

중부내륙선 김천JCT교(내서) 등 11개교
정밀안전진단 용역

제 5장 시설물의 안전성평가

- 5.1 개 요
- 5.2 상부구조 안전성평가
- 5.3 내하력평가
- 5.4 하부구조 안전성평가
- 5.5 안전성평가 결과요약

제 5 장 시설물의 안전성평가

5.1 개 요

금회 정밀안전진단은 2012년 정밀안전진단 후 재진단에 해당하며 과업지시서에 의거하여 전차보고서의 오류, 구조물의 강도저하나 단면손실, 고정하중의 변화 등 안전성 재평가가 필요한 경우에 해당하지 않으므로 전차진단보고서의 안전성평가 결과를 활용하였다.

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 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】 상부구조 검토단면 선정

상부구조 검토단면		관 련 내 용
내서 방향	15경간 연속 PSC Box Girder (S1~S15)	15경간 연속 PSC Box Girder ⇒ 폭 12.600m, 연장 30.0+40.0+11@50.0+40.0+30.0=690.6m - PSC Box Girder의 구조적 균열, 구조부위의 철근량 부족, 심한 단면손실 등 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
여주 방향	15경간 연속 PSC Box Girder (S1~S15)	15경간 연속 PSC Box Girder ⇒ 폭 12.600m, 연장 30.0+40.0+11@50.0+40.0+30.0=690.6m - PSC Box Girder의 구조적 균열, 구조부위의 철근량 부족, 심한 단면손실 등 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		옥성대교(내서, 여주)의 상부구조는 15경간 연속 PSC Box Girder가 총 1개 구간(방향별)으로 구성되어 있고, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 경간 구성 및 구조형식별로 구분하였으며, 각 방향별 1개 구간(S1~S15)을 검토단면으로 선정하였다. ⇒ 내서 : S1~S15 ⇒ 여주 : S1~S15

【표 5.2】 하부구조 검토단면 선정

하부구조 검토단면			관 련 내 용
내서 방향	교 대	A2	- 교대형식 : 역T형, 기초형식 : 확대기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
	교 각	P9	- 교각형식 : 중공형 구주식, 기초형식 : 확대기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
여주 방향	교 대	A1	- 교대형식 : 역T형, 기초형식 : 확대기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
	교 각	P10	- 교각형식 : 중공형 구주식, 기초형식 : 확대기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유			- 옥성대교(내서, 여주)의 교대는 역T형, 교각은 중공형 구주식이고 기초는 확대기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 구조 및 기초형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 부재를 각각 1개소씩 선정하였다. ⇒ 내서 : A2, P9 , 여주 : A1, P10

나. 검토조건

본 교량은 설계 당시와 현재의 설계기준이 일부 상이하므로 현 설계기준에 의하여 안전성검토 및 내하력평가를 실시하였으며, 외관 및 내구성조사를 실시한 결과, 【표 5.3】과 같이 단면제원, 압축강도, 철근배근 등이 준공도면과 거의 일치하므로 준공도면상의 설계값을 적용하였다.

【표 5.3】 설계 당시와 금차 정밀안전진단시 구조검토 조건비교

구 분		설 계 당 시	금차 정밀안전진단시	비고
설계기준		- 도로교 표준시방서(1996) - 콘크리트 표준시방서(1996)	- 도로교 설계기준(2010) - 콘크리트 구조기준해설(2012)	
적용 하중	PSC Box Girder (종방향 검토)	고정하중, 활하중, 크리프 및 건조 수축, 지점침하, 온도변화	고정하중, 활하중, 크리프 및 건조 수축, 지점침하, 온도변화, 풍하중	
	PSC Box Girder (횡방향 검토)	- 고정하중, 활하중, 풍하중 - 방음벽 높이(준공도면 및 구조계산서 상, 여주) ⇒ 5.000m(방음벽기초 포함)	- 고정하중, 활하중, 풍하중, 온도하중 - 방음벽 높이(현 시공상태, 여주) ⇒ 5.580m(방음벽기초 포함)	
플랜지 유효폭		유효폭 고려	유효폭 고려	
활하중 재하		상부구조 전폭을 기준으로 3.6m간격으로 하중재하	상부구조 전폭을 기준으로 3.6m간격으로 하중재하	

【표 5.4】 구조검토시 적용 물성치 및 하중조건

구 분		설 계 도 서	현 장 측 정	적 용	비고
적용단면		• PSC Box Girder : S1~S15(내서, 여주) • 교대 : A1(여주), A2(내서) • 교각 : P9(내서), P10(여주)		• 현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용 재료	설계 강도	• 준공도면/구조계산서 - 상부 : 400kgf/cm ² - 하부 : 240kgf/cm ²	• 비파괴강도(내서) - 상부 : 40.6~48.1MPa - 하부 : 25.4~29.0MPa • 비파괴강도(여주) - 상부 : 41.0~51.4MPa - 하부 : 25.4~31.2MPa	• 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 40.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성 계수	• 콘크리트 - 상부 : 337,573kgf/cm ² - 하부 : 230,000kgf/cm ² • 철근 : 2,040,000kgf/cm ² • PS강재:2,000,000kgf/cm ²	• 콘크리트 : 현 설계기준 적용 - 상부 : 30,900MPa - 하부 : 27,849MPa • 철근 : 200,000MPa • PS강재 : 200,000MPa		
철근 간격 / 피복 두께	바닥판	-	• 준공도면과 전반적으로 일치	• 철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교대	-			
	교각	-			
하중 종류	고정 하중	• 철근콘크리트 : $\gamma_c=2.5\text{tf/m}^3$ • 아스팔트 포장 : $\gamma_a=2.3\text{tf/m}^3$	• 철근콘크리트 : $\gamma_c=25.0\text{kN/m}^3$ • 아스팔트 포장 : $\gamma_a=23.0\text{kN/m}^3$	• 설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	
	활하중	• DB-24, DL-24	• DB-24, DL-24		
토질정수		• 지반조사가 과업범위 밖이므로 준공도면상의 N치를 적용			

다. 검토방법

옥성대교(내서, 여주)는 1등교(DB-24, DL-24)로 설계되어 있으며, 도로교 설계기준(2010)에 따라 PSC Box Girder의 종방향검토시는 허용응력설계법과 강도설계법, PSC Box Girder(횡방향검토)와 하부구조(교대, 교각)는 강도설계법을 적용하여 안전성평가를 실시하였다.

안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 MIDAS/Civil(상부구조 검토시)과 SAP2000(하부구조 검토시)을 이용하였으며, 구조물의 기하학적 특성을 Frame Element로 모델링하였다.

곡선교인 옥성대교는 기하학적 형상과 원심하중에 의해 비틀림에 의한 추가응력이 발생할수 있으므로 곡선교의 특성을 고려한 검토가 필요하다.

5.1.2 내하력평가

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

■ 구조해석 및 검토의 기본가정

- ① 사용된 해석모델은 Frame Element를 이용한 3차원 격자모델을 적용한다.
- ② 철근량은 측정값을 기준으로 하며 철근의 종류는 도면을 참조한다. 유효높이는 철근탐사 시험 결과 측정된 피복두께를 이용하며 설계피복두께 미만은 단면검토시 안전측으로 설계 피복두께를 적용한다.
- ③ 콘크리트강도는 비파괴강도 시험결과와 설계기준강도의 만족 여부를 고려하여 적용한다.
- ④ 고정하중은 바닥판, 거더, 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 내서방향

가. 검토조건

1) 교량제원

- ① 교량형식 : 15경간 연속 PSC Box Girder교
- ② 가설공법 : 연속압출공법(I.L.M ; Incremental Launching Method)
- ③ 교량연장 : $30.0+40.0+11@50.0+40.0+30.0 = 690.600\text{m}$
- ④ 교량폭원 : 12.600m
- ⑤ 교량형고 : 2.950m
- ⑥ 평면선형 : $R = 1,800\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등교(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 40.0 MPa
- ㉡ 탄성계수(E_c) : $E_c = 8500^3 \sqrt{f_{cu}} = 30900 \text{ MPa}$
여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 = 40 + 8 = 48.0 \text{ MPa}$
- ㉢ 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도 : $f_{ci} = 32.0 \text{ MPa}$

㉣ 허용응력

- 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력
 허용 휨압축응력 : $0.60 f_{ci} = 19.20 \text{ MPa}$
 허용 휨인장응력 : $0.25 \sqrt{f_{ci}} = 1.41 \text{ MPa}$
- 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력
 허용 휨압축응력 : $0.45 f_{ck} = 18.00 \text{ MPa}$
 허용 휨인장응력 : 0.00 MPa
- 허용 균열응력
 보통콘크리트 : $0.63 \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$

② PS강재

㉠ PS강재의 종류 및 단면적

- 사용강재 : $\phi 12.7\text{mm}$ (0.5" Strand)
- 공칭단면적 : $A_p = 98.71 \text{ mm}^2/\text{strand}$
- 사용 강연선 : $\phi 12.7\text{mm}-19\text{EA}$ (Continuity Tendon : 외력에 저항하는 강연선)
 $\phi 12.7\text{mm}-7\text{EA}, 12\text{EA}$ (Central Tendon : 압출시 저항(상·하부 슬래브에 설치))

㉡ 항복강도

- $f_{py} = 1600 \text{ MPa}$ 이상
- $P_y = 221.92 \text{ kN/strand}$

㉢ 극한강도

- $f_{pu} = 1900 \text{ MPa}$ 이상
- $P_u = 263.53 \text{ kN/strand}$

㉣ PS강재의 허용응력

- 초기 긴장시 허용응력 : $f_{psa} = 0.90 f_{py} = 1440 \text{ MPa}$
- 정착구에서의 응력 : $f_{psa} = 0.70 f_{pu} = 1330 \text{ MPa}$
- 정착장치의 활동에 의한 손실구역의 끝부분에서의 응력 : $f_{psa} = 0.83 f_{py} = 1328 \text{ MPa}$
- 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력 : $f_{psa} = 0.80 f_{py} = 1280 \text{ MPa}$

㉤ PS 강재의 탄성계수 : $E_p = 200,000 \text{ MPa}$

㉥ 마찰계수

$$\mu = 0.25/\text{radian} \text{ (곡률 마찰계수)}$$

$$k = 0.005/\text{m} \text{ (파상 마찰계수)}$$

㉦ 슬립량 : $\Delta \ell = 6 \text{ mm}$

③ 철근(SD400)

- 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 허용응력 : $f_{sa} = 180 \text{ MPa}$
- 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{ MPa}$

④ Launching Nose

- 사용 강종 : SM400
- 탄성계수 : $E_s = 210,000 \text{ MPa}$

3) 사용 전산프로그램 : MIDAS/Civil 2009(한국, MIDAS IT)

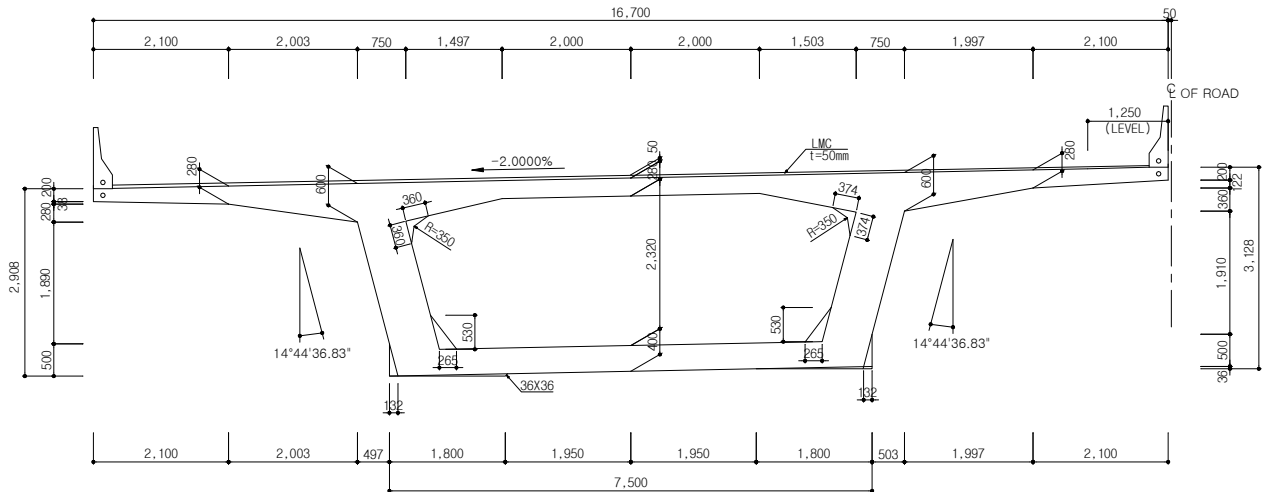
4) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② PSC Box Girder
 - 응력 검토시 : 허용응력설계법
 - 강도 검토시 : 강도설계법

5) 참고문헌

- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준해설(2012)
- ③ PSC박스거더교 설계선진화를 통한 물량절감, 품질향상 방안수립(2004)
- ④ 콘크리트 교량 가설 특수공법 설계·시공·유지관리 지침(1994)
- ⑤ 도로설계편람(2008)
- ⑥ 도로설계요령(2009)
- ⑦ CEB-FIP MODEL CODE(Comite Euro-International du Beton) (1990)
- ⑧ PRESTRESSED CONCRETE 2nd Ed. "Edward G. Nawy" (1996)

나. 표준횡단면도



【그림 5.1】 표준횡단면도(내서)

다. 유효폭 및 단면계수 산정

1) 유효폭 산정

부재의 설계단면력을 산정하기 위해 탄성해석과 보이론을 적용할 때 전단지연효과를 고려해야 한다. 따라서 구조해석, 휨모멘트 및 전단력의 영향을 계산하기 위한 단면의 성질은 전단지연효과를 고려한 유효플랜지 폭을 사용해야 하며, 본 장에서는 구조해석에 사용되는 유효플랜지 폭을 도로교 설계기준에 따라 구한 다음 모델링에 적용한다.

도로교 설계기준 4.15.6.2에 따라 MIDAS/Civil 프로그램 내의 유효폭 산정 기능을 이용하여 유효폭을 자동 계산하였다.(구조해석 입력자료 참조)

2) 단면계수 산정

단면적, 단면2차모멘트, 비틀림 단면2차모멘트 등 단면계수는 프로그램 내에서 자동 계산하였다.(구조해석 입력자료 참조)

라. 하중 산정

1) 고정하중

① 1차 고정하중

㉠ 재료별로 단위중량을 적용하여 프로그램 내 자동 계산

콘크리트 단위중량 : $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$ (PSC Box Girder)

강재 단위중량 : $\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$ (Launching Nose)

㉠ 격벽

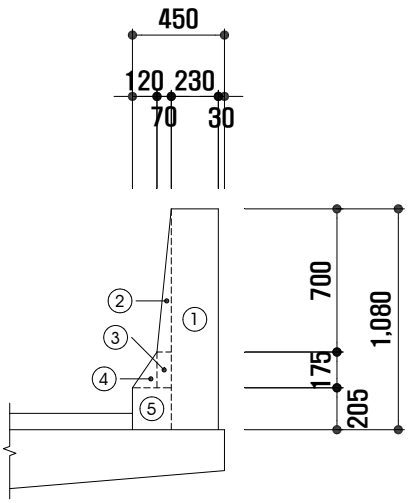
- 시·중점부 격벽 : 495.86 kN/m
- 내부지점부 격벽 : 495.86 kN/m
- 시공이음부 블록 : 814.13 kN/m(지점에서 $\pm 10\text{m}$ 에 재하)

㉡ 2차 고정하중

㉢ 포장

- 포장 단위중량 : $\gamma_a = 23.0 \text{ kN/m}^3$ (아스콘 포장)
- 포장 두께 : $t_p = 50 \text{ mm}$
- $W_1 = 0.080 \times 11.70 \times 23.00 = 21.528 \text{ kN/m}$

㉣ 방호벽(좌·우측)

 (단위 : mm)	NO.	계 산 식	P (kN)
	①	$0.230 \times 1.080 \times 25$	6.210
	②	$0.070 \times 0.700 \times 25/2$	0.613
	③	$0.070 \times 0.175 \times 25$	0.306
	④	$0.120 \times 0.175 \times 25/2$	0.263
	⑤	$0.190 \times 0.205 \times 25$	0.974
	Σ		8.365

작용하중(W_2, W_3) = 8.365 kN/m

㉤ 2차 고정하중의 합

$$\therefore W = W_1 + W_2 + W_3 = 21.528 + 8.365 + 8.365 = 38.258 \text{ kN/m}$$

2) 활하중

① 하중등급 : 1등급

$$DB-24 : P_f = 24 \text{ kN (전륜하중)}$$

$$P_r = 96 \text{ kN (후륜하중)}$$

$$DL-24 : W_L = 12.7 \text{ kN/m}$$

$$P_m = 108 \text{ kN/m}$$

$$P_s = 156 \text{ kN/m}$$

② 충격계수 및 작용하중

$$i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.300$$

• $L = 50.000 \text{ m}$ 일 때

$$i = 15 / (40 + 50.000) = 0.167 < 0.300 \text{ 이므로, } \therefore 0.167 \text{ 적용}$$

• $L = 40.000 \text{ m}$ 일 때

$$i = 15 / (40 + 40.000) = 0.188 < 0.300 \text{ 이므로, } \therefore 0.188 \text{ 적용}$$

• $L = 30.000 \text{ m}$ 일 때

$$i = 15 / (40 + 30.000) = 0.214 < 0.300 \text{ 이므로, } \therefore 0.214 \text{ 적용}$$

③ 설계차로수

• W_c : 연석간 교폭, W : 설계차로폭, N : 설계차로수

$$W_c = 12.600 - 0.450 - 0.450 = 11.700 \text{ m}$$

$$\therefore N = 3 \text{ 차로 } (9.1 \leq W_c < 12.8)$$

$$W = W_c / N = 11.700 / 3 = 3.900 \text{ m} > 3.600 \text{ m 이므로,}$$

$$\therefore W = 3.600 \text{ m}$$

• 재하차로에 의한 감소율

3차로 : 90 %, 4차로 이상 : 75 %

- ④ MIDAS/Civil의 Moving Load Analysis 기능을 이용하여 만재하시와 편재하시 모두 고려하여 1차로~3차로까지 재하하였으며, 가장 불리한 CASE에 대하여 최소값 및 최대값을 산출한다.

