d +PS	215M _{LH}	계	ΦM _n	안전율	안전성 평가등급
측경간 최대 정모멘트(kN-m)	90,893.06	285,72.45	119,465.51	155,150.00	1.299	A
측경간 지점부 (kN-M)	221,94.00	315,98.98	537,93.40	198,938.00	3.698	A

안전성평가등급 A

나. 부산방향

1) 허용응력설계법

구 분			고정하중+PS	활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
거터	측경간 최대 정모멘트 (MPa)	상부	-9.40	-1.57	-10.97	-18.00	1.64	A
		하부	-5.50	-0.57	-6.07	-18.00	2.97	A
	측경간 지점부 (MPa)	상부	-6.40	-0.21	-6.61	-18.00	2.72	A
		하부	-11.01	-2.21	-13.22	-18.00	1.36	A

안전성평가등급 A

2) 강도설계법

구 분	13M _d +PS	215M _{LH}	계	ΦM _n	안전율	안전성 평가등급
측경간 최대 정모멘트(kN-m)	90,893.06	285,72.45	119,465.51	155,150.00	1.299	A
측경간 지점부 (kN-m)	221,94.00	315,98.98	537,93.40	198,938.00	3.698	A

안전성평가등급 A

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향

가. 교각(P6) 구조검토

1) 검토조건

가) 일반사항

- (1) 하부구조형식 : T형 교각
- (2) 상부구조형식 : P.S.C Box 거더교
- (3) 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- (4) 기초형식 : 케이슨 기초

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

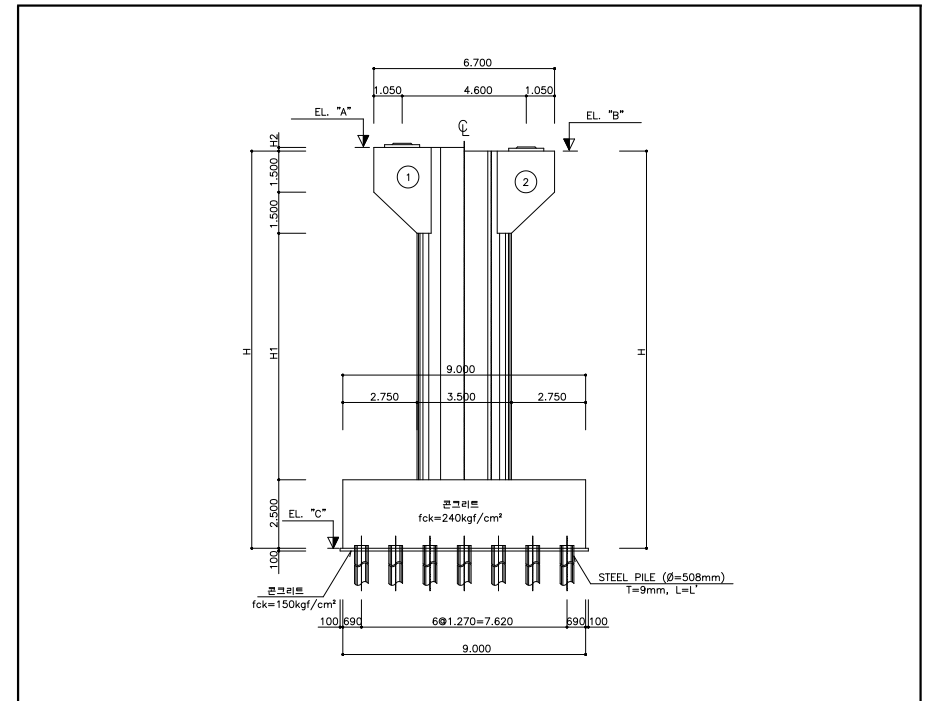
(2) 철근(SD300)

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

라) 설계방법

극한강도설계법 적용

2) 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(P6)(대구)

3) 하중산정

가) 상부반력 및 교각자중

교각번호	상부 고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-6,591.0	-1,731.0	
2	-6,591.0	-1,731.0	
계	-13,182.0	-3,462.0	

※ 교각자중은 25.0 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동제하

나) 풍하중

(1) 상부구조에 작용하는 풍하중

상부구조 계산결과를 적용

(2) 하부구조에 작용하는 풍하중

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

- 유수압 비고려시

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

- 유수압 고려시

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

(3) 활하중에 재하되는 풍하중

$$\text{활하중에 재하되는 풍하중} = 1.500 \times 1.800 \times 50.000 = 135 \text{ kN}$$

※ 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

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

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 4157.83 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 13182 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 659.1 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡ 중 작은 값 659.1 kN을 적용한다.

라) 유수압 및 유목충돌하중

(1) 유수압 (준공도면의 H.W.L 적용)

① 교량의 저항계수 : $K = 0.04$ (원형)② 설계유속 : $v = 2.41 \text{ m/sec}$ (당초 구조계산서 적용값)③ 유 수 압 : $P_1 = 10 \cdot K \cdot v^2 \cdot A = 10 \times 0.04 \times 2.41^2 \times 3.3 \times 3.5 = 26.833 \text{ kN}$ ④ 작용높이 : $0.6H = 0.6 \times 3.3 = 1.98 \text{ m}$

(2) 유목충돌하중

① 유송물 중량 : $W = 10.0 \text{ kN}$ (설계값)② 표면유속 : $v = 2.41 \text{ m/sec}$ ③ 충돌하중 : $P_2 = 0.1 \cdot W \cdot v = 0.1 \times 10.0 \times 2.41 = 2.41 \text{ kN}$ ④ 작용높이 : $H = 3.3 \text{ m}$ (수면높이)

4) 하중조합

가) 계수하중 검토시

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

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 1.3 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화

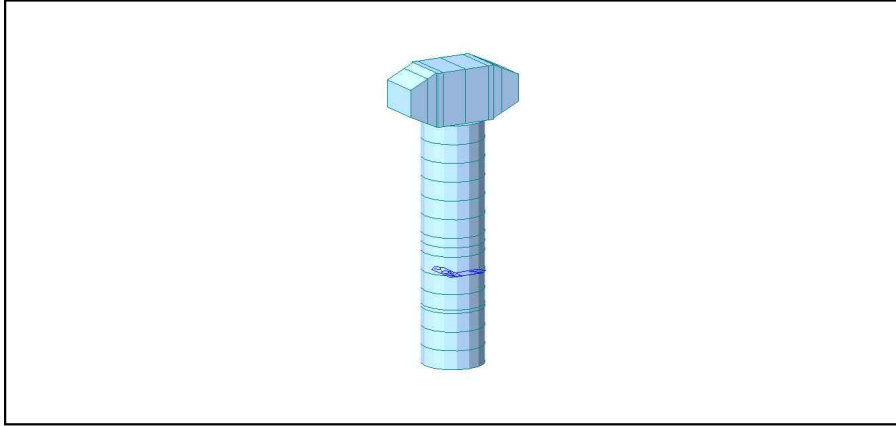
등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

5) 구조해석

가) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(P6)(대구)

6) 코핑부 검토

가) 내민보 검토

(1) 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

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

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{9.621} = 3.101 \text{ m}$$

위험단면은 코핑 끝단으로부터 1.95m에 위치한다.

(2) 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 4,468.46 \text{ kN}$$

$$M_u = -9,668.22 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 933.69 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 4,468.46 / 9,668.22 = 0.462 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.100 = 2.900 \text{ m}$$

$$a / d = 0.462 / 2.90 = 0.159 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

(3) 내민받침 검토

① 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)
2,500.00	3,000.00	2,900.00	100.00	10,661.91	11,869.33
f _{ck} = 24MPa, f _y = 300MPa, k _l = 0.85, ϕ _f = 0.85, ϕ _v = 0.80					

② 사용 철근량

$$\text{㉠ 주인장철근 : 3단 } D29 - 24EA (= 46,252.8 \text{ mm}^2)$$

$$\text{㉡ 폐합스트립 : 1단 } D25 - 24EA (= 12,160.8 \text{ mm}^2)$$

③ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,500 \times 2,900 / 1,000 = 34,800 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,500 \times 2,900 / 1,000 = 406,000 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 27,840 \text{ kN}$$

④ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 35,325.387 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 9,891.125 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

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

$$0.002941 A_f^2 + 2,900 A_f + 41,811,411.765 = 0 \quad \therefore A_f = 14,634.938 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 24,526.063 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 33,441.383 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 23,200.000 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 33,441.383 \text{ mm}^2 < A_s (= 46,252.8 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉤ 패합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 11,775.129 \text{ mm}^2 < A_{used}(12,160.8) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

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
일반보 검토	31,420.007	10,661.900	2.947	25,732.173	11,869.330	2.170	O.K

구 분	주인장철근		S.F	패합스트립		S.F	검토 결과
	사용량(mm ²)	필요량(mm ²)		사용량(mm ²)	필요량(mm ²)		
내민받침 검토	46,252.8	33,441.3	1.383	12,160.8	11,775.1	1.033	O.K.

7) 기둥 단면검토

가) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.1】부재력 산정결과(대구)

구 분		P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	Δ (mm)	$M2$ (kN·m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	13,076.565	0	5.054	14,137.695	
	ULB02	5,633.265	0	5.054	14,137.695	
	ULB03	10,133.865	0	5.054	14,137.695	
	ULB04	10,133.865	0	5.054	14,137.695	
	ULB05	5,633.265	0	5.054	14,137.695	
	ULB06	5,416.601	0	4.860	13,593.937	
	ULB07	5,416.601	0	4.860	13,593.937	
	ULB08	5,416.601	0	4.860	13,593.937	
	ULB09	9,744.101	0	4.860	13,593.937	
교축 방향	ULB01	13,076.565	82,788	0.007	0	
	ULB02	5,633.265	1,099.898	0.300	0	
	ULB03	10,133.865	2,506.909	0.896	0	
	ULB04	10,133.865	82,788	0.007	0	
	ULB05	5,633.265	82,788	0.007	0	
	ULB06	5,416.601	1,057.575	0.289	0	
	ULB07	5,416.601	1,057.575	0.289	0	
	ULB08	5,416.601	2,503.725	0.895	0	
	ULB09	9,744.101	2,503.725	0.861	0	