3) 풍하중

① 단위면적당 작용하는 풍하중

㉠ 단위면적당 작용하는 풍하중(kN/m²)

$$p = \frac{1}{2} \rho V_d^2 C_d G = \frac{1}{2} \times 1.225 \times 34.731^2 \times 1.787 \times 1.900 = 2.509 \text{ kN/m}^2$$

㉡ 설계기준 풍속

: 태풍이나 돌풍에 취약한 지역에 위치한 중대지간의 교량

$$\begin{aligned} V_d &= 1.925 \left[\frac{Z}{Z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad Z \geq Z_b && \leftarrow \text{지역별 기본풍속}(V_{10}) = 30\text{m/s(구분 I)} \\ &&& \leftarrow \text{지표조도} : \alpha = 0.16, Z_G = 600\text{m}, \\ &= 1.925 \left[\frac{Z}{Z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad Z < Z_b && Z_b = 10\text{m(구분 II)} \\ &&& \leftarrow Z = 25.0\text{m(교각 평균높이)} \end{aligned}$$

$$V_d = 1.93 (25.0 / 600.0)^{0.16} \times 30.0 = 34.731 \text{ m/s}$$

㉢ 항력계수

$$C_d = 2.1 - 0.1 (B/D) \quad (1 \leq B/D < 8)$$

$$= 1.3 \quad (B/D > 8)$$

$$C_d = 2.1 - 0.1 \times (12.600/4.030) = 1.787$$

㉣ 거스트 응답계수 : G = 1.9

$$W = 2.509 \times 4.030 = 10.110 \text{ kN/m}$$

$$\therefore \text{적용 풍하중} = 10.110 \text{ kN/m}$$

② 상부구조에 작용하는 풍하중

구 분	상부구조	활하중	합계	편심 (m)	모멘트 (kNm)
	수평력 (kN/m)	수평력 (kN/m)	수평력 (kN/m)		
활하중 비재하시	10.11	—	10.11	2.015	2.326
활하중 재하시	5.06	1.50	6.56	2.015	1.508

4) 온도 변화

- ① 선팽창계수 : $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- ② 상하연 온도변화 : $\Delta T = \pm 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (Gradient)
- ③ 종방향 온도변화 : $\Delta T = \pm 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (Global)

5) 지점침하

각각의 지점인 교대(Abutment)와 교각(Pier)에서 각각 10mm가 불리하게 일어난다고 가정하며, 각 지점별 지점침하에 의한 영향은 Envelope을 통해 가장 불리한 CASE를 적용한다.

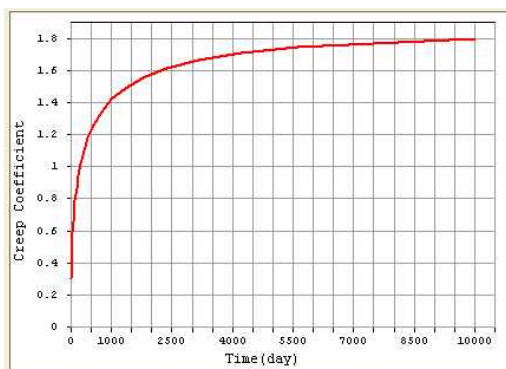
6) 크리프 및 건조수축

MIDAS/Civil 프로그램 내에서 자동 계산

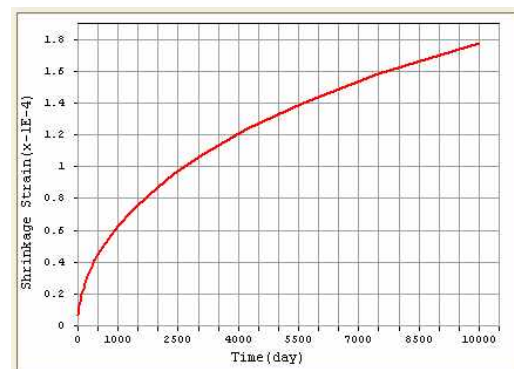
① 조건

- ㉠ 시멘트 : 보통(1종) 시멘트
- ㉡ 지속하중 재하시의 콘크리트 재령 : $t_0 = 7$ 일
- ㉢ 콘크리트가 외기 중에 노출되었을 때의 재령 : $t_s = 3$ 일
- ㉣ 상대습도 : 70 % (가정)
- ㉤ 외기 또는 양생온도 : $T = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- ㉥ 적용기준 : CEB-FIP

② 시간경과에 따른 크리프 계수와 건조수축 변형률 산정



크리프 계수



건조수축 변형률

【그림 5.2】 크리프 계수와 건조수축 변형률 산정

5.2.1.1 종방향 구조해석 및 검토

가. 개요

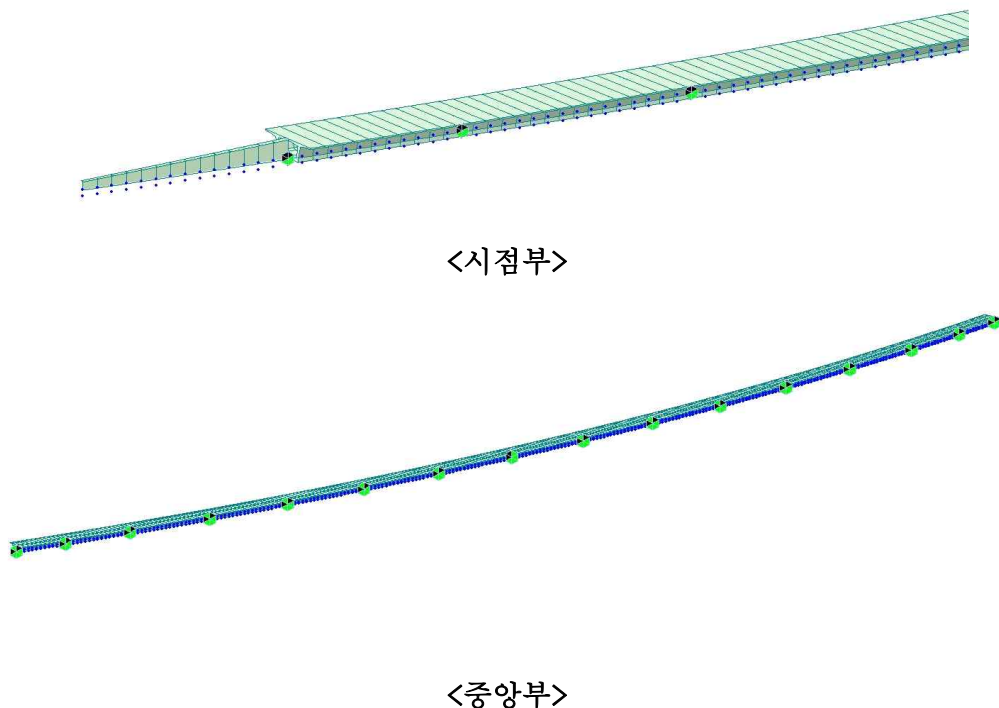
PSC Box Girder교의 단면은 폐합단면이므로 비틀림 강성 및 단면의 중·횡방향에 대한 휨강성이 커서 시공 중이나 사용단계에서 탄성적인 안전성이 상당히 크며, 이러한 탄성적인 거동을 할 수 있게 하는 주요 부재는 강연선이므로 콘크리트와 강연선의 모델을 효율적으로 조합할 수 있는 Frame Element를 이용하여 종방향 모델링을 실시하였다.

I.L.M에 의해 가설되는 박스 거더가 시공됨에 따라 구조계의 변화가 일어나고 하중조건이 변화하므로 각 시공단계를 모델링에 고려하였다.

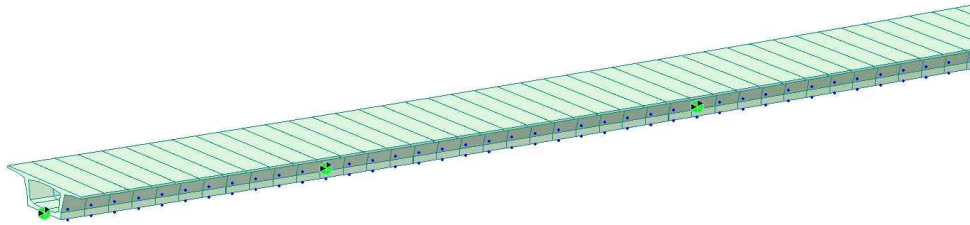
나. 수치해석 모델링의 특징

- ① 시공단계에 따른 자동해석 모델 작성
- ② 실제 배치와 동일한 강연선 입력
- ③ 콘크리트의 크리프와 건조수축, 강도발현 등 시간 의존적 해석

다. 종방향 구조해석 모델링



【그림 5.3】 종방향 구조해석 모델링 (내서)

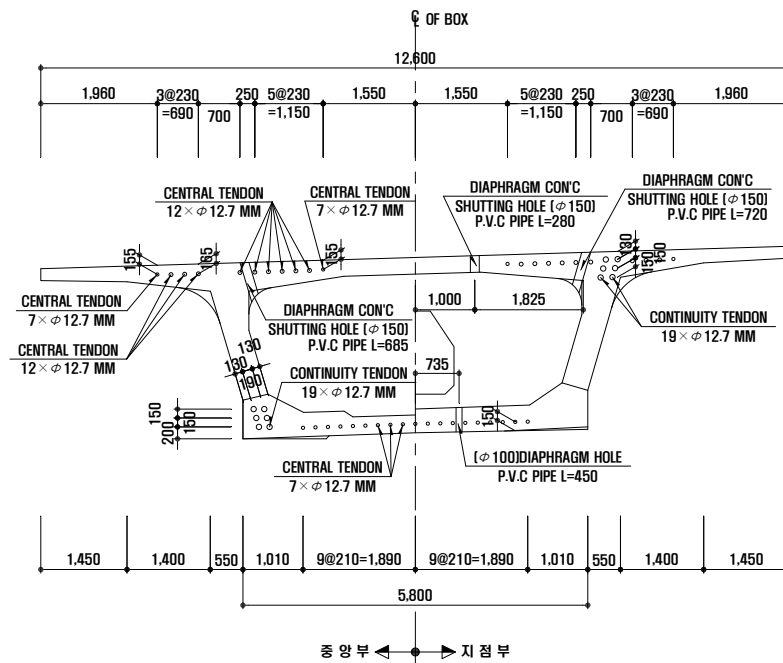


<중점부>

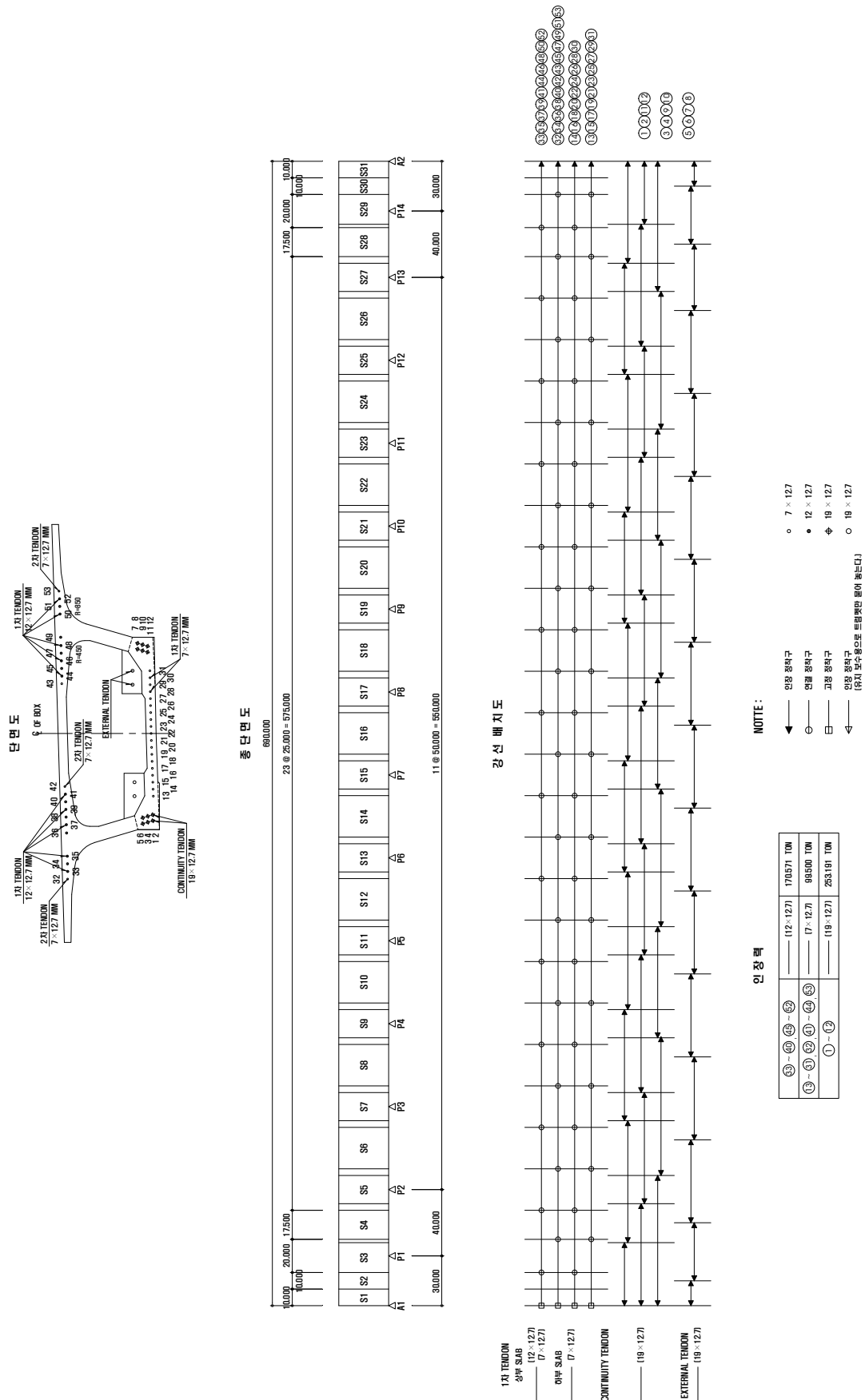
【그림 5.3】 종방향 구조해석 모델링(내서)(계속)

라. 종방향 강연선 배치도

1) 강연선 배치 개요도

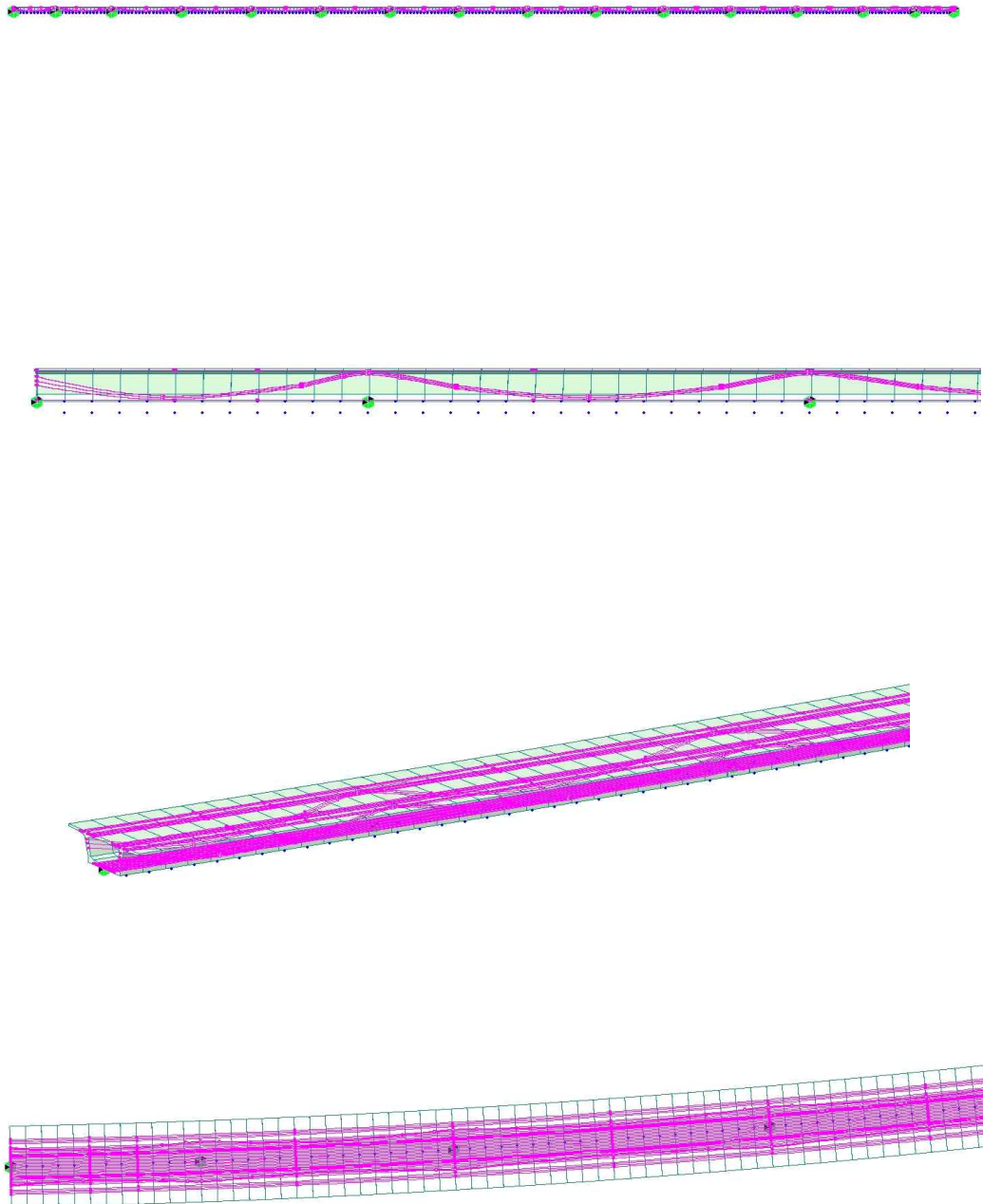


【그림 5.4】 강연선 배치 개요도(내서) ①



【그림 5.5】 강연선 배치 개요도(내서) ②

2) 강연선 배치 형상



【그림 5.6】 강연선 배치 형상(내서)

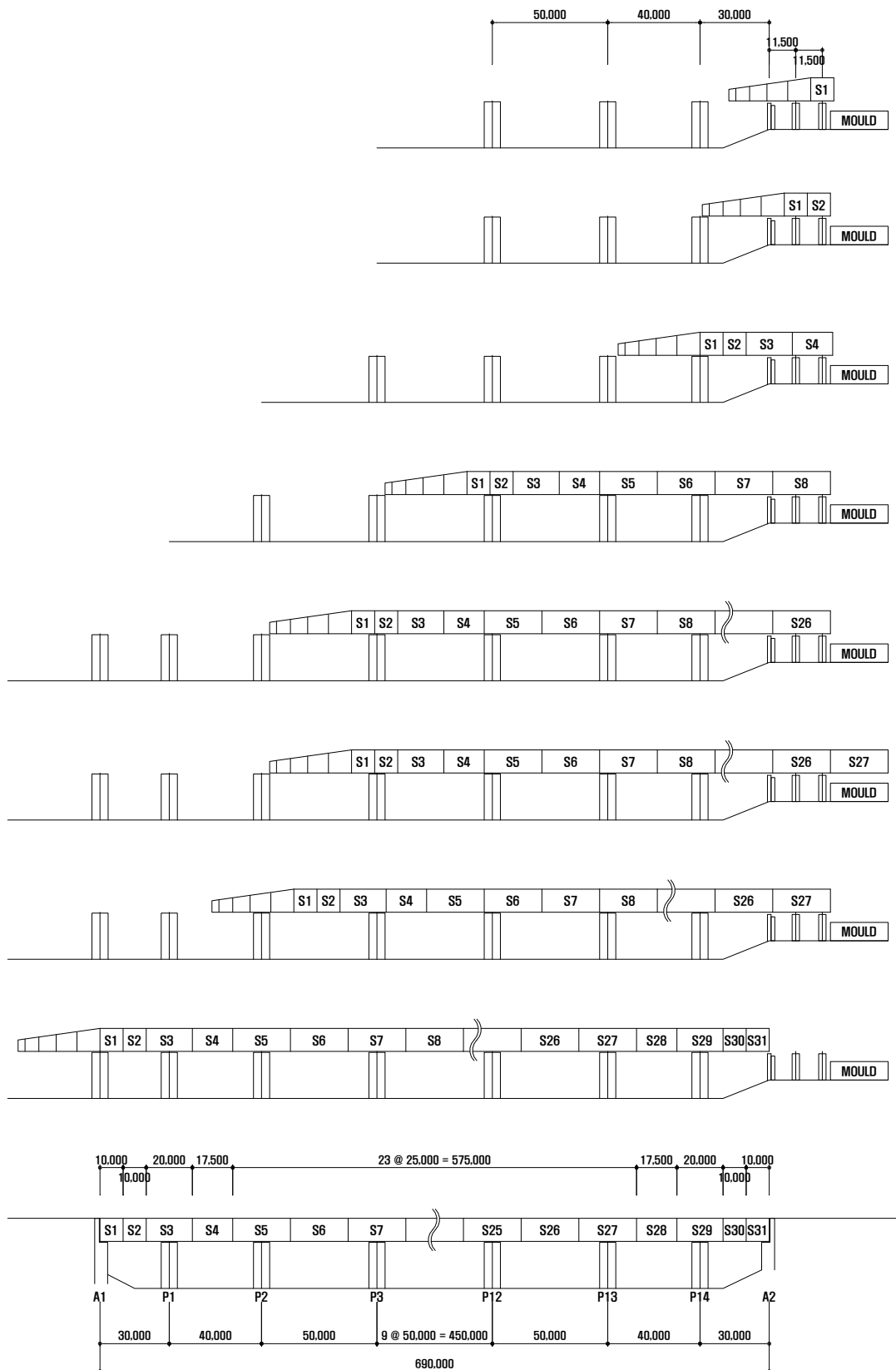
마. 구조해석을 위한 시공단계

1) 개요

본 교량과 같이 내부 강연선 구조요소를 가지는 PSC Box Girder교의 단면력은 시공 방법 및 순서에 따라 변화한다. 즉, 시공방법에 따라 단면력의 크기 및 분배 양상이 달라지며 그에 따른 크리프의 진행 양상도 변화하기 때문에 시공단계를 엄밀히 구현하여 해석하여야 한다.

크리프는 지속하중에 의해 지배되며, 지속하중으로는 부재의 자중뿐만 아니라 강연선의 긴장력, 포장 등을 포함한 부가 고정하중이 있다. 일반 교량의 경우 부가 고정하중에 의한 크리프 효과가 크지 않으므로 무시할 수 있으나 PSC 교량의 경우에는 크리프의 영향이 크며 부가고정하중이 지속하중으로 작용하여 크리프 진행에 영향을 주므로 반드시 부가 고정하중을 포함한 지속하중이 재하된 상태에서의 크리프 효과를 산정하여야 한다.

2) 시공단계별 개요도



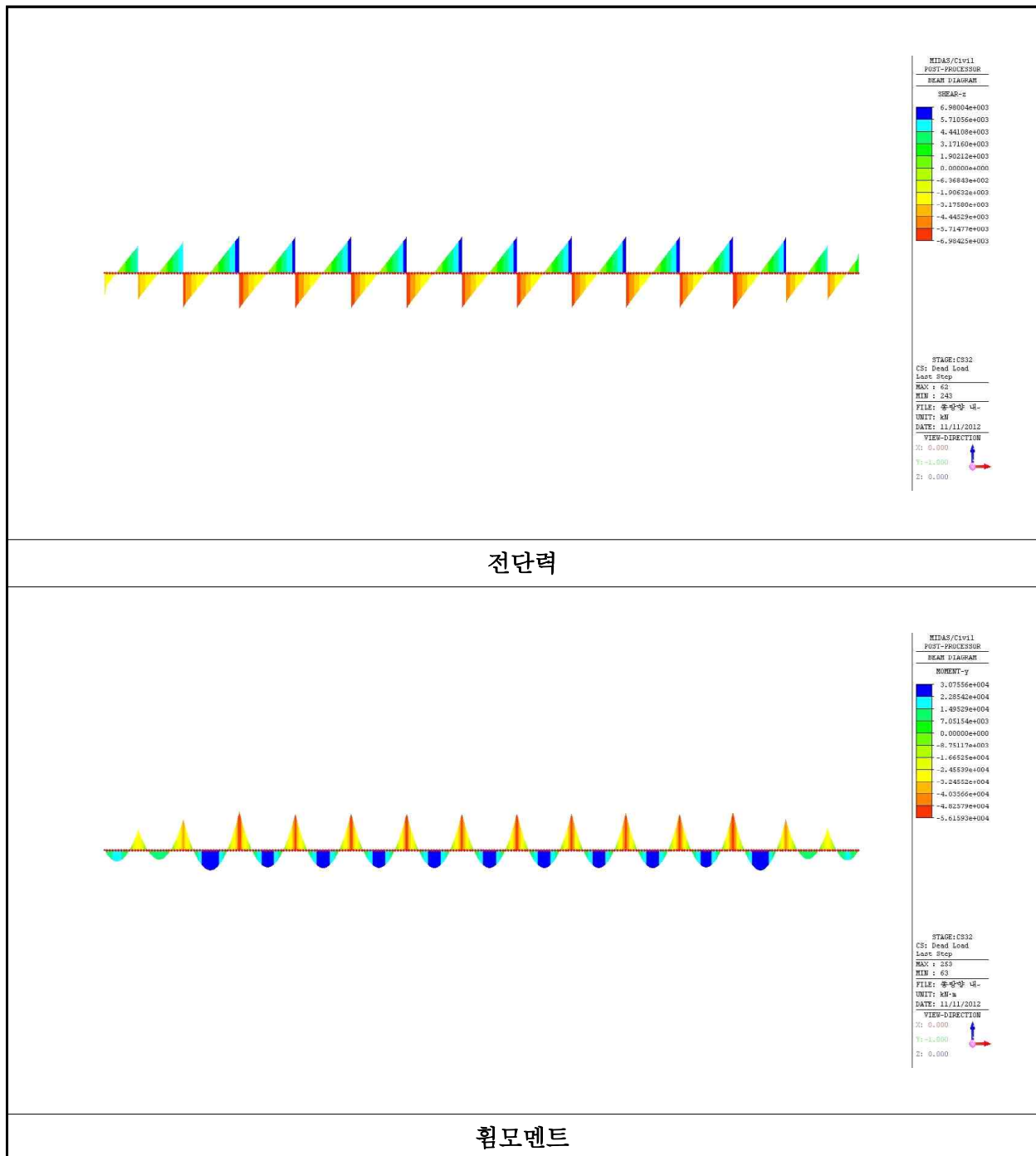
【그림 5.7】 시공단계별 개요도(내서)

바. 완공 후 해석

옥성대교(내서)은 공용년수가 11년 이상 경과되었으므로 시공단계를 고려하여 현재 상태의 구조계에 대해서 구조해석을 실시하였다.

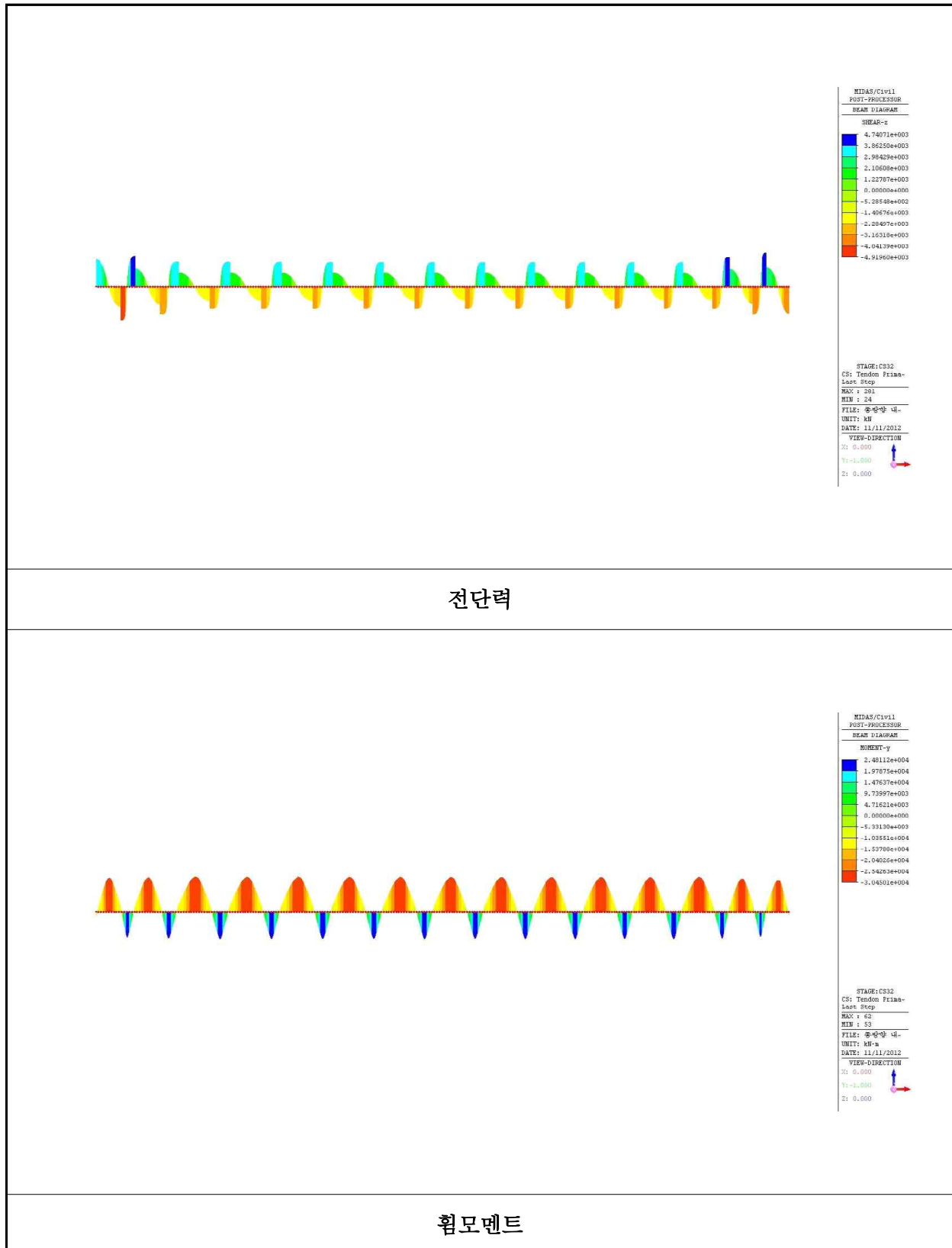
1) 하중별 단면력도

① 고정하중(1차, 2차 고정하중)