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

Δ : 기둥 상단의 변위량

나) 기둥 단면검토

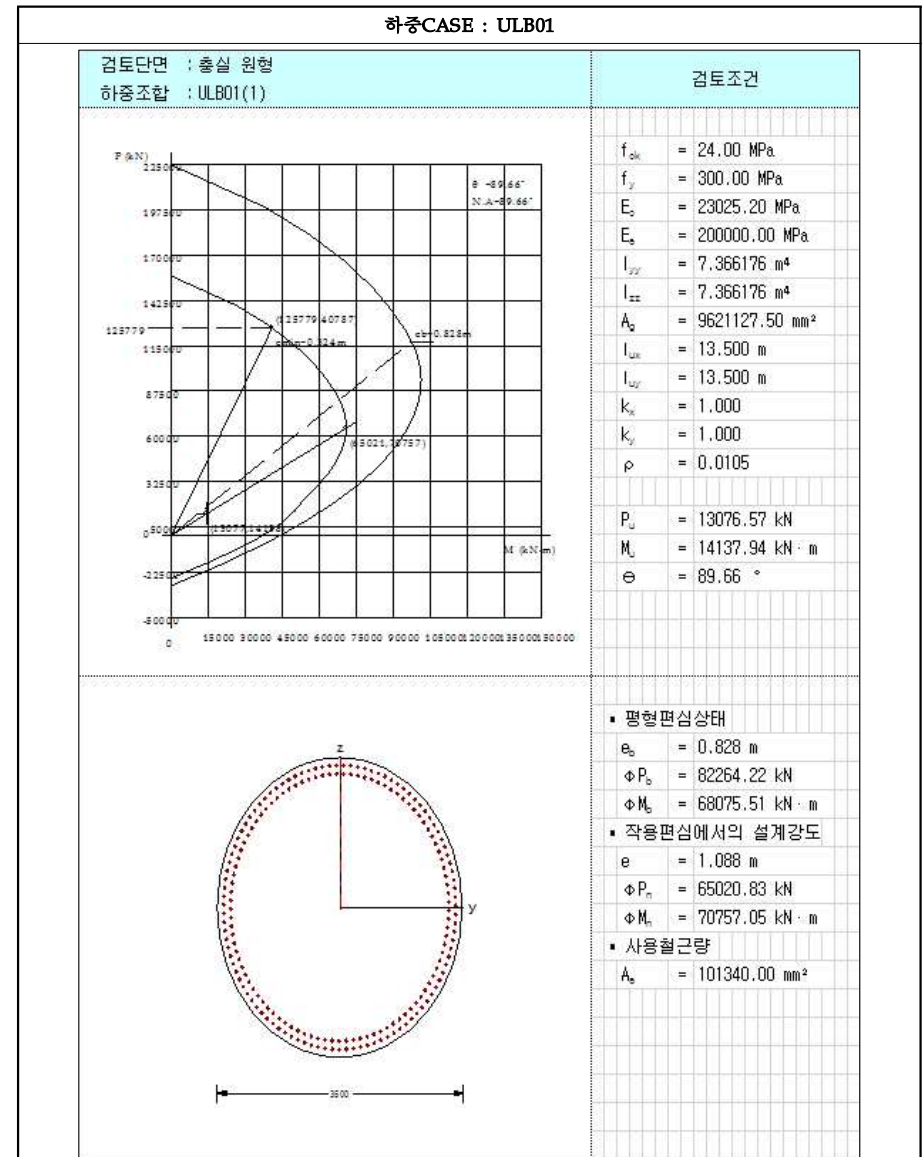
【표 5.4.2】 기둥 단면검토 결과(P6)(대구)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
ULB01	13,076.565	65,020.827	14,137.937	70,757.048	5.005	O.K
ULB02	5,633.265	21,090.833	14,180.414	53,336.377	3.761	O.K
ULB03	10,133.865	47,258.596	14,358.238	67,587.014	4.707	O.K
ULB04	10,133.865	48,212.535	14,137.937	67,903.270	4.803	O.K
ULB05	5,633.265	21,429.669	14,137.937	53,481.079	3.783	O.K
ULB06	5,416.601	21,090.833	13,635.014	53,336.377	3.912	O.K
ULB07	5,416.601	21,090.833	13,635.014	53,336.377	3.912	O.K
ULB08	5,416.601	20,905.326	13,822.582	53,255.606	3.853	O.K
ULB09	9,744.101	47,258.596	13,805.998	67,587.014	4.895	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

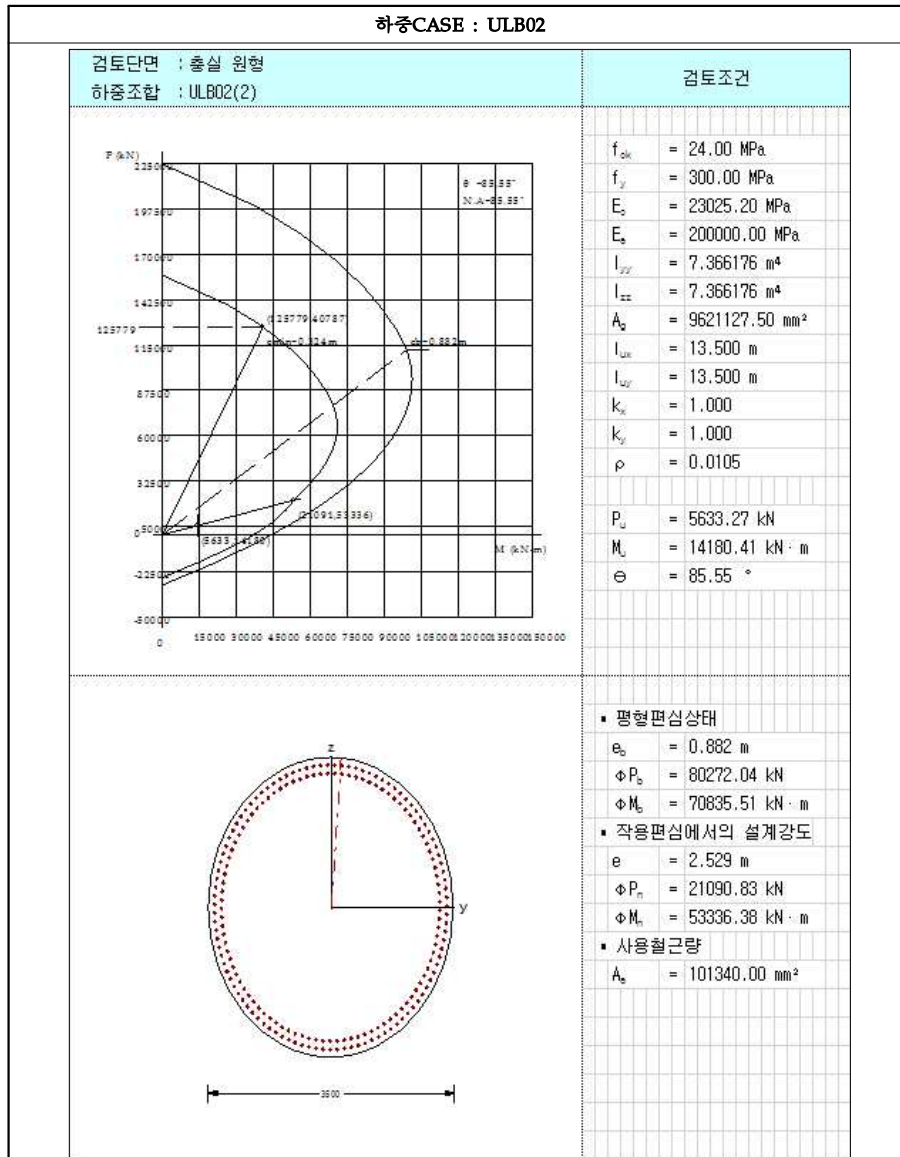
다) P-M 상관도

(1) 하중CASE : ULB01



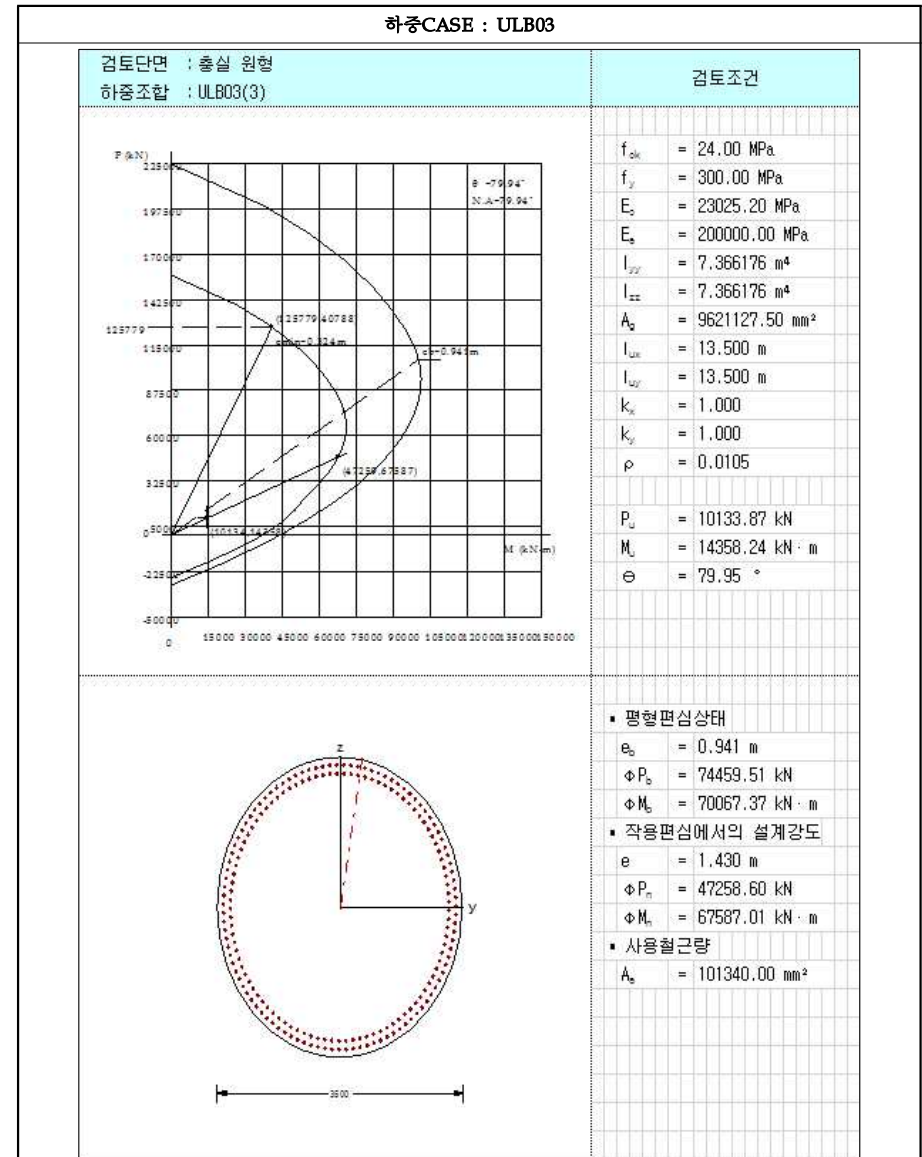
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(하중CASE : ULB01)(대구)