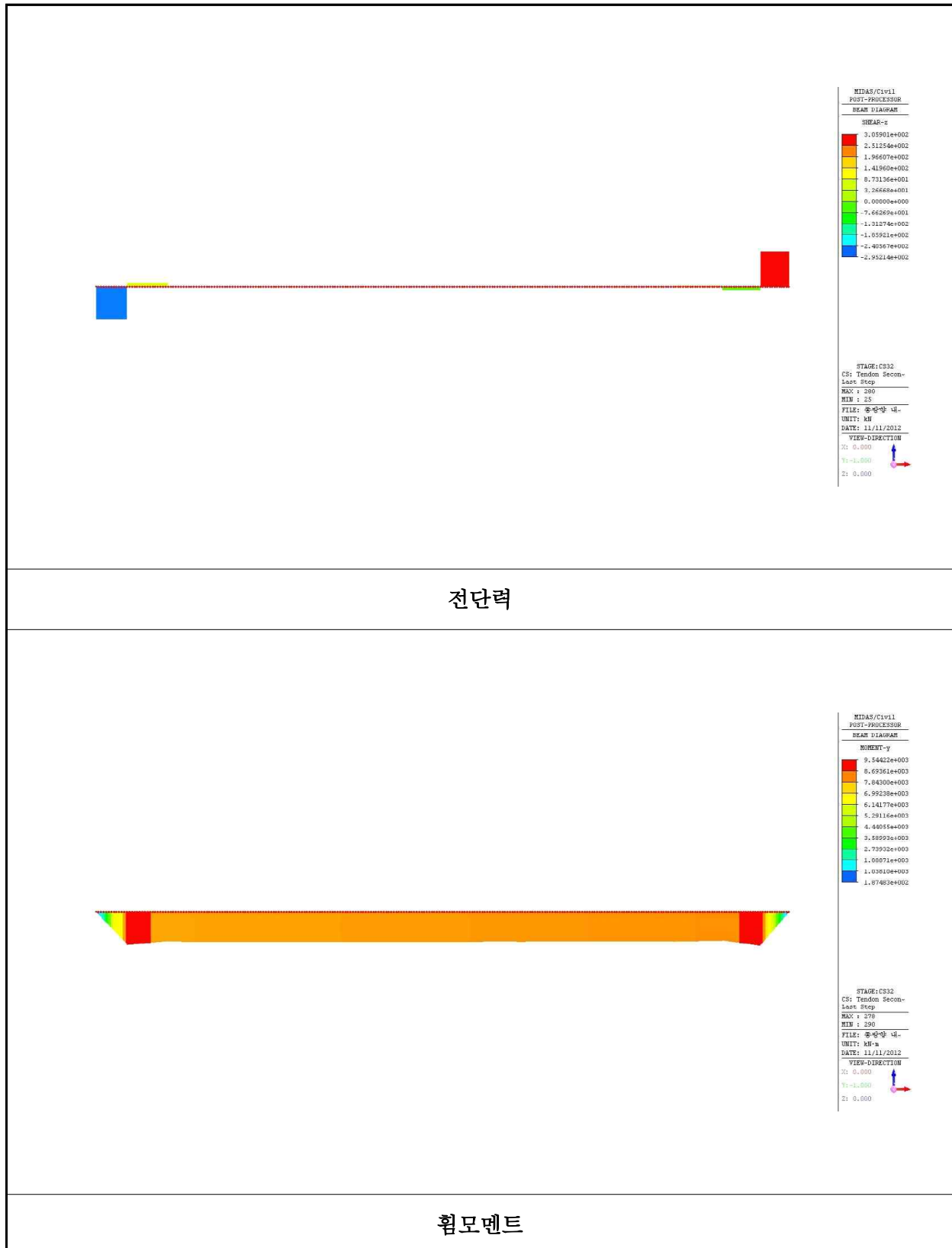
【그림 5.8】 단면력도(고정하중) (내서)

② 프리스트레스(Tendon Primary)



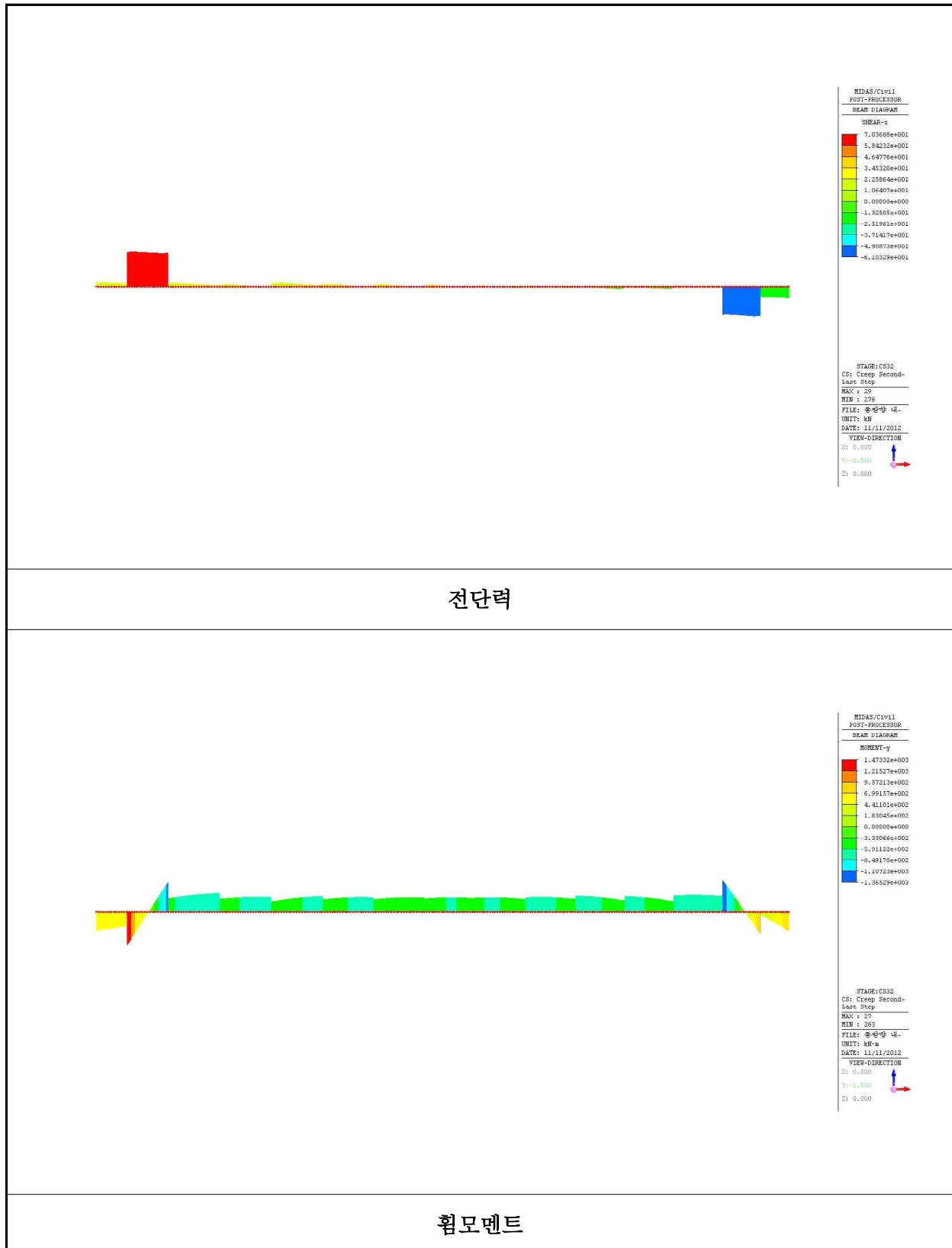
【그림 5.9】 단면력도(Tendon Primary) (내서)

③ 프리스트레스(Tendon Secondary)



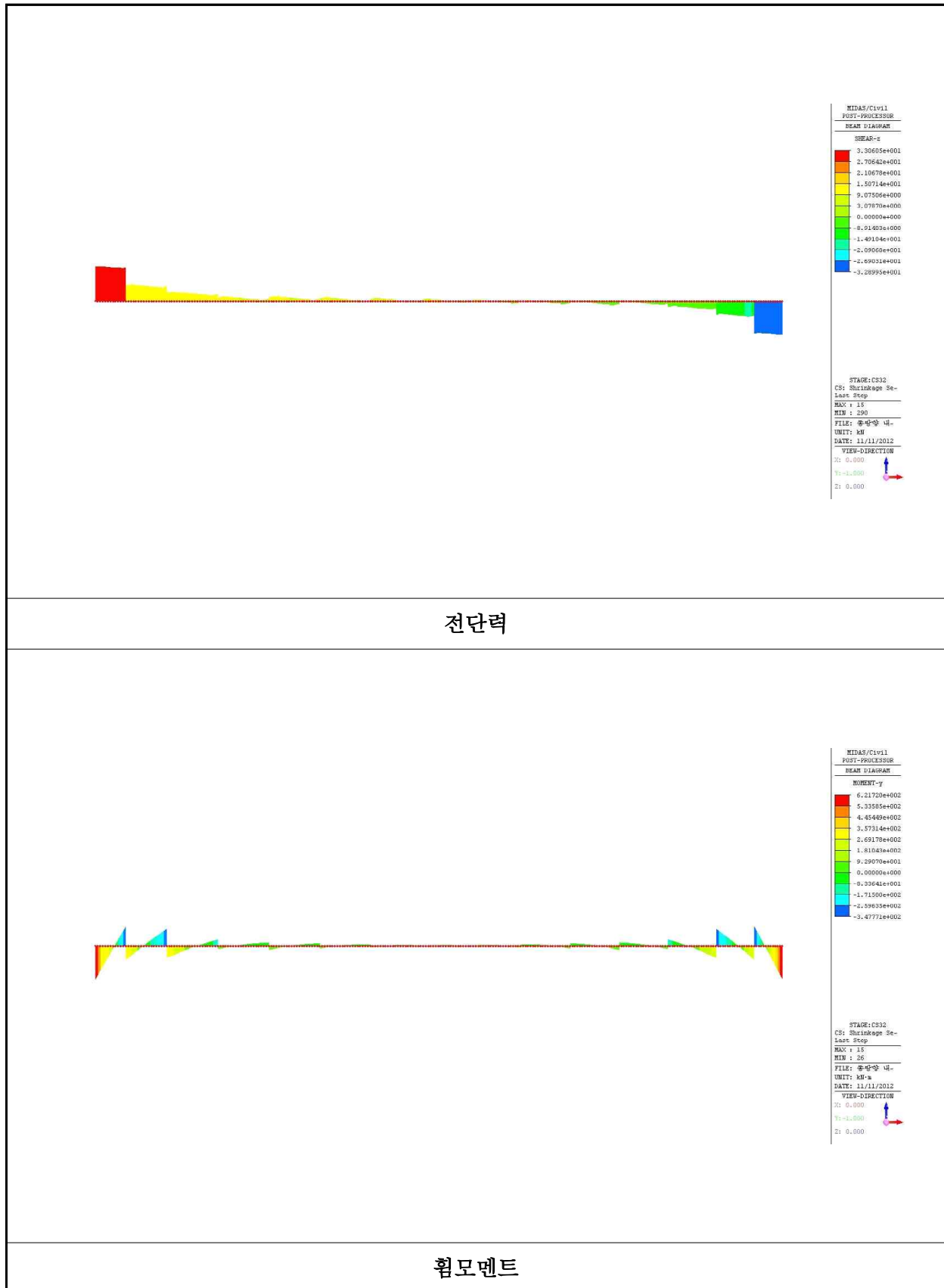
【그림 5.10】 단면력도(Tendon Secondary) (내서)

④ 크리프



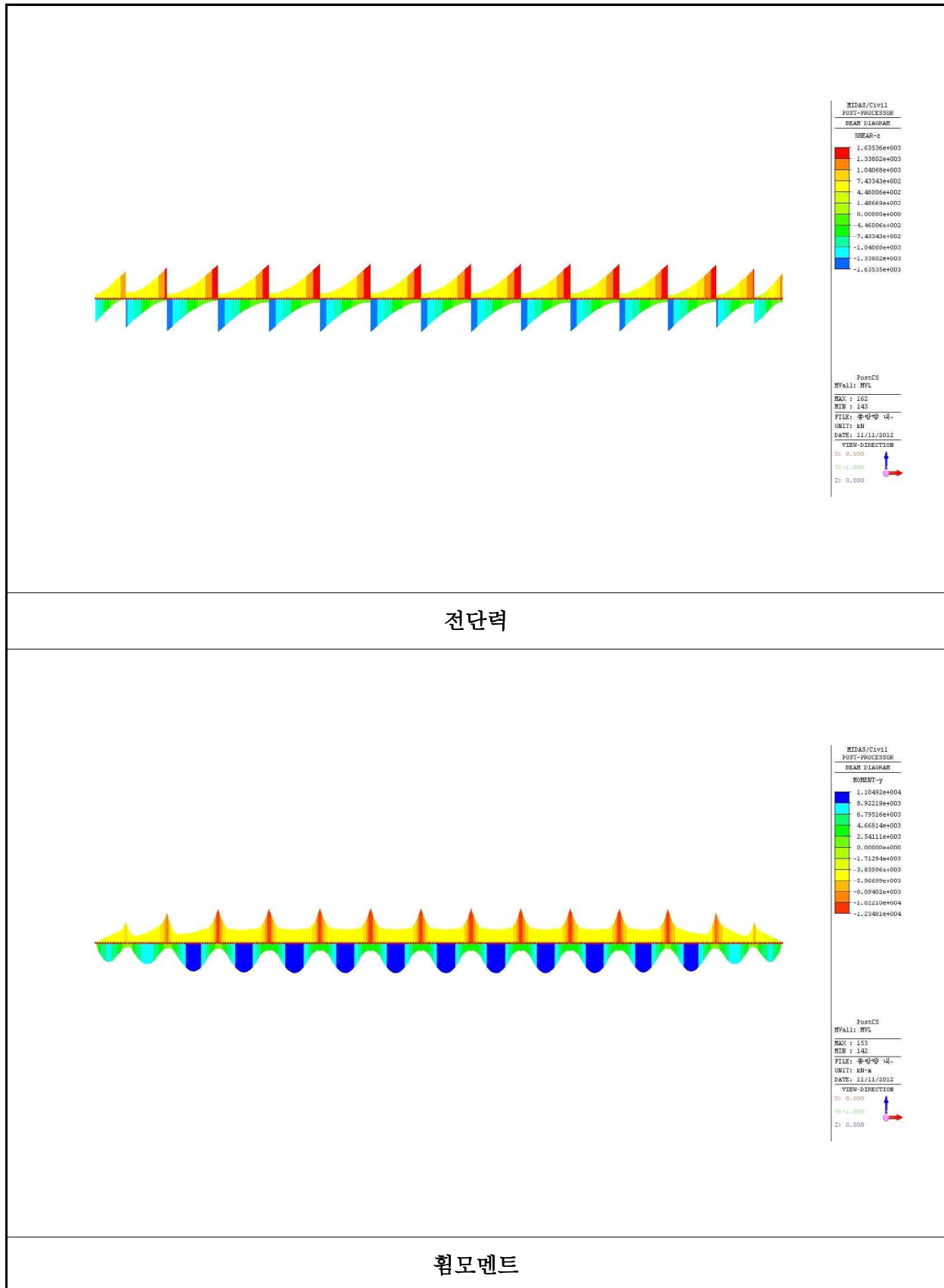
【그림 5.11】 단면력도(크리프) (내서)

⑤ 건조수축



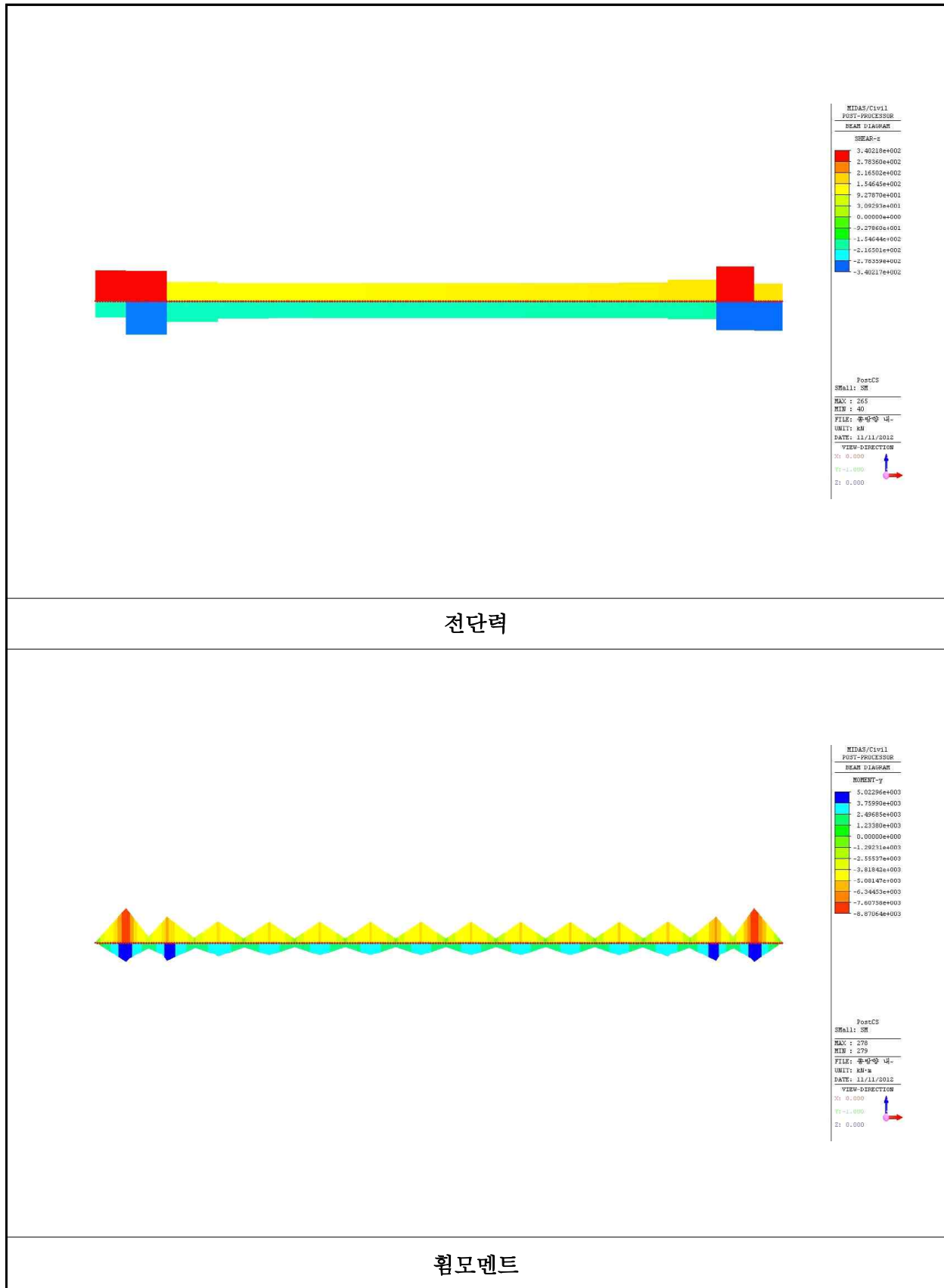
【그림 5.12】 단면력도(건조수축) (내서)

⑥ 활하중 (Envelope : DB-24, DL-24)



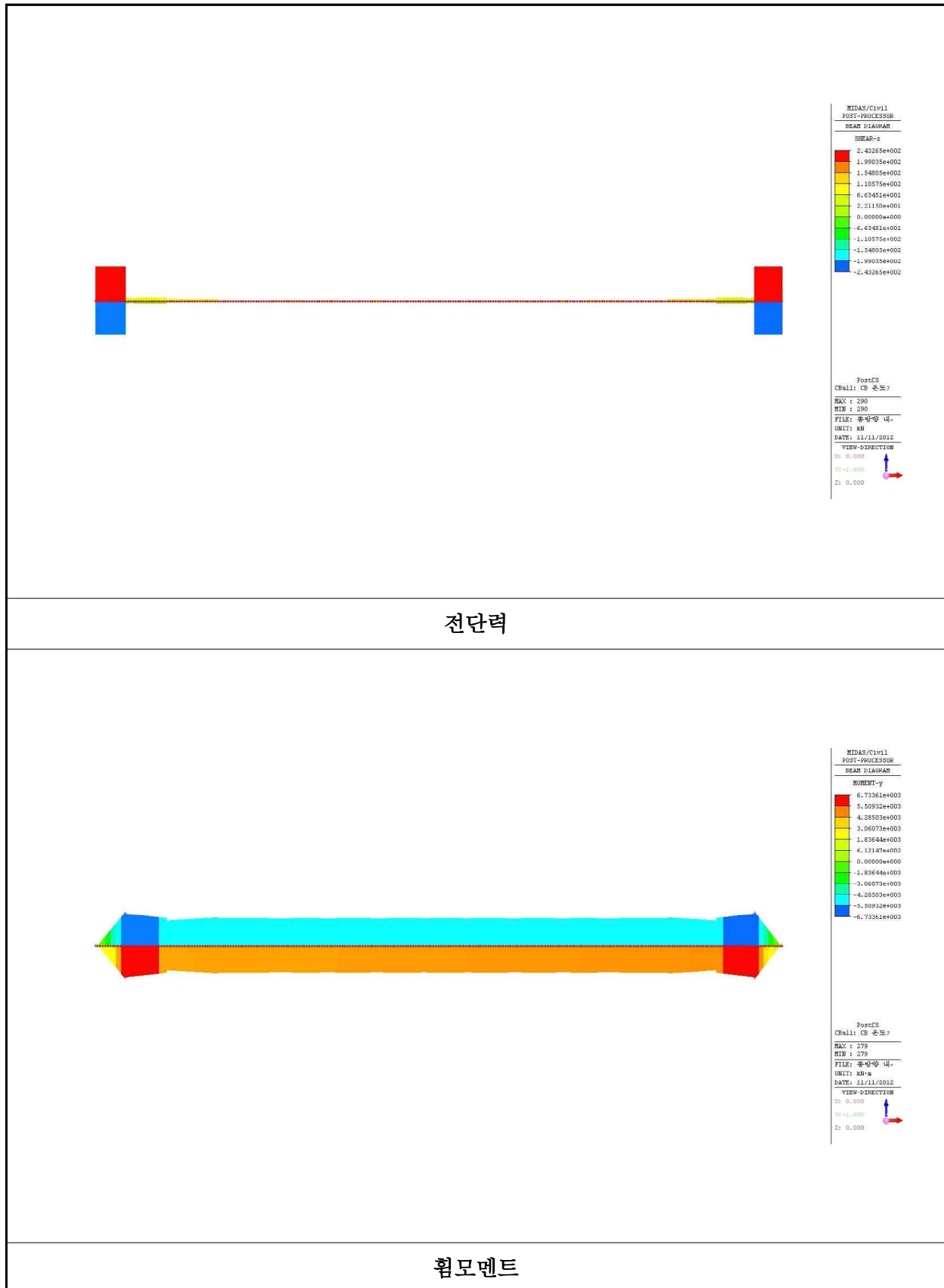
【그림 5.13】 단면력도(활하중) (내서)

⑦ 지점침하



【그림 5.14】 단면력도(지점침하) (내서)

⑧ 온도하중



【그림 5.15】 단면력도(온도하중) (내서)

2) 허용응력설계법에 의한 응력 검토

① 하중조합(허용응력설계법, 거더의 응력 검토시)

【표 5.5】 하중조합(허용응력설계법, 거더의 응력 검토시)(내서)

Case	하 중 조 합	증가계수
Case 1	주하중 + 주하중에 해당하는 특수하중	1.00
	$D + (L + I) + (PS + CS + SD)$	
Case 2	주하중 + 주하중에 해당하는 특수하중 + 온도변화의 영향	1.15
	$D + (L + I) + (PS + CS + SD) + T$	
Case 3	주하중 + 주하중에 해당하는 특수하중 + 풍하중	1.25
	$D + (L + I) + (PS + CS + SD) + W$	
Case 4	주하중 + 주하중에 해당하는 특수하중 + 온도변화의 영향 + 풍하중	1.35
	$D + (L + I) + (PS + CS + SD) + T + W$	