(2) 하중CASE : ULB02



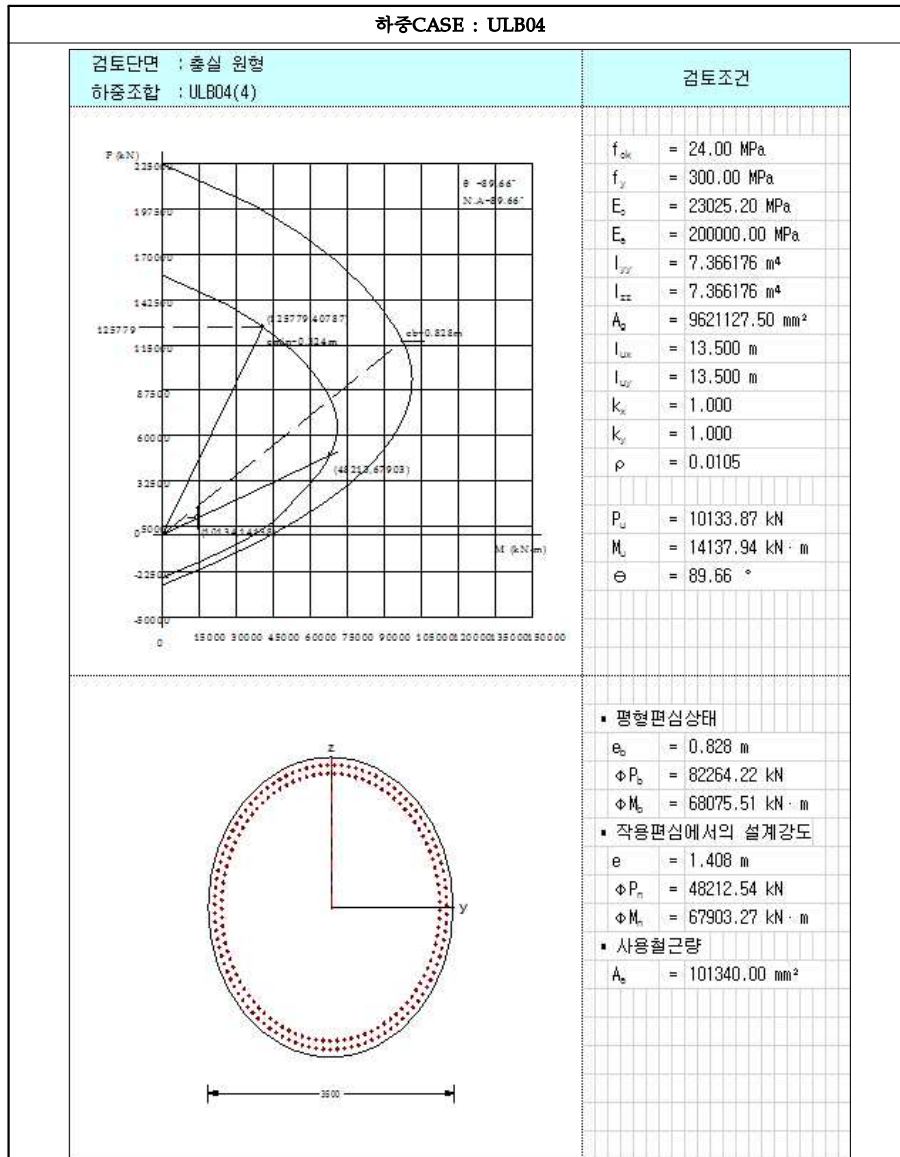
【그림 5.4.4】 P-M 상관도(하중CASE : ULB02)(대구)

(3) 하중CASE : ULB03



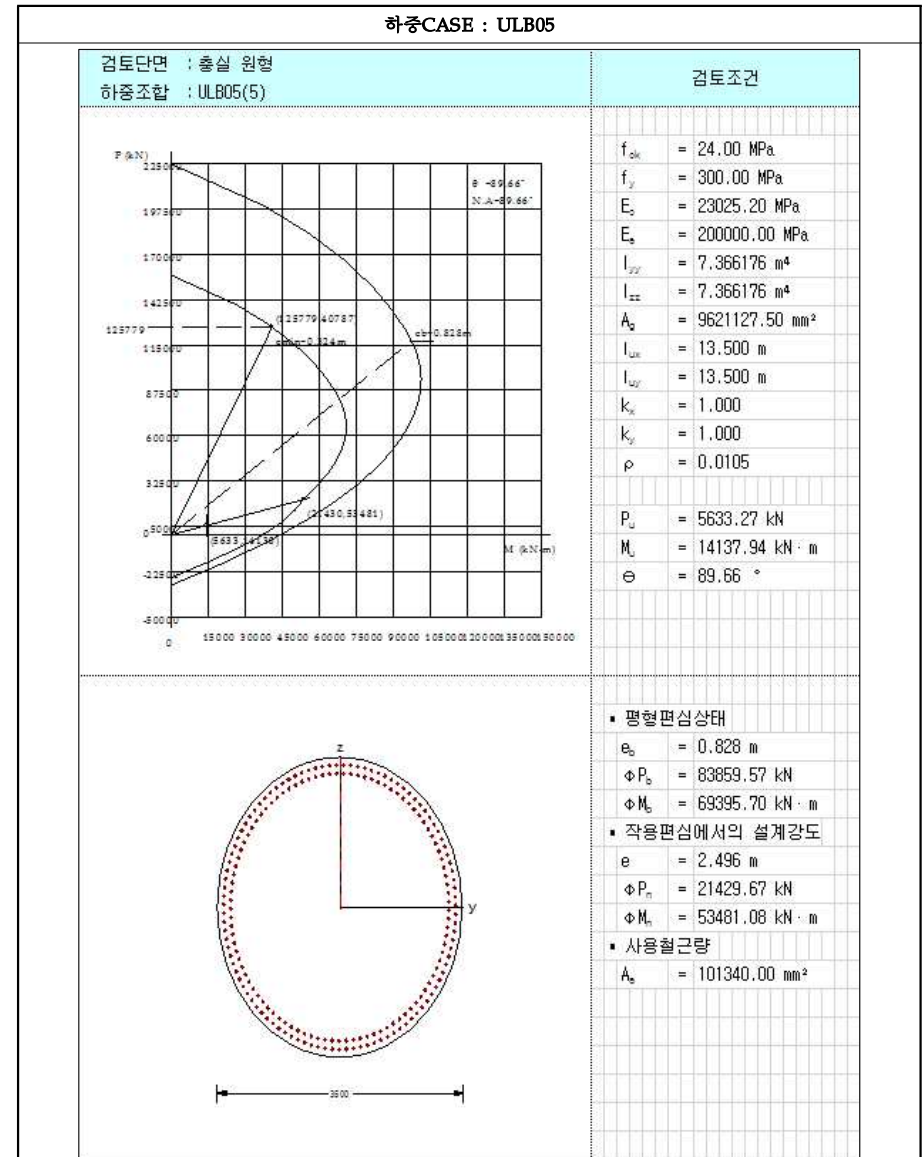
【그림 5.4.5】 P-M 상관도(하중CASE : ULB03)(대구)

(4) 하중CASE : ULB04



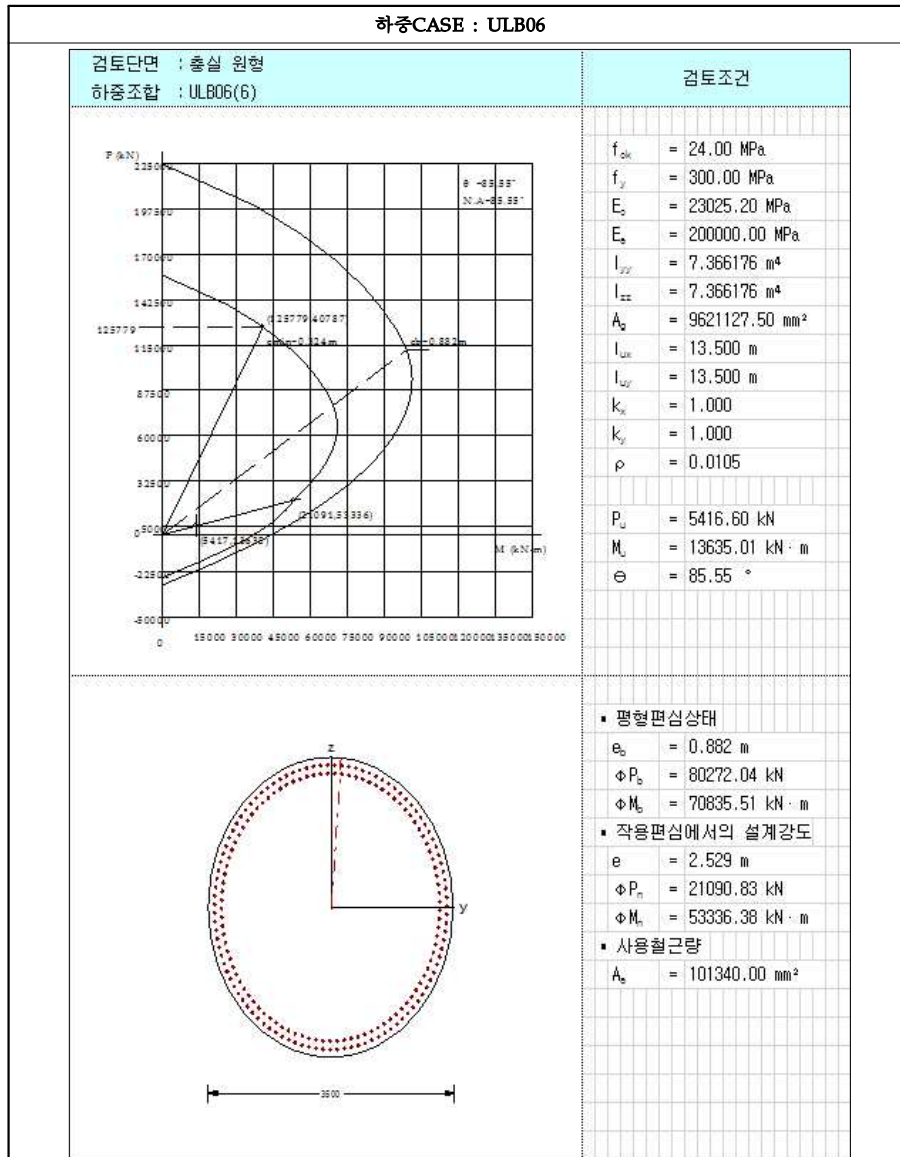
【그림 5.4.6】 P-M 상관도(하중CASE : ULB04)(대구)

(5) 하중CASE : ULB05



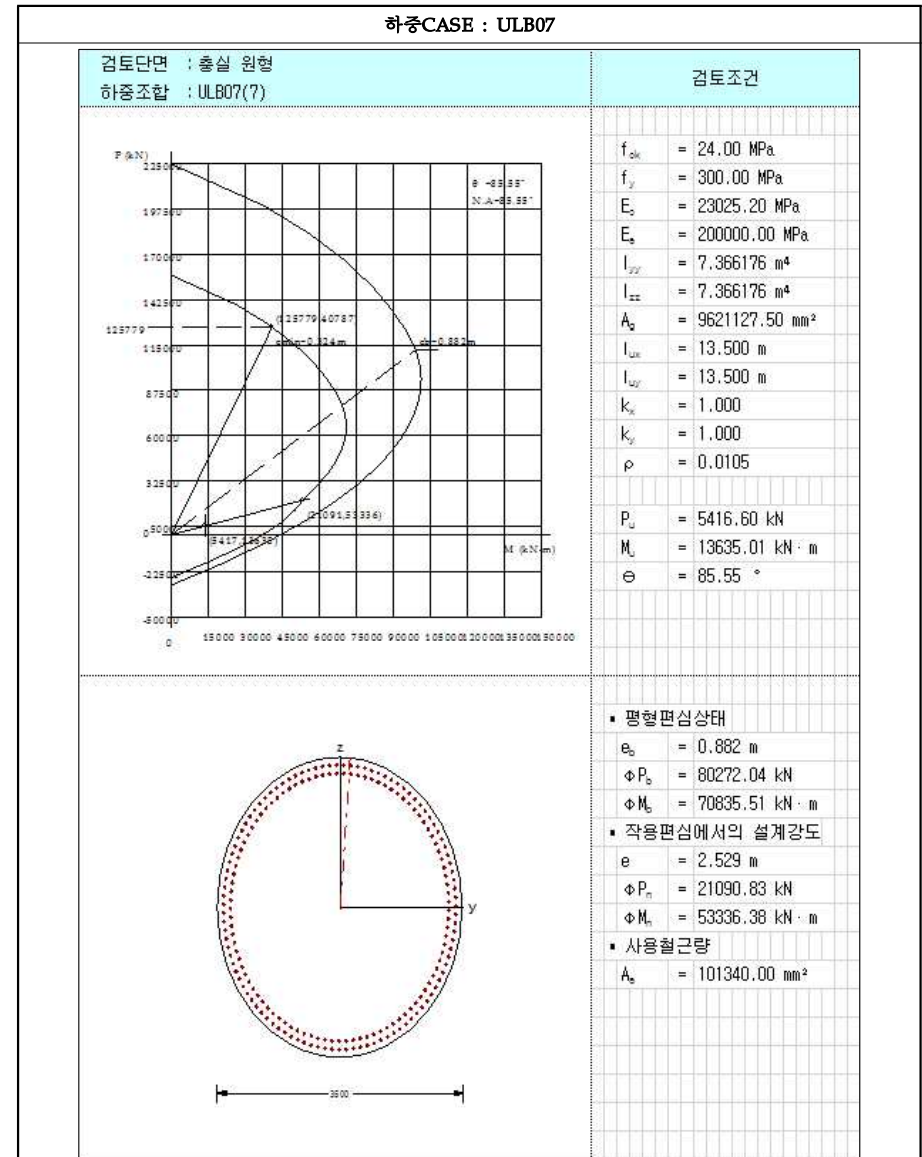
【그림 5.4.7】 P-M 상관도(하중CASE : ULB05)(대구)

(6) 하중CASE : ULB06



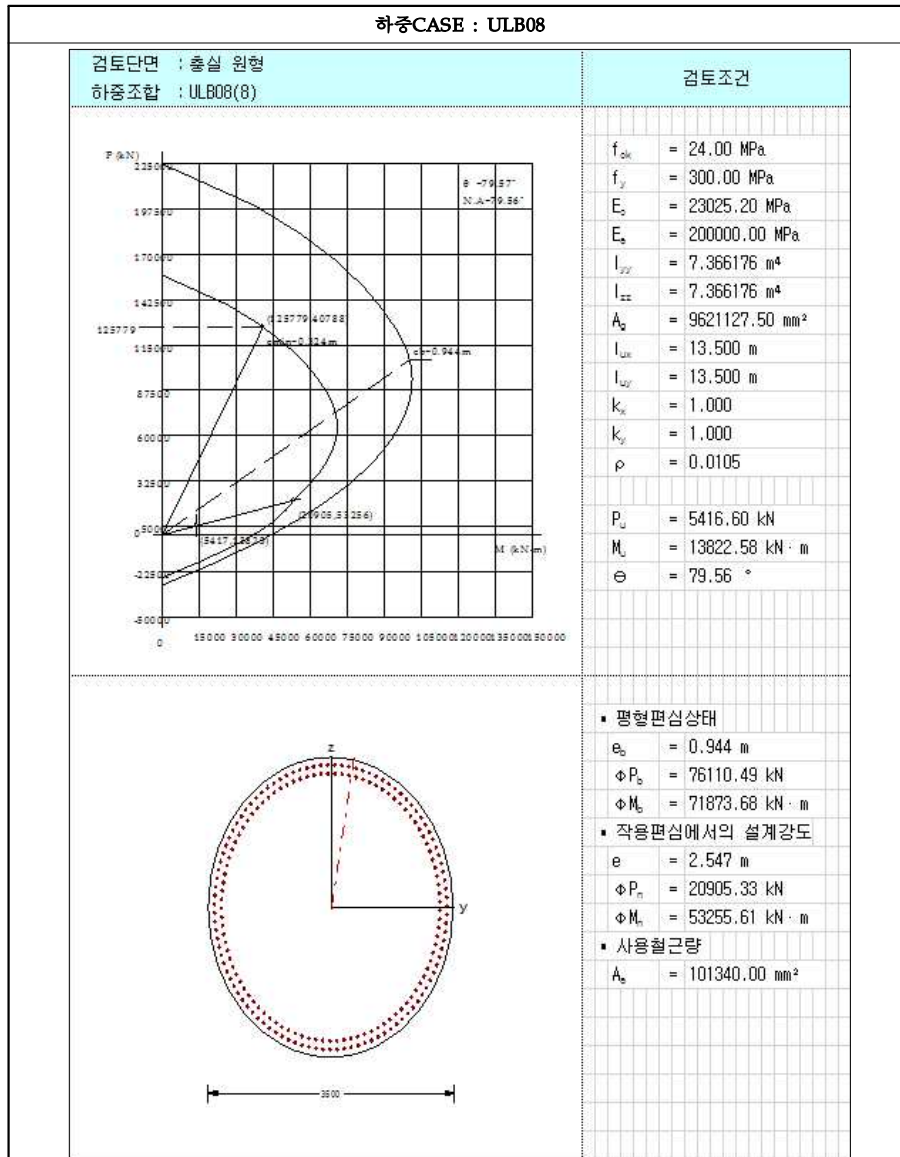
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(하중CASE : ULB06)(대구)

(7) 하중CASE : ULB07



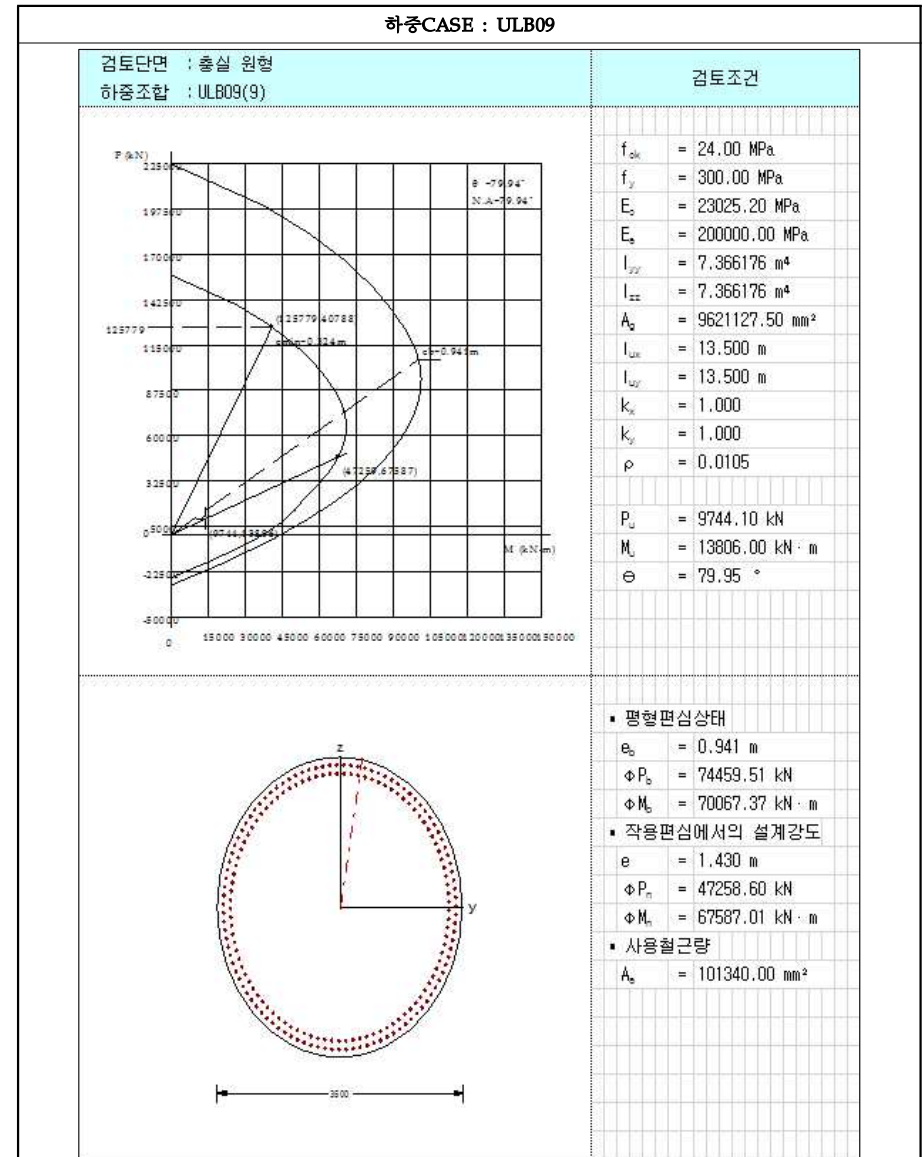
【그림 5.4.9】 P-M 상관도(하중CASE : ULB07)(대구)

(8) 하중CASE : ULB08



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(하중CASE : ULB08)(대구)

(9) 하중CASE : ULB09



【그림 5.4.11】 P-M 상관도(하중CASE : ULB09)(대구)

5.4.2 부산방향

가. 교각(P6) 구조검토

1) 검토조건

가) 일반사항

- (1) 하부구조형식 : T형 교각
- (2) 상부구조형식 : P.S.C Box 거더교
- (3) 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- (4) 기초형식 : 케이슨 기초

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

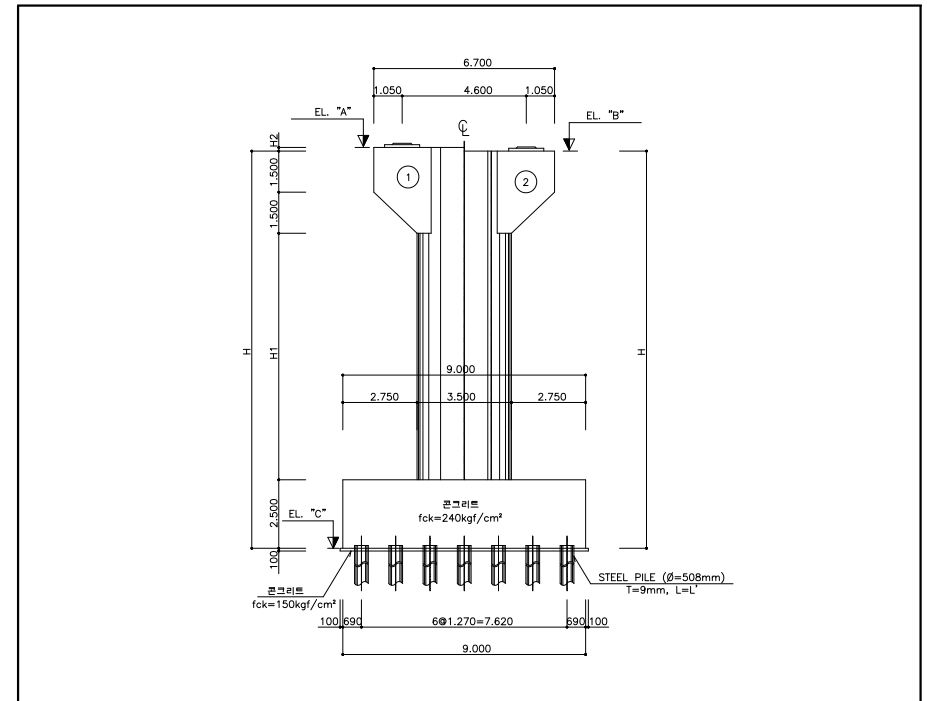
(2) 철근(SD300)

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

라) 설계방법

극한강도설계법 적용

2) 해석단면



【그림 5.4.12】 해석단면(P6)(부산)

3) 하중산정

가) 상부반력 및 교각자중

교각번호	상부 고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-6,591.0	-1,731.0	
2	-6,591.0	-1,731.0	
계	-13,182.0	-3,462.0	

※ 교각자중은 25.0 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동제하

나) 풍하중

(1) 상부구조에 작용하는 풍하중

상부구조 계산결과를 적용

(2) 하부구조에 작용하는 풍하중

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

- 유수압 비고려시

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

- 유수압 고려시

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

(3) 활하중에 재하되는 풍하중

$$\text{활하중에 재하되는 풍하중} = 1.500 \times 1.800 \times 50.000 = 135 \text{ kN}$$

※ 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

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

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 4157.83 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 13182 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 659.1 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡ 중 작은 값 659.1 kN을 적용한다.