여기서,

D : 고정하중(자중) 및 2차 고정하중

L : 활하중

I : 충격하중

W : 풍하중

T : 온도변화의 영향

SD : 지점침하

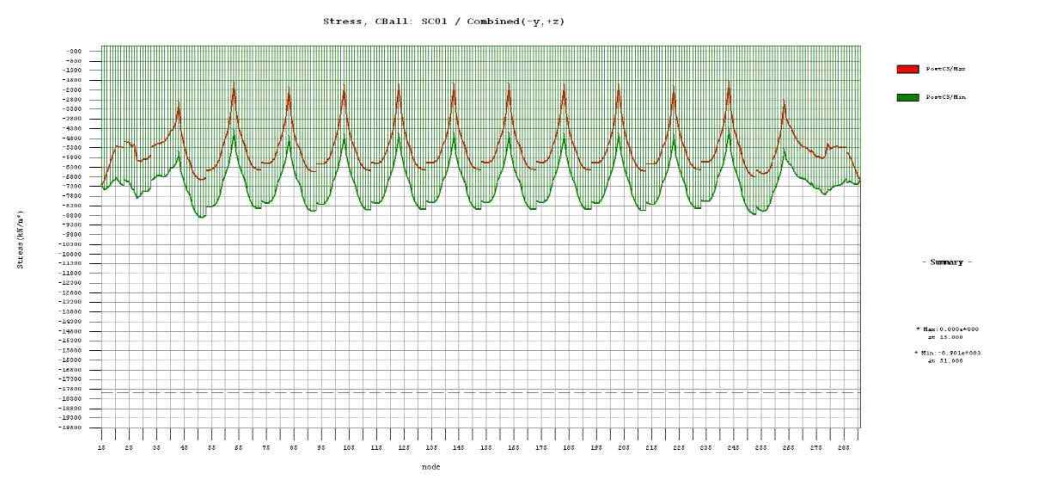
PS : 프리스트레스

CS : 크리프 및 건조수축

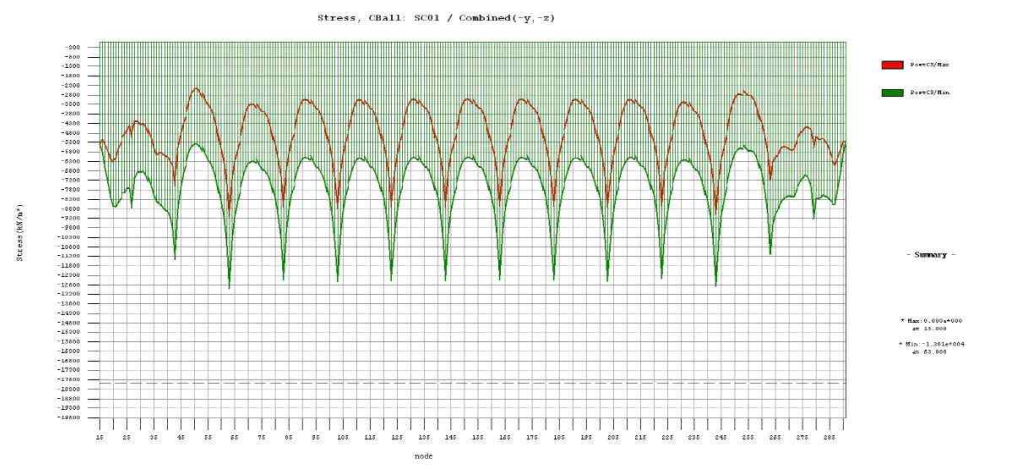
② 응력조합 결과

① 하중조합별 응력도

• Case 1

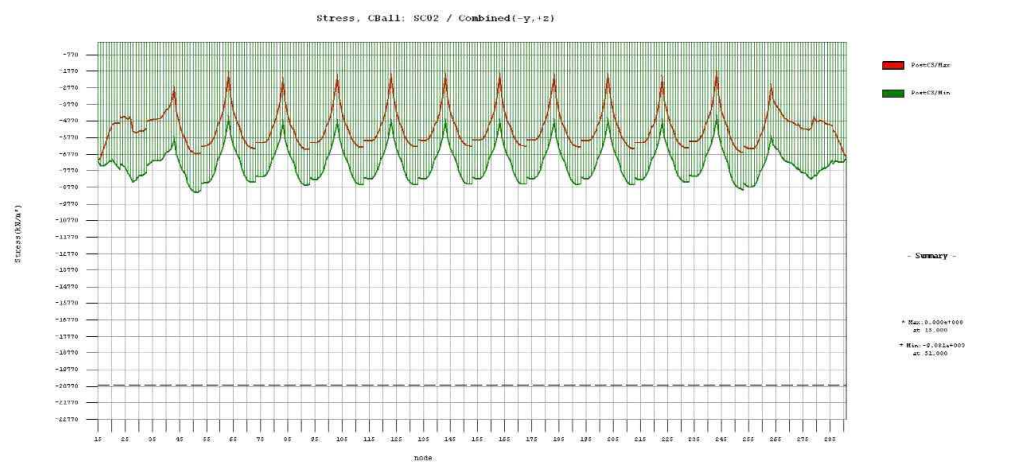


상연응력

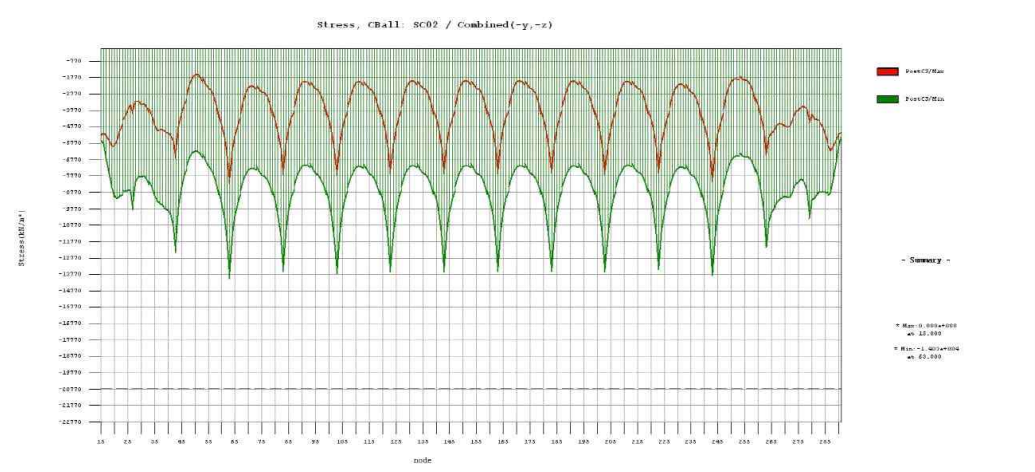


하연응력

• Case 2

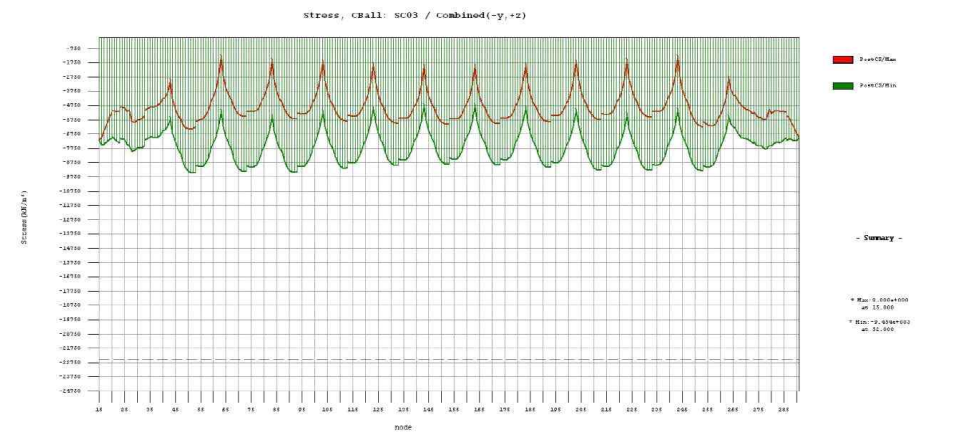


상연응력

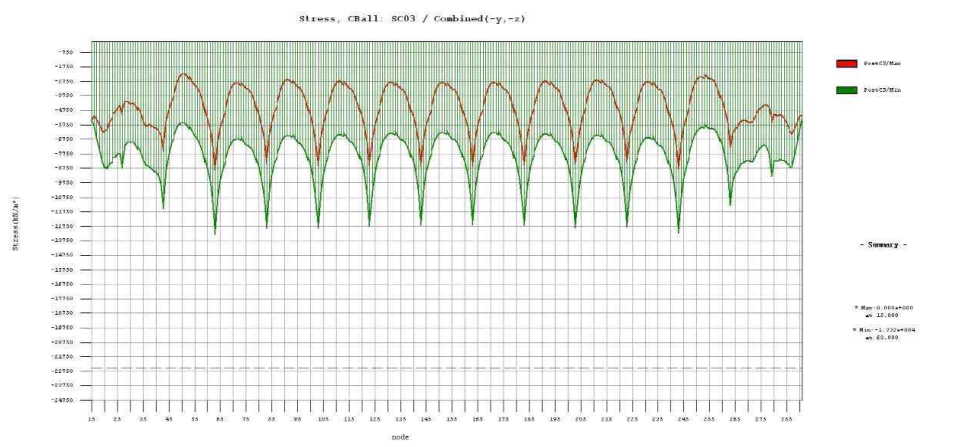


하연응력

• Case 3

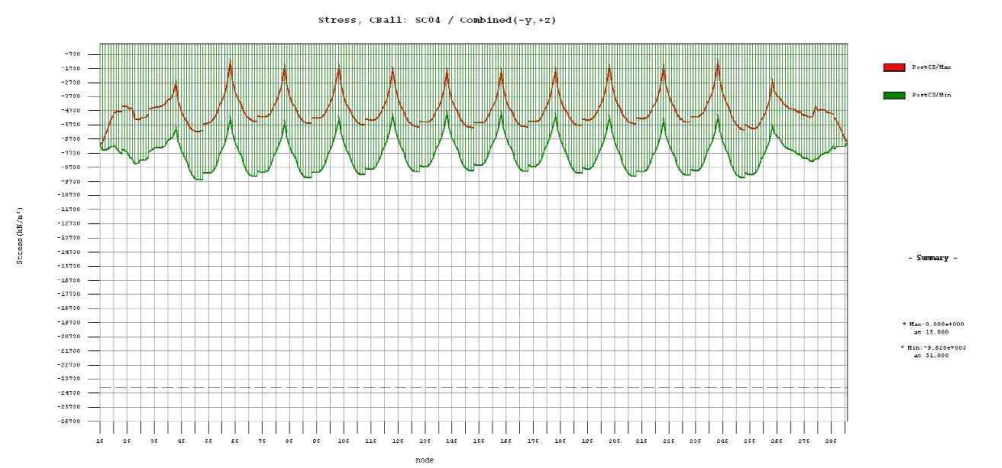


상연응력

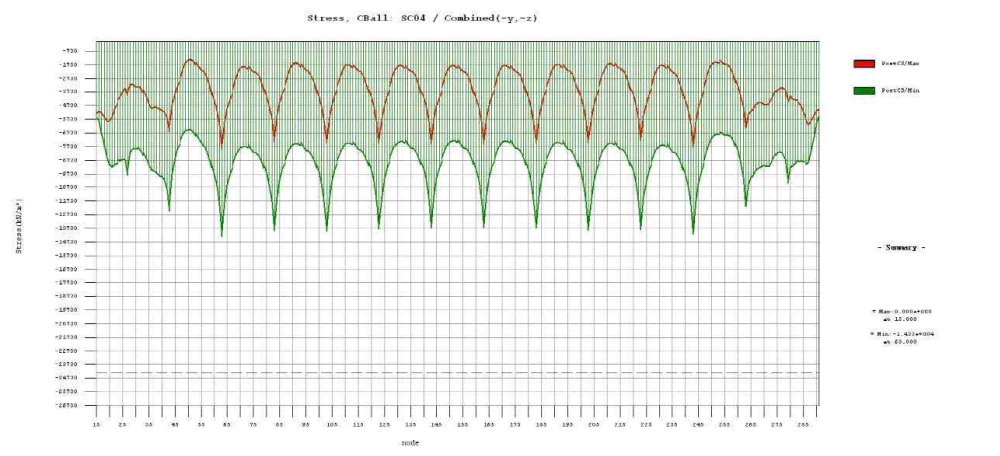


하연응력

• Case 4



상연응력



하연응력

③ 허용응력설계법에 의한 응력 검토

【표 5.6】 허용응력설계법에 의한 응력 검토(내서)

구 분		상연응력(MPa)		하연응력(MPa)	
		인 장	압 축	인 장	압 축
Case 1	발생응력	—	8.900	—	13.014
	허용응력	0.000	18.000	0.000	18.000
	안전율	—	2.02	—	1.38
Case 2	발생응력	—	9.081	—	14.025
	허용응력	0.000	20.700	0.000	20.700
	안전율	—	2.28	—	1.48
Case 3	발생응력	—	9.454	—	13.323
	허용응력	0.000	22.500	0.000	22.500
	안전율	—	2.38	—	1.69
Case 4	발생응력	—	9.628	—	14.333
	허용응력	0.000	24.300	0.000	24.300
	안전율	—	2.52	—	1.70
비 고		O.K(1.38)			

※ 사용하중 작용시, 손실 발생후 : 주하중+주하중에 해당하는 특수하중

허용 휨압축응력 : $0.45 f_{ck} = -18.00 \text{ MPa}$

허용 휨인장응력 : 0.00 MPa

3) 강도설계법에 의한 강도 검토

① 하중조합(강도설계법, 거더의 강도 검토시)

【표 5.7】 하중조합(강도설계법, 거더의 강도 검토시)(내서)

Case	하 중 조 합	비 고
U1	$1.30D + 1.00PS + 2.15(L + I)$	
U2	$1.30D + 1.00PS + 1.30W$	
U3	$1.30D + 1.00PS + 1.30(L + I) + 1.30(0.50W)$	
U4	$1.30D + 1.00PS + 1.30(L + I) + 1.30(SD + T + CS)$	
U5	$1.25D + 1.00PS + 1.25W + 1.25(SD + T + CS)$	
U6	$1.25D + 1.00PS + 1.25(L + I) + 1.25(0.50W) + 1.25(SD + T + CS)$	

여기서,

D : 고정하중(자중) 및 2차 고정하중

L : 활하중

I : 충격하중

W : 풍하중

T : 온도변화의 영향

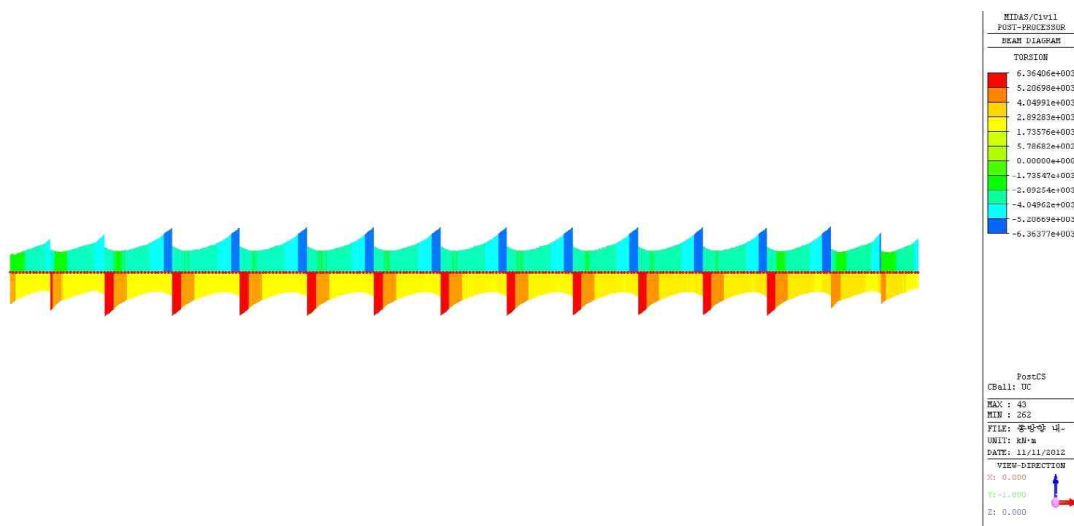
SD : 지점침하

PS : 프리스트레스

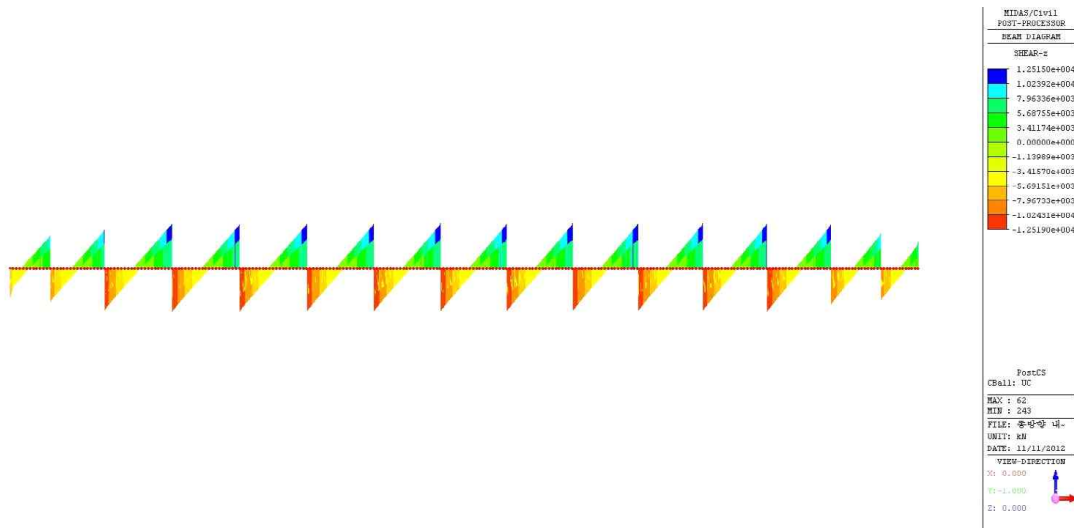
CS : 크리프 및 건조수축

② 계수하중 작용시의 단면력도

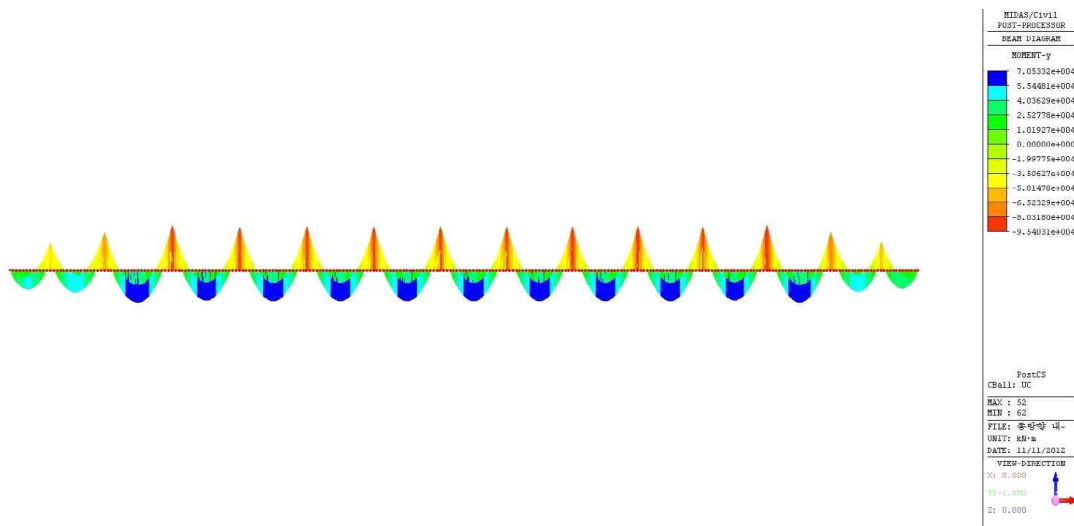
㉠ 계수비틀림모멘트



㉠ 계수전단력



㉡ 계수모멘트



③ 휨강도 검토

㉠ 최대 정모멘트부(S13)

• 검토조건

$$\begin{array}{llll}
 f_{pu} = 1900 \text{ MPa} & b = 12600 \text{ mm} & A_p = 35634.310 \text{ mm}^2 \\
 f_{ck} = 40 \text{ MPa} & d_p = 2674 \text{ mm} & A = 9.01E+06 \text{ mm}^2 \\
 I = 1.11E+13 \text{ mm}^4 & y_t = 1773 \text{ mm} & P_e = 21314.1 \text{ kN} \\
 \beta_1 = 0.766 & t = 280 \text{ mm} & M_u = 70533.2 \text{ kNm} \\
 \gamma_p = 0.28 & h = 2950 \text{ mm} &
 \end{array}$$

• PS강재의 응력

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right\} \right] \\
 &= 1900 \times \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \times \left\{ 0.00106 \times \frac{1900}{40} \right\} \right] \\
 &= 1865.1 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

• 중립축의 산정

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f_{ck} b} = \frac{35634.310 \times 1865.1}{0.85 \times 40 \times 12600} = 155 \text{ mm} < 280 \text{ mm}$$

∴ $a < t (= 280.0\text{mm})$ 이므로, 사각형 단면의 강도식을 적용

• 휨강도 검토(사각형 단면)

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi [A_p f_{ps} d_p \{1 - 0.59 (\frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}})\}] \\
 &= 0.85 \times [35634.31 \times 1865.1 \times 2674 \times \{1 - 0.59 \times (\frac{0.00106 \times 1865.1}{40})\}] \\
 &= 146647.8 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 70533.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K (2.08)}
 \end{aligned}$$

• 연성한계 검토(사각형 단면)

$$\begin{aligned}
 q_p &= \rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \leq 0.36 \beta_1 \\
 &= 0.00106 \times \frac{1865.1}{40} = 0.049 \leq 0.276 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

㉔ 최대 부모멘트부(P12)

• 검토조건

$$\begin{array}{llll}
 f_{pu} = 1900 \text{ MPa} & b = 5800 \text{ mm} & b_w = 900 \text{ mm} \\
 f_{ck} = 40 \text{ MPa} & d_p = 2730 \text{ mm} & A_p = 46591.12 \text{ mm}^2 \\
 I = 1.11\text{E}+13 \text{ mm}^4 & y_t = 1177 \text{ mm} & A = 9.01\text{E}+06 \text{ mm}^2 \\
 \beta_1 = 0.766 & t = 400 \text{ mm} & P_e = 32944.6 \text{ kN} \\
 \gamma_p = 0.28 & h = 2950 \text{ mm} & M_u = 95403.1 \text{ kNm}
 \end{array}$$

• PS강재의 응력

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right\} \right] \\
 &= 1900 \times \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \times \left\{ 0.00294 \times \frac{1900}{40} \right\} \right] \\
 &= 1802.9 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

• 중립축의 산정

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f_{ck} b} = \frac{46591.12 \times 1802.9}{0.85 \times 40 \times 5800} = 426 \text{ mm} > 400 \text{ mm}$$

∴ a > t (= 400.0mm)이므로, 플랜지를 갖는 단면의 강도식을 적용

• 휨강도 검토(플랜지를 갖는 단면)

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nw} &= \phi \left[(A_p - A_{pf}) f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right] \\
 &= 0.85 \times \left[(46591.12 - 36962.04) \times 1802.9 \times \left(2730 - \frac{426}{2} \right) \right] \\
 &= 37142.9 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nf} &= \phi \left[0.85 f_{ck} (b - b_w) t \left(d_p - \frac{t}{2} \right) \right] \\
 &= 0.85 \times \left[0.85 \times 40 \times (5800 - 900) \times 400 \times \left(2730 - \frac{400}{2} \right) \right] \\
 &= 143311.7 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$A_{pf} = 0.85 f_{ck} (b - b_w) \frac{t}{f_{ps}} = 0.85 \times 40 \times (5800 - 900) \times \frac{400}{1802.9} = 36962.04 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi M_{nw} + \phi M_{nf} \\
 &= 37142.9 + 143311.7 \\
 &= 180454.6 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 95403.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K (1.89)}
 \end{aligned}$$