라) 유수압 및 유목충돌하중

(1) 유수압 (준공도면의 H.W.L 적용)

① 교량의 저항계수 : $K = 0.04$ (원형)② 설계유속 : $v = 2.41 \text{ m/sec}$ (당초 구조계산서 적용값)③ 유 수 압 : $P_1 = 10 \cdot K \cdot v^2 \cdot A = 10 \times 0.04 \times 2.41^2 \times 3.3 \times 3.5 = 26.833 \text{ kN}$ ④ 작용높이 : $0.6H = 0.6 \times 3.3 = 1.98 \text{ m}$

(2) 유목충돌하중

① 유송물 중량 : $W = 10.0 \text{ kN}$ (설계값)② 표면유속 : $v = 2.41 \text{ m/sec}$ ③ 충돌하중 : $P_2 = 0.1 \cdot W \cdot v = 0.1 \times 10.0 \times 2.41 = 2.41 \text{ kN}$ ④ 작용높이 : $H = 3.3 \text{ m}$ (수면높이)

4) 하중조합

가) 계수하중 검토시

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

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 1.3 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화

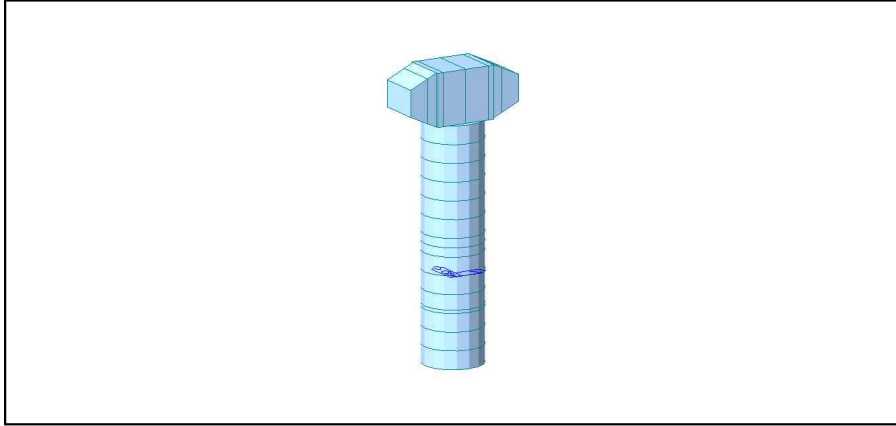
등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

5) 구조해석

가) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.13】 해석모델링(P6)(부산)

6) 코핑부 검토

가) 내민보 검토

(1) 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

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

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{9.621} = 3.101 \text{ m}$$

위험단면은 코핑 끝단으로부터 1.95m에 위치한다.

(2) 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 4,468.46 \text{ kN}$$

$$M_u = -9,668.22 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 933.69 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 4,468.46 / 9,668.22 = 0.462 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.100 = 2.900 \text{ m}$$

$$a / d = 0.462 / 2.90 = 0.159 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

(3) 내민받침 검토

① 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2,500.00	3,000.00	2,900.00	100.00	10,661.91	11,869.33
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_l = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$					

② 사용 철근량

$$\text{㉠ 주인장철근 : 3단 } D29 - 24EA (= 46,252.8 \text{ mm}^2)$$

$$\text{㉡ 폐합스트립 : 1단 } D25 - 24EA (= 12,160.8 \text{ mm}^2)$$

③ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2 f_{ck} b d = 0.2 \times 24 \times 2,500 \times 2,900 / 1,000 = 34,800 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56 b d = 56 \times 2,500 \times 2,900 / 1,000 = 406,000 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 27,840 \text{ kN}$$

④ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 35,325.387 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 9,891.125 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

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

$$0.002941 A_f^2 + 2,900 A_f + 41,811,411.765 = 0 \quad \therefore A_f = 14,634.938 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 24,526.063 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 33,441.383 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 23,200.000 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 33,441.383 \text{ mm}^2 < A_s (= 46,252.8 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 11,775.129 \text{ mm}^2 < A_{used}(12,160.8) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

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
일반보 검토	31,420.007	10,661.900	2.947	25,732.173	11,869.330	2.170	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	46,252.8	33,441.3	1.383	12,160.8	11,775.1	1.033	O.K.

7) 기둥 단면검토

가) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.3】부재력 산정결과(부산)

구 분		P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	Δ (mm)	$M2$ (kN·m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	13,076.565	0	5.054	14,137.695	
	ULB02	5,633.265	0	5.054	14,137.695	
	ULB03	10,133.865	0	5.054	14,137.695	
	ULB04	10,133.865	0	5.054	14,137.695	
	ULB05	5,633.265	0	5.054	14,137.695	
	ULB06	5,416.601	0	4.860	13,593.937	
	ULB07	5,416.601	0	4.860	13,593.937	
	ULB08	5,416.601	0	4.860	13,593.937	
	ULB09	9,744.101	0	4.860	13,593.937	
교축 방향	ULB01	13,076.565	82,788	0.007	0	
	ULB02	5,633.265	1,099.898	0.300	0	
	ULB03	10,133.865	2,506.909	0.896	0	
	ULB04	10,133.865	82,788	0.007	0	
	ULB05	5,633.265	82,788	0.007	0	
	ULB06	5,416.601	1,057.575	0.289	0	
	ULB07	5,416.601	1,057.575	0.289	0	
	ULB08	5,416.601	2,503.725	0.895	0	
	ULB09	9,744.101	2,503.725	0.861	0	

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

Δ : 기둥 상단의 변위량

나) 기둥 단면검토

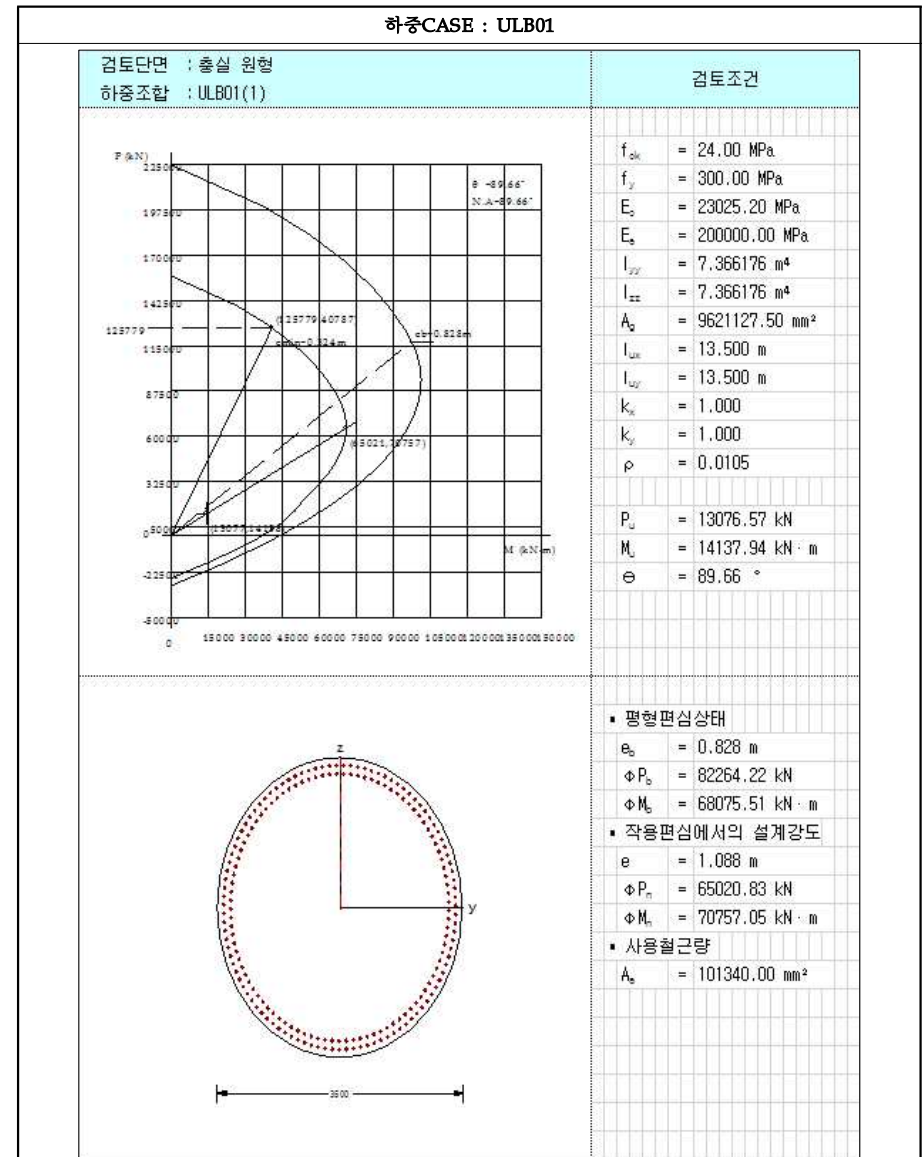
【표 5.4.4】 기둥 단면검토 결과(P6)(부산)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
ULB01	13,076.565	65,020.827	14,137.937	70,757.048	5.005	O.K
ULB02	5,633.265	21,090.833	14,180.414	53,336.377	3.761	O.K
ULB03	10,133.865	47,258.596	14,358.238	67,587.014	4.707	O.K
ULB04	10,133.865	48,212.535	14,137.937	67,903.270	4.803	O.K
ULB05	5,633.265	21,429.669	14,137.937	53,481.079	3.783	O.K
ULB06	5,416.601	21,090.833	13,635.014	53,336.377	3.912	O.K
ULB07	5,416.601	21,090.833	13,635.014	53,336.377	3.912	O.K
ULB08	5,416.601	20,905.326	13,822.582	53,255.606	3.853	O.K
ULB09	9,744.101	47,258.596	13,805.998	67,587.014	4.895	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