- 연성한계 검토(플랜지를 갖는 단면)

$$\begin{aligned}
 q_p &= A_{pw} \frac{f_{ps}}{b_w d_p f_{ck}} \leq 0.36 \beta_1 \\
 &= 9629.08 \times \frac{1802.9}{900 \times 2730 \times 40} = 0.177 \leq 0.276 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

【표 5.8】 강도설계법에 의한 휨강도 검토(내서)

구 분	휨강도 검토 (kN·m)		연성한계 검토		비 고
	ϕM_n	M_u	$0.36\beta_1$	q_p	
최대 정모멘트부(S13)	146647.8	70533.2	0.276	0.049	O.K(2.08)
최대 부모멘트부(P12)	180454.6	95403.1	0.276	0.177	O.K(1.89)

④ 전단강도검토

㉠ 최대 부모멘트부(P12)

- 검토조건

$$\begin{array}{llll}
 f_{ck} = & 40 \text{ MPa} & b_w = & 900 \text{ mm} & I_g = & 1.11\text{E}+13 \text{ mm}^4 \\
 f_y = & 400 \text{ MPa} & h = & 2950 \text{ mm} & A_c = & 9.01\text{E}+06 \text{ mm}^2 \\
 f_{pu} = & 1900 \text{ MPa} & d_p = & 2730 \text{ mm} & \phi_v = & 0.80 \\
 f_{py} = & 1600 \text{ MPa} & y_t = & 1177 \text{ mm} & &
 \end{array}$$

- 설계 단면력

계 수 하 중		고 정 하 중			유효 프리스트레스력	
M_u (kNm)	V_u (kN)	M_d (kNm)	V_d (kN)	f_d (MPa)	P_e (kN)	f_{pe} (MPa)
95403.1	12510.0	73007.1	9079.5	7.719	32944.6	6.990

- 콘크리트가 부담하는 전단강도의 산정

$$d = 0.80 \times 2950 = 2360 \text{ mm} < d_p = 2730 \text{ mm}$$

$$\therefore d = 2730 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (0.50 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d)$$

$$= (11.13E + 12/1177) \times (0.50 \times \sqrt{40.0} + 6.990 - 7.719) / 1000000 = 23006.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{max} = M_u - M_d = 95403.1 - 73007.1 = 22396.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_i = V_u - V_d = 12510.0 - 9079.5 = 3430.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$= 0.05 \sqrt{40} \times 900 \times 2730 / 1000 + 9079.5 + 3430.5 \times (23006.0 / 22396.0) = 13380.4 \text{ kN}$$

$$\text{Min } V_{ci} = 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d$$

$$= 0.14 \times \sqrt{40} \times 900 \times 2730 / 1000 = 2175.6 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 13380.4 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = 32944.6 \times 1000 / (9.01E + 06) = 3.655 \text{ MPa}$$

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

$$= \{ (0.29 \times \sqrt{40} + 0.3 \times 3.655) \times 900 \times 2730 \} / 1000 + 0.0$$

$$= 7200.5 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c = 1/2 \times 0.80 \times 7200.5 = 2880.2 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.80 \times 7200.5 = 5760.4 \text{ kN}$$

$$V_u = 12510.0 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_c < V_u \quad \Rightarrow \text{전단철근 보강}$$

- 철근이 부담하는 전단력 산정 및 전단 철근량 산정

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = (12510.0 - 5760.4) / 0.80 = 8437.0 \text{ kN}$$

$$V_{s \max} = 2/3 \sqrt{f_{ck}} b_w d = (2/3 \times \sqrt{40} \times 900 \times 2730) / 1000 = 10359.8 \text{ kN}$$

$$\therefore V_s = 8437.0 \text{ kN}$$

$$\text{req'd } A_v = V_s S / (f_y d) \quad s = 125 \text{ mm}$$

$$= 8437.0 \times 1000 \times 125 / (400 \times 2730) = 965.76 \text{ mm}^2$$

• 복부 철근량 검토

– 복부 1개당 필요한 사인장 철근량

$$A_{s1} = 965.76 \text{ (mm}^2\text{/2webs)}$$

$$\text{철근 하나당 } A_{s1} = 965.76 / 4 = 241.44 \text{ (mm}^2\text{/Re-bar)}$$

– 복부에 생기는 휨모멘트에 저항하는 데 필요한 철근량(횡방향 해석 참조)

$$A_{s2} = 1971.00 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

$$\text{철근 하나당 } A_{s2} = 1971.00 \times 125 / 1000 = 246.38 \text{ (mm}^2\text{/Re-bar)}$$

– 간격 s내의 비틀림에 저항하는 폐쇄스터럽의 다리 1개의 면적–

$$A_t = 0.00 \text{ (mm}^2\text{)}$$

– 필요한 복부 철근량

$$A_s = A_{s1} + 0.5 A_{s2} + A_t$$

$$= 241.44 + 0.5 \times 246.38 + 0.00 = 364.63 \text{ (mm}^2\text{/Re-bar)} > A_{s2} = 246.38 \text{ (mm}^2\text{/Re-bar)}$$

$$\therefore \text{복부 철근량} = 364.63 \text{ (mm}^2\text{/Re-bar)}$$

– 실제 배근량

$$\text{Use H25 @ 1 EA (s = 125mm)}$$

$$\text{Use } A_s = 506.70 \text{ (mm}^2\text{/Re-bar)} > \text{Req}_A = 364.63 \text{ (mm}^2\text{/Re-bar)} \quad \text{O.K}$$

– 전단 강도 검토

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 18203.6 \text{ kN} > V_u = 12510.0 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

【표 5.9】 강도설계법에 의한 전단강도 검토(내서)

구 분	A_{v_req} (mm ² /Re-bar)	A_{v_use} (mm ² /Re-bar)	V_u (kN)	ΦV_n (kN)	비 고
최대 부모멘트부	364.63	506.70	12510.0	18203.6	O.K(1.46)

⑤ 비틀림강도 검토

- 최대 부모멘트부 (P12)

$$T_u = 6264.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

p_{cp} : 29700 mm (전단면의 둘레길이)

A_{cp} : 20600000 mm (콘크리트 단면 바깥둘레로 싸인 단면적)

$$\begin{aligned} \phi T_{cr}/4 &= \phi \times 1/12 \times \sqrt{f_{ck}} \times A_{cp}^2 / p_{cp} \times \sqrt{1 + f_{pc} / (\sqrt{1/3} f_{ck})} \\ &= \{0.80 \times 1/12 \times \sqrt{40} \times 20600000^2 / 29700 \times \sqrt{1 + 3.655 / (\sqrt{1/3} \times 40)}\} / 1000000 \\ &= 9960.6 \text{ kN} \cdot \text{m} > T_u = 6264.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \Rightarrow \text{비틀림 고려 불필요} \end{aligned}$$

4) 교량받침용량 검토

【표 5.10】 교량받침용량 검토(내서)

구 분	고정하중+ CS+ PS 하중	활하중	온도하중	지점침하	반력 집계 (kN/2EA)	받침용량 (kN/2EA)	비고
A1	4724.323	1183.946	242.694	167.374	6318.338	9000.000	O.K
P1	9942.583	2180.717	264.011	636.197	13023.507	20000.000	O.K
P2	12472.174	2547.209	33.525	497.659	15550.566	20000.000	O.K
P3	13801.293	2746.015	11.624	356.384	16915.315	20000.000	O.K
P4	13444.442	2767.182	2.063	345.761	16559.448	20000.000	O.K
P5	13540.295	2785.772	1.407	345.072	16672.545	20000.000	O.K
P6	13515.176	2787.474	0.517	345.027	16648.194	20000.000	O.K
P7	13522.922	2788.621	0.724	345.025	16657.291	20000.000	O.K
P8	13515.659	2788.620	0.724	345.026	16650.029	20000.000	O.K
P9	13471.893	2787.473	0.517	345.027	16604.911	20000.000	O.K
P10	13423.262	2785.772	1.407	345.073	16555.513	20000.000	O.K
P11	13448.622	2767.180	2.063	345.760	16563.626	20000.000	O.K
P12	13797.008	2746.015	11.624	356.385	16911.032	20000.000	O.K
P13	12435.666	2547.210	33.525	497.660	15514.061	20000.000	O.K
P14	9995.763	2180.717	264.012	636.199	13076.690	20000.000	O.K
A2	3824.286	1183.936	242.695	167.375	5418.291	9000.000	O.K

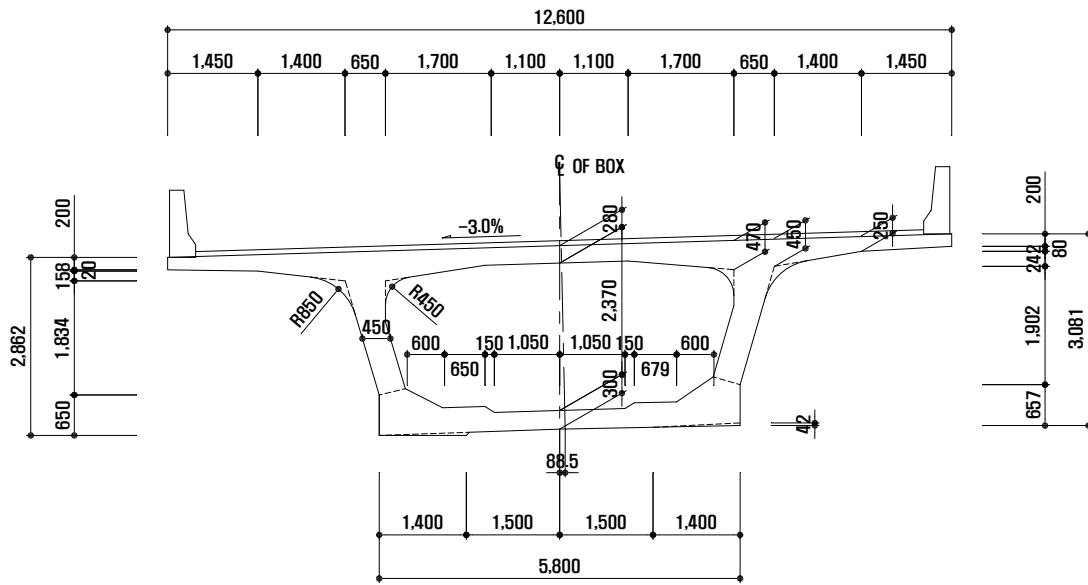
주) 1. 거더 1개당 받침이 2개로 사용받침용량은 받침 2개당 용량임.

2. "L.R.B 완제품 성능시험 계획서_중부내륙 16공구 죽원1교(1999.3) 참조(부록에 수록)
3. 반력 발생방향이 하향을 정(+), 상향을 부(-)로 표기함.

교량받침용량에 대한 검토결과, 현재 설치되어 있는 받침의 용량이 최대 발생반력값보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

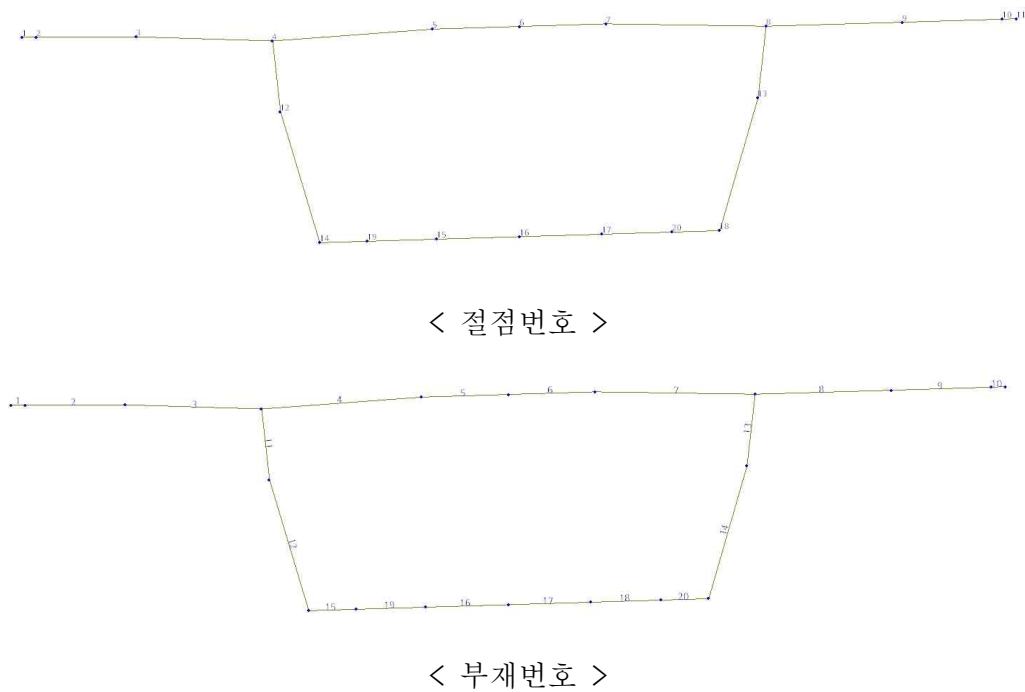
5.2.1.2 횡방향 구조해석 및 검토

가. 해석단면



【그림 5.16】 해석단면(내서)

나. 횡방향 모델링



【그림 5.17】 횡방향 모델링(내서)

다. 하중 산정

1) 고정하중

① PSC Box Girder : $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$ (프로그램 내에서 자중으로 처리)

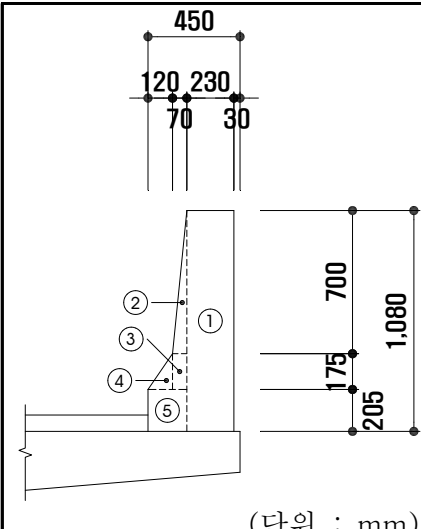
② 포장

포장 단위중량 : $\gamma_a = 23.0 \text{ kN/m}^3$

포장 두께 : $t_p = 80 \text{ mm}$

$W_1 = 0.080 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}$

③ 방호벽(좌·우측)

 (단위 : mm)	NO.	계 산 식	P (kN)	X (m)	M (kN · m)
	①	$0.230 \times 1.080 \times 25$	6.210	0.145	0.900
	②	$0.070 \times 0.700 \times 25/2$	0.613	0.283	0.174
	③	$0.070 \times 0.175 \times 25$	0.306	0.295	0.090
	④	$0.120 \times 0.175 \times 25/2$	0.263	0.370	0.097
	⑤	$0.190 \times 0.205 \times 25$	0.974	0.355	0.346
	Σ		8.365	0.192	1.607

2) 활하중

① DB-24 : $P_f = 24 \text{ kN}$ (전륜하중)

$P_r = 96 \text{ kN}$ (후륜하중)

② 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.300$$

· 방호벽측 : $i = \frac{15}{40 + 2.850} = 0.350 > 0.300$ 이므로, $i = 0.300 (L = 2.850 \text{ m})$

· 중앙부 : $i = \frac{15}{40 + 5.600} = 0.329 > 0.300$ 이므로, $i = 0.300 (L = 5.600 \text{ m})$

③ 축하중

- 방호벽측 : $P_r = 96 \times 1.300 = 124.800 \text{ kN}$, $P_f = 24 \times 1.300 = 31.200 \text{ kN}$
- 중앙부 : $P_r = 96 \times 1.300 = 124.800 \text{ kN}$, $P_f = 24 \times 1.300 = 31.200 \text{ kN}$

④ 활하중에 의한 윤하중 분포폭 산정

㉠ 방호벽(좌·우측)