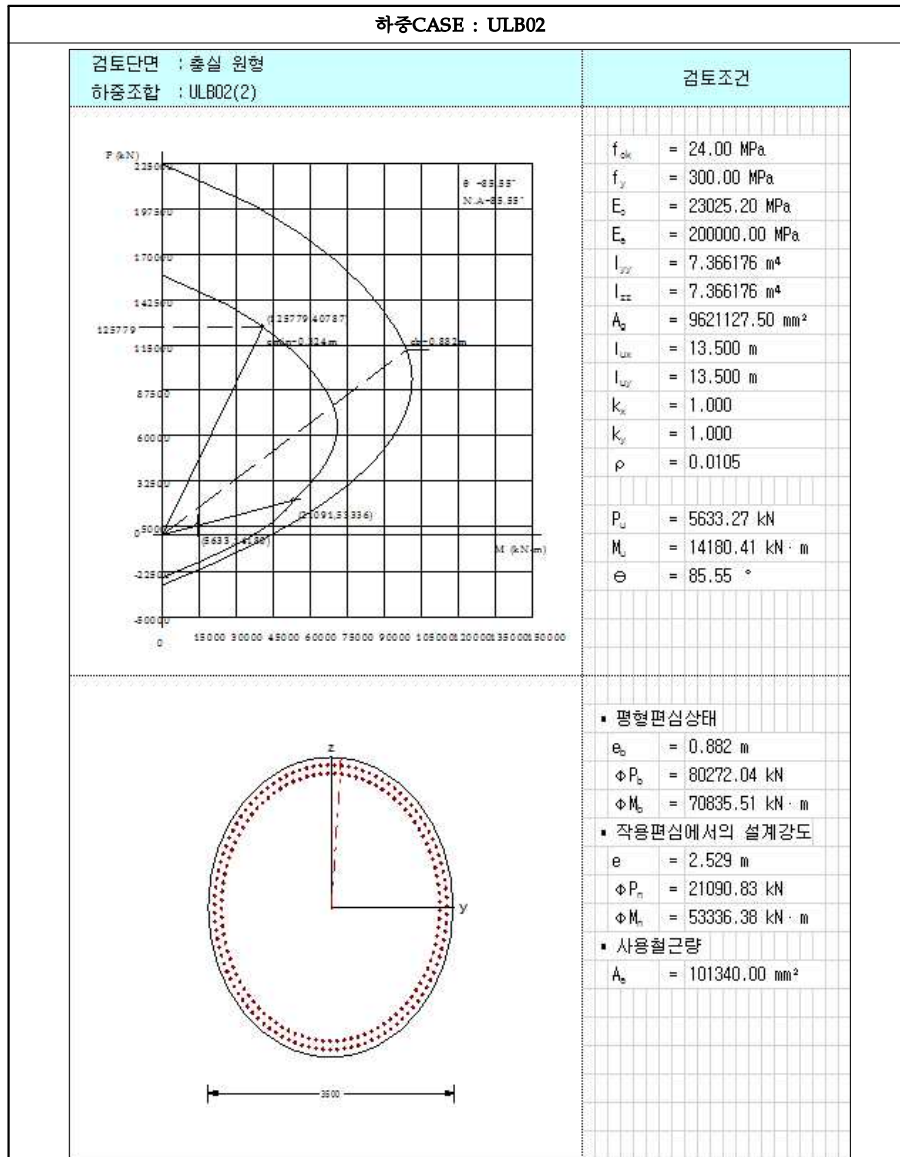
다) P-M 상관도

(1) 하중CASE : ULB01



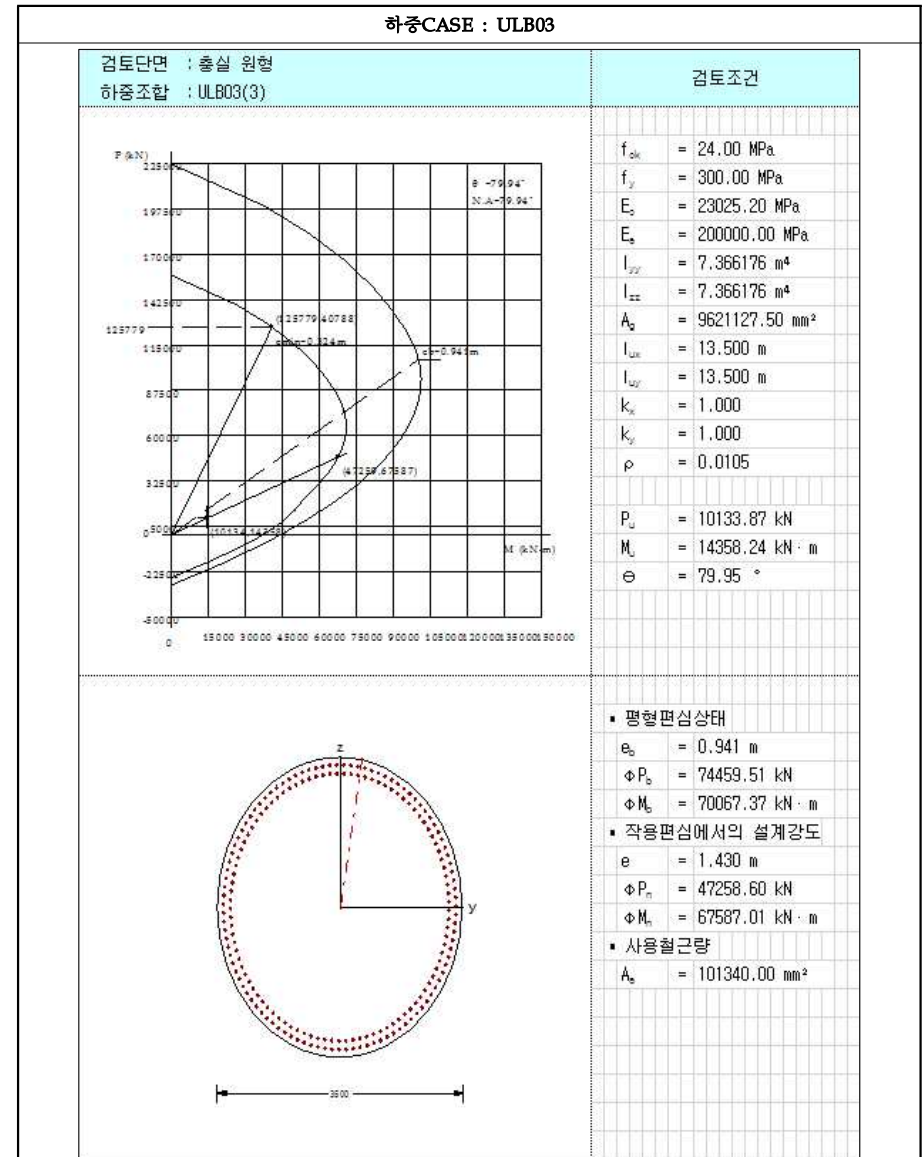
【그림 5.4.14】 P-M 상관도(하중CASE : ULB01)(부산)

(2) 하중CASE : ULB02



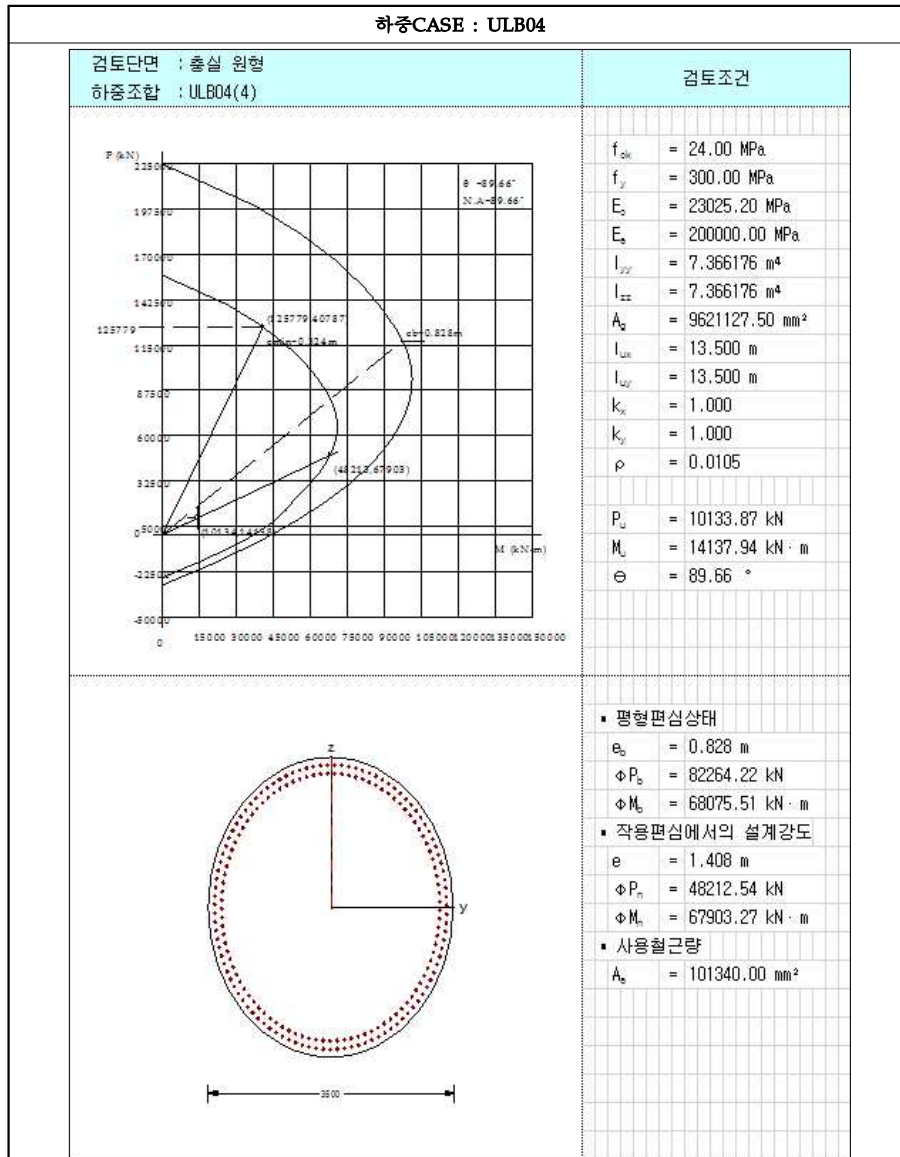
【그림 5.4.15】 P-M 상관도(하중CASE : ULB02)(부산)

(3) 하중CASE : ULB03



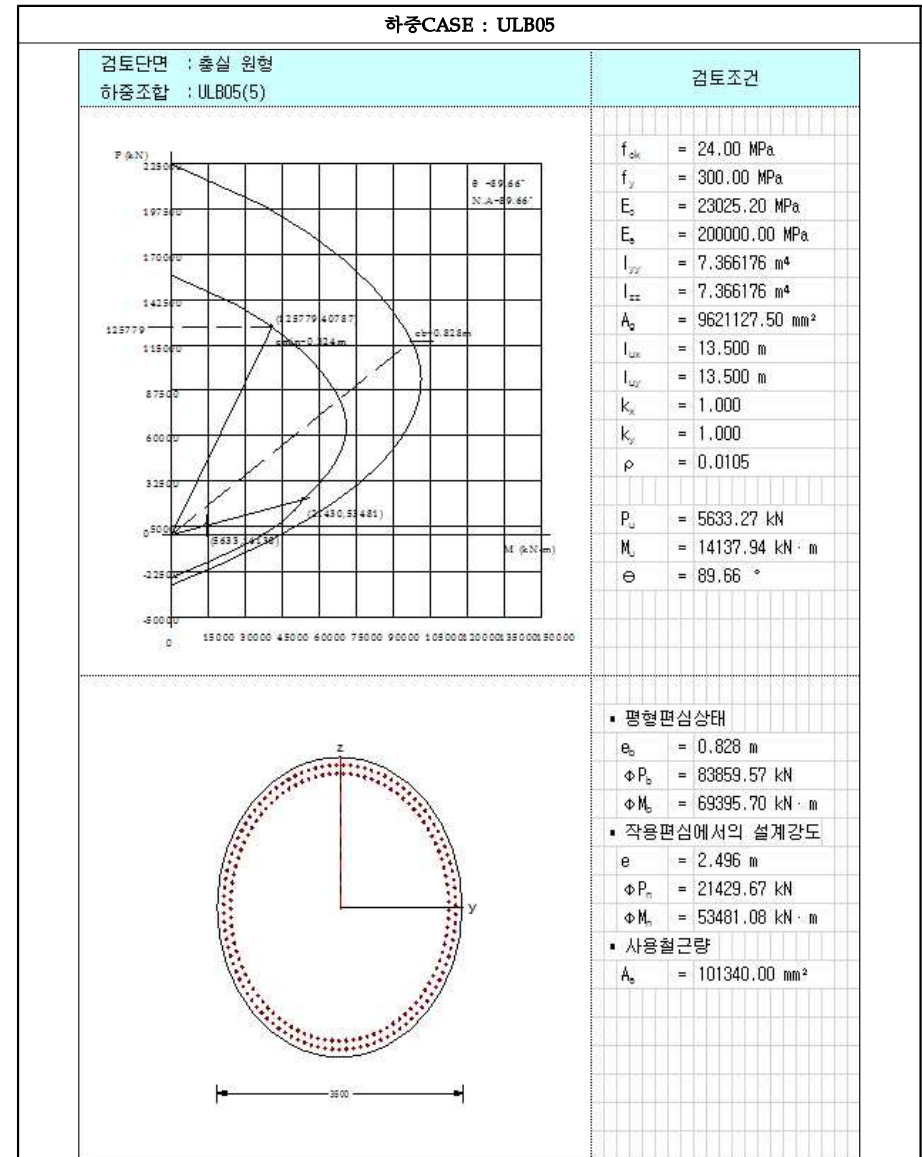
【그림 5.4.16】 P-M 상관도(하중CASE : ULB03)(부산)

(4) 하중CASE : ULB04



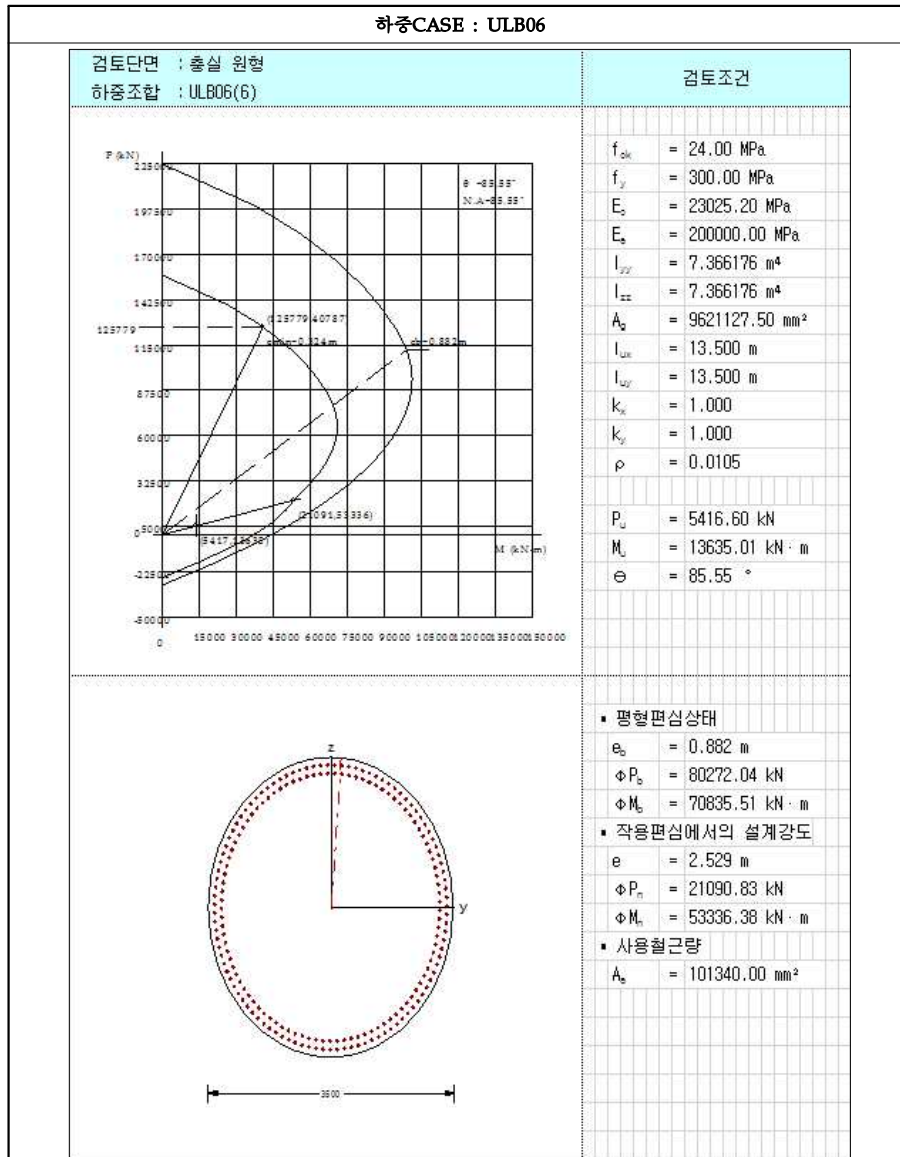
【그림 5.4.17】 P-M 상관도(하중CASE : ULB04)(부산)

(5) 하중CASE : ULB05



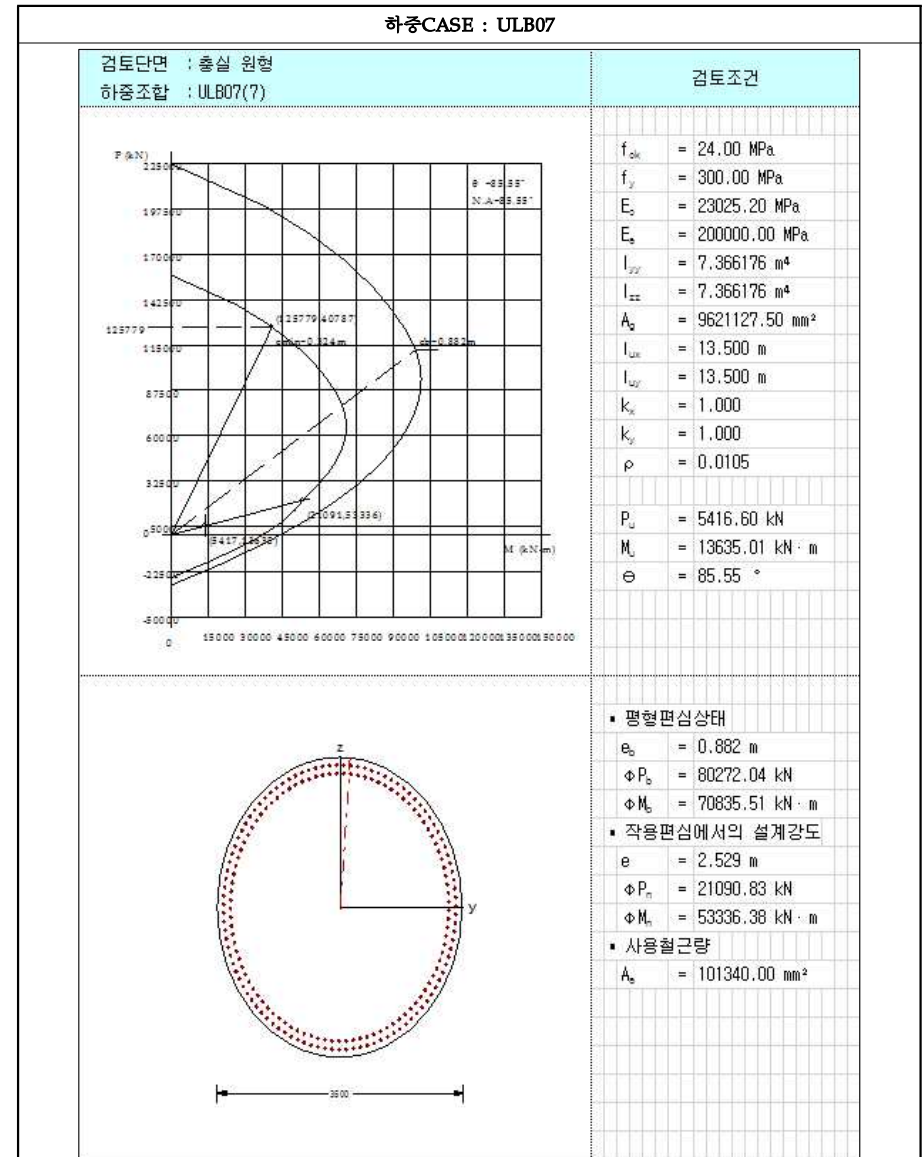
【그림 5.4.18】 P-M 상관도(하중CASE : ULB05)(부산)

(6) 하중CASE : ULB06



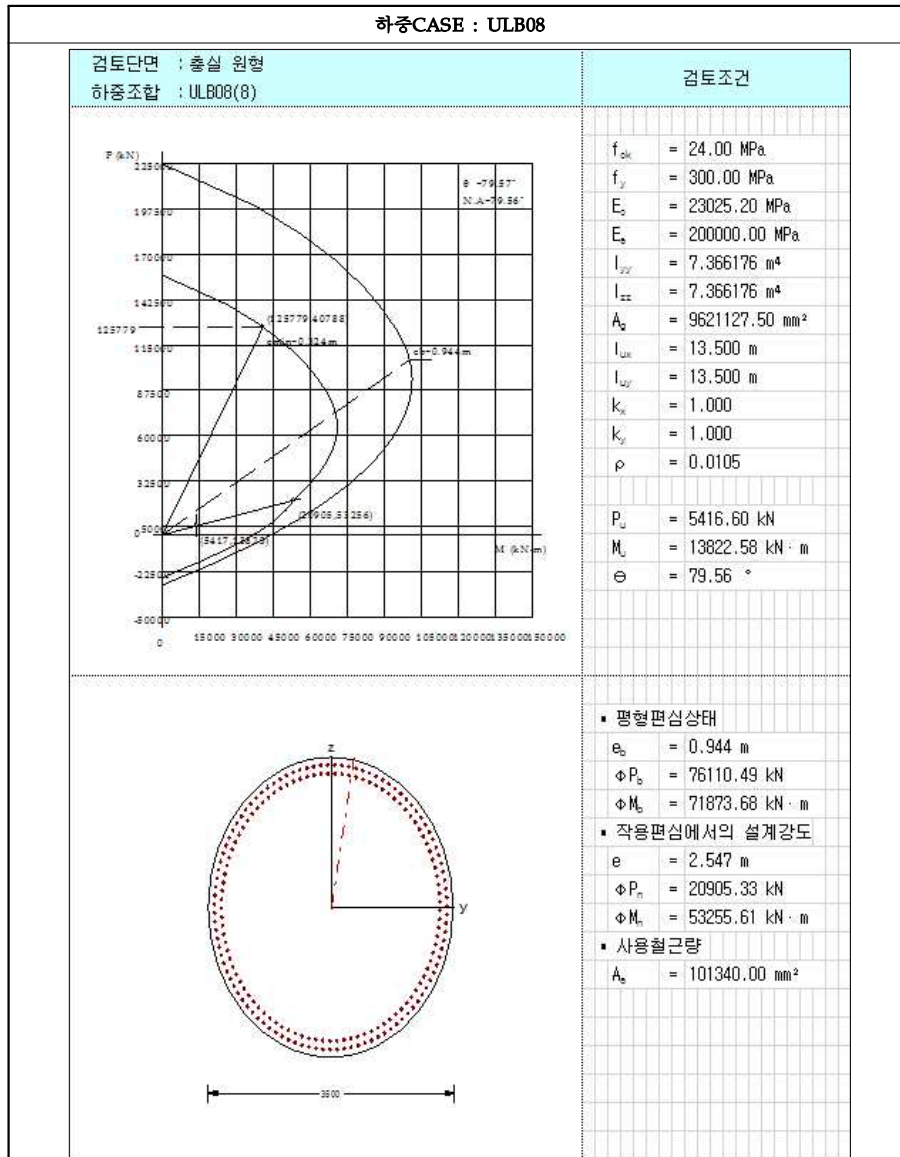
【그림 5.4.19】 P-M 상관도(하중CASE : ULB06)(부산)

(7) 하중CASE : ULB07



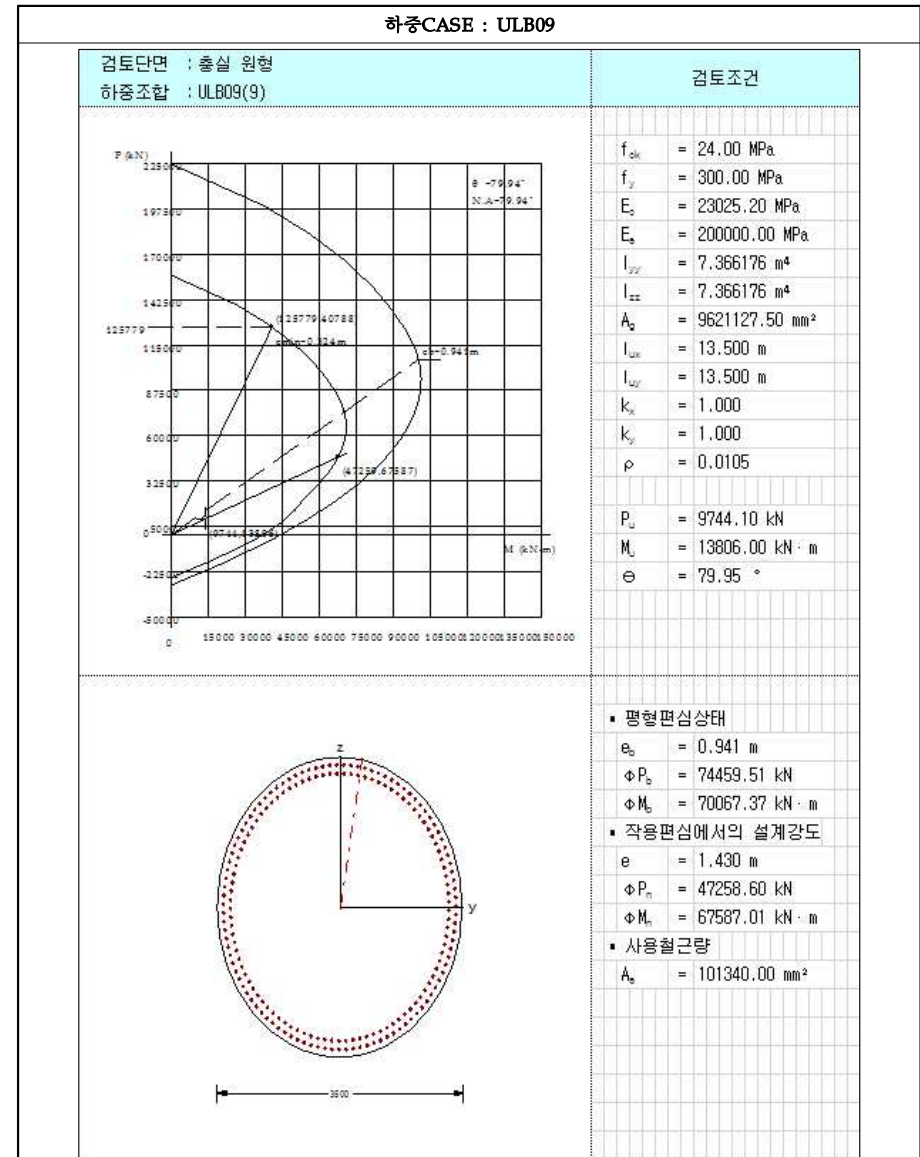
【그림 5.4.20】 P-M 상관도(하중CASE : ULB07)(부산)

(8) 하중CASE : ULB08



【그림 5.4.21】 P-M 상관도(하중CASE : ULB08)(부산)

(9) 하중CASE : ULB09



【그림 5.4.22】 P-M 상관도(하중CASE : ULB09)(부산)

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 대구방향

가. 안전성 평가결과

1) 상부구조

【표 5.5.1】 상부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	등급	비고
허용응력설계법	측경간 정모멘트부	상 부	$\frac{f_a}{f} = \frac{18.00}{10.97} = 1.64$	A	MPa
		하 부	$\frac{f_a}{f} = \frac{18.00}{6.07} = 2.97$	A	MPa
	측경간 부모멘트부	상 부	$\frac{f_a}{f} = \frac{18.00}{6.61} = 2.72$	A	MPa
		하 부	$\frac{f_a}{f} = \frac{18.00}{13.22} = 1.36$	A	MPa
강도설계법	측경간 정모멘트부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{155,150.00}{119,465.51} = 1.30$	A	MPa
	측경간 부모멘트부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{198,938.00}{53,793.40} = 3.70$	A	MPa

안전성평가등급

A

2) 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	평가	비고
P6	기동 검토	ULB01	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{65,020.827}{13,076.565} = 4.97 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{70,757.05}{14,137.94} = 5.00 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB02	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{21,090.83}{5,633.27} = 3.74 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{53,336.38}{14,180.41} = 3.76 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB03	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{47,258.60}{10,133.87} = 4.66 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{67,587.01}{14,358.24} = 4.71 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB04	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{48,212.54}{10,133.87} = 4.76 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{67,903.27}{14,137.94} = 4.80 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB05	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{21,429.67}{5,633.27} = 3.80 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{53,481.08}{14,137.94} = 3.78 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB06	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{21,090.83}{5,416.60} = 3.89 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{53,336.38}{13,635.01} = 3.91 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB07	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{21,090.83}{5,416.60} = 3.89 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{53,336.38}{13,635.01} = 3.91 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB08	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{20,905.33}{5,416.60} = 3.86 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{53,255.606}{13,822.582} = 3.85 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB09	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{47,258.596}{9,744.101} = 4.85 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{67,587.01}{13,806.00} = 4.90 > 1$	O.K	kN kN · m

나. 기본내하력 평가결과

【표 5.5.3】 허용응력법에 의한 기본내하력 산정(대구)

구 분		측경간 최대정모멘트 (S1)		측경간 최대부모멘트 (P9)	
		상연(MPa)	하연(MPa)	상연(MPa)	하연(MPa)
1·2차 고정하중 + P.S + C&S (1)		-9.40	-5.50	-6.41	-11.01
활 하 중 (2)	Max	0.42	2.39	1.51	0.31
	Min	-1.57	-0.57	-0.21	-2.21
허용응력		-18.00	-18.00	-18.00	-18.00
내하력		5.48	21.93	55.19	3.16
내하력 검토결과		DB-24, DL-24 이상의 내하력을 확보하고 있음			

【표 5.5.4】 강도설계법에 의한 기본내하력 산정(대구)

구 분	측경간 최대 정모멘트(S1) (kN-m)	측경간 지점부 최대 부모멘트(P9) (kN-m)
1 · 2차 고정하중(D)	46,579.20	-48,291.42
PS-Secondary	-30,120.40	40,564.43
활하중(L(1+i))	13,232.60	-14,697.20
φMn (kN · m)	155,150.00	198,938.00
내하력	4.01	5.59
내하력 검토결과	DB-24, DL-24 이상의 내하력을 확보하고 있음	

5.5.2 부산방향

가. 안전성 평가결과

1) 상부구조

【표 5.5.5】 상부구조 안전성 평가결과(부산)

구 분			계산식	등급	비고
허용응력설계법	측경간 정모멘트부	상 부	$\frac{f_a}{f} = \frac{18.00}{10.97} = 1.64$	A	MPa
		하 부	$\frac{f_a}{f} = \frac{18.00}{6.07} = 2.97$	A	MPa
	측경간 부모멘트부	상 부	$\frac{f_a}{f} = \frac{18.00}{6.61} = 2.72$	A	MPa
		하 부	$\frac{f_a}{f} = \frac{18.00}{13.22} = 1.36$	A	MPa
강도설계법	측경간 정모멘트부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{155,150.00}{119,465.51} = 1.30$	A	MPa
	측경간 부모멘트부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{198,938.00}{53,793.40} = 3.70$	A	MPa

안전성평가등급

A

2) 하부구조

【표 5.5.6】 하부구조 안전성 평가결과(부산)

구 분			계산식	평가	비고
P6	기동 검토	ULB01	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{65,020.827}{13,076.565} = 4.97 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{70,757.05}{14,137.94} = 5.00 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB02	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{21,090.83}{5,633.27} = 3.74 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{53,336.38}{14,180.41} = 3.76 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB03	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{47,258.60}{10,133.87} = 4.66 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{67,587.01}{14,358.24} = 4.71 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB04	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{48,212.54}{10,133.87} = 4.76 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{67,903.27}{14,137.94} = 4.80 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB05	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{21,429.67}{5,633.27} = 3.80 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{53,481.08}{14,137.94} = 3.78 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB06	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{21,090.83}{5,416.60} = 3.89 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{53,336.38}{13,635.01} = 3.91 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB07	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{21,090.83}{5,416.60} = 3.89 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{53,336.38}{13,635.01} = 3.91 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB08	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{20,905.33}{5,416.60} = 3.86 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{53,255.606}{13,822.582} = 3.85 > 1$	O.K	kN kN · m
		ULB09	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{47,258.596}{9,744.101} = 4.85 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{67,587.01}{13,806.00} = 4.90 > 1$	O.K	kN kN · m

나. 기본내하력 평가결과

【표 5.5.7】 허용응력법에 의한 기본내하력 산정(부산)

구 분		측정간 최대정모멘트 (S1)		측정간 최대부모멘트 (P9)	
		상연(MPa)	하연(MPa)	상연(MPa)	하연(MPa)
1·2차 고정하중 + P.S + C&S (1)		-9.40	-5.50	-6.41	-11.01
활 하 중 (2)	Max	0.42	2.39	1.51	0.31
	Min	-1.57	-0.57	-0.21	-2.21
허용응력		-18.00	-18.00	-18.00	-18.00
내하력		5.48	21.93	55.19	3.16
내하력 검토결과		DB-24, DL-24 이상의 내하력을 확보하고 있음			

【표 5.5.8】 강도설계법에 의한 기본내하력 산정(부산)

구 분	측정간 최대 정모멘트(S1) (kN-m)	측정간 지점부 최대 부모멘트(P9) (kN-m)
1 · 2차 고정하중 (D)	46,579.20	-48,291.42
PS-Secondary	-30,120.40	40,564.43
활하중 (L(1+i))	13,232.60	-14,697.20
φMn (kN · m)	155,150.00	198,938.00
내하력	4.01	5.59
내하력 검토결과	DB-24, DL-24 이상의 내하력을 확보하고 있음	

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 거더에 대해서 최소안전율이 허용응력법과 강도설계법 각각 1.36 및 1.30로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P6의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M 상관도 해석에 의해 축력과 모멘트 각각 3.74 및 3.76로 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, 거더에 대해서 최소안전율이 허용응력법과 강도설계법 각각 1.36 및 1.30로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P6의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M 상관도 해석에 의해 축력과 모멘트 각각 3.74 및 3.76로 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.