• 평균단면 두께

- ① 208 mm ② 221 mm ③ 238 mm ④ 329 mm ⑤ 418 mm ⑥ 439 mm

• 도로교 설계기준에 따른 분포폭

$$E1 = 0.8 X + 1.140 = 0.8 \times 1.300 + 1.140 = 2.180 \text{ m}$$

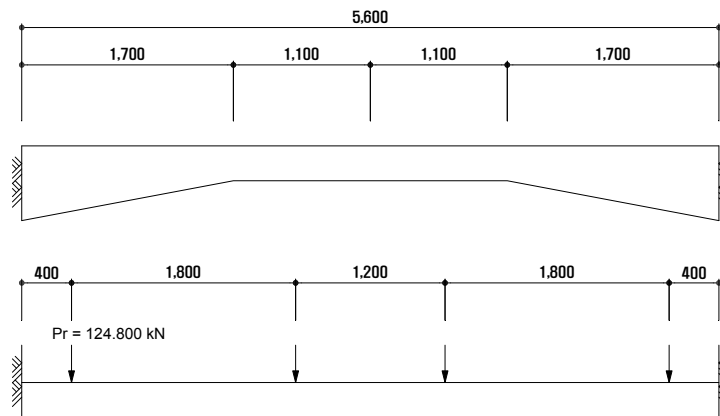
$$E2 = 0.8 X + 1.140 = 0.8 \times 0.300 + 1.140 = 1.380 \text{ m}$$

• 캔틸레버부에 작용하는 축하중

$$P_{c1} = 124.80 / 2.180 = 57.248 \text{ kN}$$

$$P_{c2} = 124.80 / 1.380 = 90.435 \text{ kN}$$

㉠ 중앙부



- 도로교 설계기준에 따른 분포폭

$$E = 2.4 L / (L + 0.6) \quad (\text{단, 경간이 } 7.3 \text{ m 이하인 경우})$$

$$E = 2.4 \times 5.600 / (5.600 + 0.6) = 2.168 \text{ m}$$
- 캔틸레버부에 작용하는 축하중

$$P_{s1} = 124.80 / 2.168 = 57.565 \text{ kN}$$

㉡ 설계 축하중

설계 축하중(kN)		
방호벽		중앙부
57.248	90.435	57.565
P_{c1}	P_{c2}	P_{s1}

- 활하중 재하시 도로교 설계기준에서 제시한 재하가능 차선수를 결정하고, 결정된 재하가능 차선수 이내에서 최대의 편심효과를 얻을 수 있도록 함.
- 최대재하 차로수 : $9.1 \leq W_c (= 11.7 \text{ m}) < 12.8$ 이므로, 3차로 재하
- $W = W_c / N = 11.7 / 3 = 3.900 \text{ m} > 3.600 \text{ m}$ 이므로,
 $\therefore W = 3.600 \text{ m}$

3) 풍하중

① 단위면적당 작용하는 풍하중

㉠ 단위면적당 작용하는 풍하중(kN/m²)

$$p = \frac{1}{2} \rho V_d^2 C_d G = \frac{1}{2} \times 1.225 \times 29.995^2 \times 1.789 \times 1.900 = 1.873 \text{ kN/m}^2$$

㉡ 설계기준 풍속

: 태풍이나 돌풍에 취약한 지역에 위치한 중대지간의 교량

$$\begin{aligned} V_d &= 1.925 \left[\frac{Z}{Z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad Z \geq Z_b && \leftarrow \text{지역별 기본풍속}(V_{10}) = 30\text{m/s}(\text{구분 I}) \\ & && \leftarrow \text{지표조도: } \alpha = 0.16, Z_G = 600\text{m}, \\ &= 1.925 \left[\frac{Z}{Z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad Z < Z_b && Z_b = 10\text{m}(\text{구분 II}) \\ & && \leftarrow Z = 25.8\text{m}(\text{교각 평균높이}) \end{aligned}$$

$$V_d = 1.925 (10.0 / 600.0)^{0.16} \times 30.0 = 29.995 \text{ m/s}$$

㉢ 항력계수

$$C_d = 2.1 - 0.1 (B/D) \quad (1 \leq B/D < 8)$$

$$= 1.3 \quad (B/D > 8)$$

$$C_d = 2.1 - 0.1 \times (12.600/4.050) = 1.789$$

㉣ 거스트 응답계수 : G = 1.900

② 풍하중 산정

㉠ 방호벽

$$\cdot P_{w1} = 1.870 \text{ kN/m}^2 \times 1.280 = 2.397 \text{ kN/m} \quad (\text{활하중 재하시 고려})$$

$$\cdot M_{w1} = 2.40 \text{ kN/m}^2 \times 0.640 = 1.534 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 복부

$$\cdot W_w = 1.870 \text{ kN/m}^2 \times 1.000 = 1.873 \text{ kN/m/m} \quad (\text{활하중 재하시 고려})$$

4) 온도하중

① 선팅창계수 : $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$

② 온도차 : $\Delta T = \pm 5^\circ \text{C}$ (바닥판 부재 상·하연의 온도차)

③ 온도변화 : $\Delta T = \pm 15^\circ \text{C}$ (부재두께 70cm 이하인 경우)

라. 하중조합

계수하중에 의한 강도 검토 및 사용하중에 의한 사용성 검토를 실시하기 위하여 도로 교 설계기준을 바탕으로 다음과 같이 하중을 조합하였다.

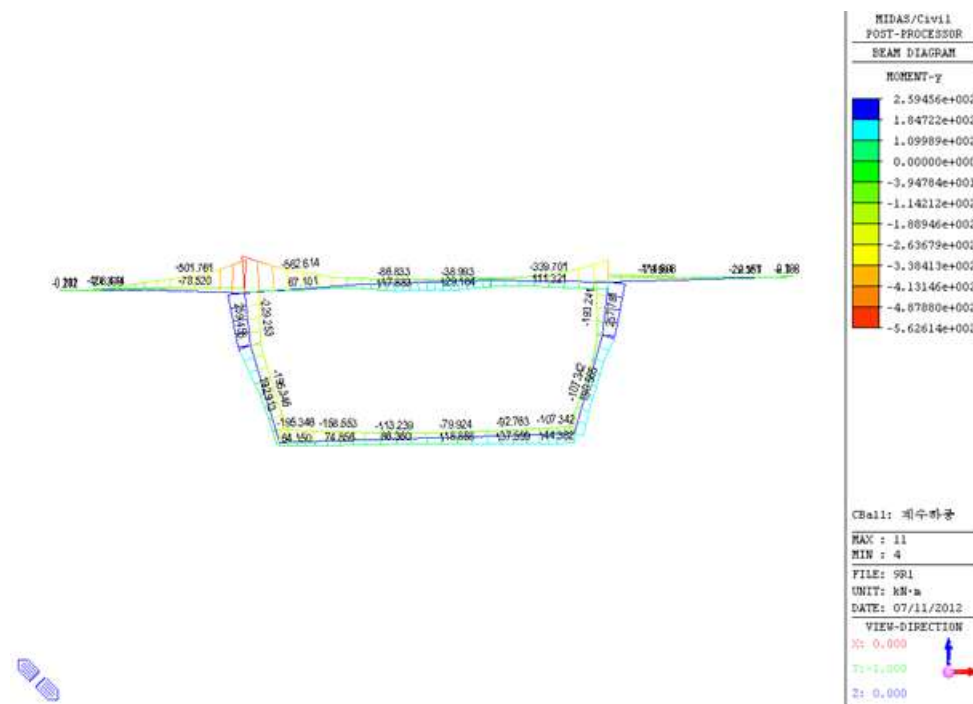
【표 5.11】 하중조합(내서)

구 분		고정하중	활하중	풍하중	온도하중
계수 하중 조합	UC1	1.300	2.150	—	—
	UC2	1.300	—	1.300	—
	UC3	1.300	1.300	0.650	—
	UC4	1.300	1.300	—	1.300
	UC5	1.250	—	1.250	1.250
	UC6	1.250	1.250	0.625	1.250
사용 하중 조합	SC1	1.000	1.000	0.500	1.000
	SC2	1.000	—	1.000	1.000

마. 해석결과 및 단면검토

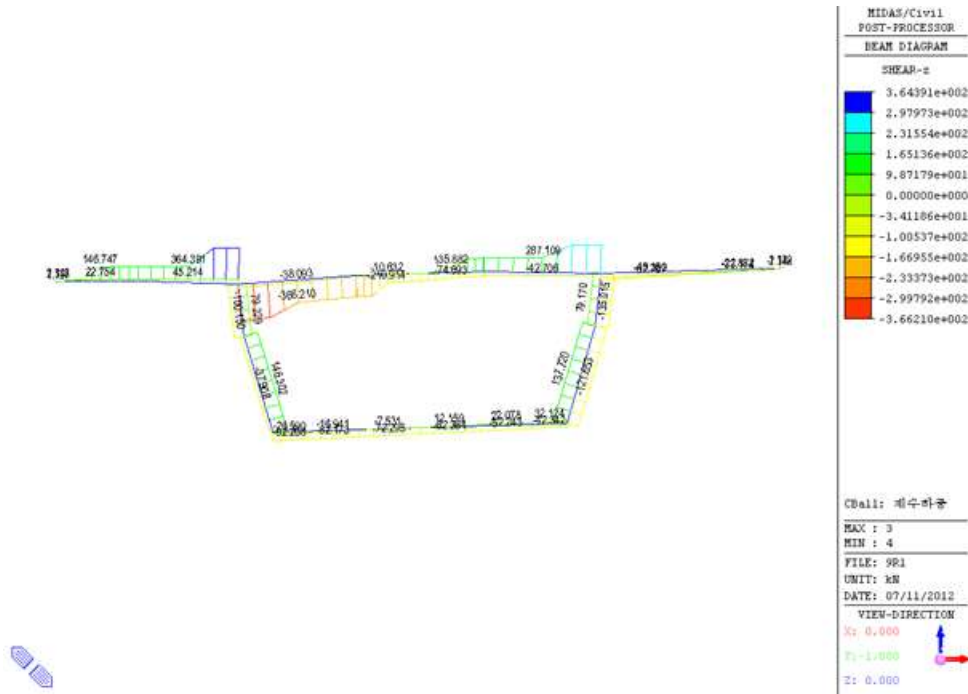
1) 단면력도

① 계수모멘트



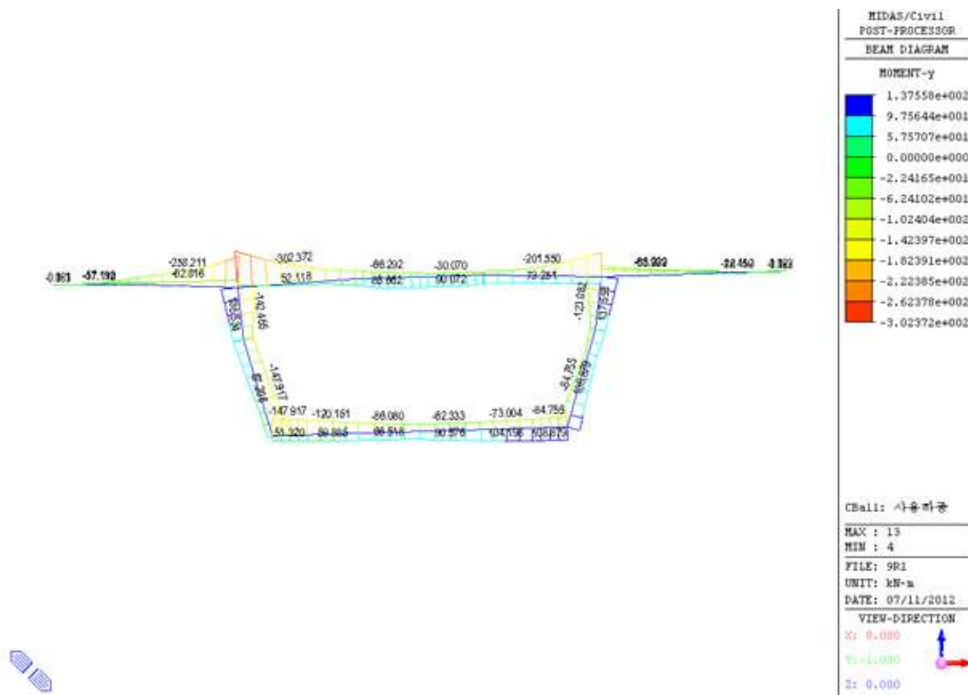
【그림 5.18】 단면력도(계수모멘트) (내서)

② 계수전단력



【그림 5.19】 단면력도(계수전단력) (내서)

③ 사용모멘트



【그림 5.20】 단면력도(사용모멘트) (내서)

2) 단면력 집계

【표 5.12】 하중조합별 단면력 집계(내서)

구 분	계수모멘트	계수전단력	사용하중모멘트	비 고
	(Mu, kNm)	(Vu, kN)	(Mmax, kNm)	
캔틸레버부 지점부	501.76	364.39	258.21	
상부슬래브 지점부	562.61	366.21	302.37	
상부슬래브 중앙부	129.18	74.69	90.07	
벽 체	259.46	146.30	147.92	
하부슬래브 지점부	196.35	92.21	199.03	
하부슬래브 중앙부	118.86	62.36	140.12	

3) 단면검토

【표 5.13】 단면검토(내서)

검토 위치	사용철근량 (mm ²)	Vu (kN)	ØVn (kN)	안전율 (ØVn/Vu)	Mu (kN·m)	ØMn (kN·m)	안전율 (ØVn/Vu)
캔틸레버부 지점부	H29@125=5139mm ²	—	—	—	501.76	640.32	O.K (1.28)
상부슬래브 지점부	H29@125=5139mm ²	—	—	—	562.61	675.26	O.K (1.20)
상부슬래브 중앙부	H19@125=2292mm ²	—	—	—	129.18	167.58	O.K (1.30)
벽 체	H25@125=4054mm ²	146.30	169.60	O.K (1.16)	259.46	514.82	O.K (1.98)
하부슬래브 지점부	H19@125=2292mm ²	92.21	296.8	O.K (3.22)	196.35	261.09	O.K (1.33)
하부슬래브 중앙부	H19@125=2292mm ²	62.36	67.04	O.K (1.08)	118.86	183.24	O.K (1.54)

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

바. 바닥판 사용성(균열) 검토

【표 5.14】 바닥판의 사용성(균열) 검토(내서)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	철근 평균간격(s) (mm)	철근 소요중심간격(s_a) (mm)	검토 결과
캔틸레버부 지점부	258.21	141.856	240.000	125.00	444.11	O.K
상부슬래브 지점부	302.37	157.815	240.000	125.00	392.13	O.K
상부슬래브 중양부	90.07	190.569	240.000	125.00	311.99	O.K
벽 체	147.92	101.828	240.000	125.00	618.69	O.K
하부슬래브 지점부	199.03	271.693	240.000	125.00	188.60	O.K
하부슬래브 중양부	140.12	271.568	240.000	125.00	188.73	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

5.2.2 여주방향

가. 검토조건

1) 교량제원

- ① 교량형식 : 15경간 연속 PSC Box Girder교
- ② 가설공법 : 연속압출공법(I.L.M ; Incremental Launching Method)
- ③ 교량연장 : $30.0+40.0+11@50.0+40.0+30.0 = 690.600\text{m}$
- ④ 교량폭원 : 12.600m
- ⑤ 교량형고 : 2.950m
- ⑥ 평면선형 : $R = 1,800\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등교(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 40.0 MPa
- ㉡ 탄성계수(E_c) : $E_c = 8500^3 \sqrt{f_{cu}} = 30900 \text{ MPa}$
여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 = 40 + 8 = 48.0 \text{ MPa}$
- ㉢ 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도 : $f_{ci} = 32.0 \text{ MPa}$

㉣ 허용응력

- 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력
 허용 휨압축응력 : $0.60 f_{ci} = 19.20 \text{ MPa}$
 허용 휨인장응력 : $0.25 \sqrt{f_{ci}} = 1.41 \text{ MPa}$
- 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력
 허용 휨압축응력 : $0.45 f_{ck} = 18.00 \text{ MPa}$
 허용 휨인장응력 : 0.00 MPa
- 허용 균열응력
 보통콘크리트 : $0.63 \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$

② PS강재

㉠ PS강재의 종류 및 단면적

- 사용강재 : $\phi 12.7\text{mm}$ (0.5" Strand)
- 공칭단면적 : $A_p = 98.71 \text{ mm}^2/\text{strand}$
- 사용 강연선 : $\phi 12.7\text{mm}-19\text{EA}$ (Continuity Tendon : 외력에 저항하는 강연선)
 $\phi 12.7\text{mm}-7\text{EA}, 12\text{EA}$ (Central Tendon : 압출시 저항(상·하부 슬래브에 설치))

㉡ 항복강도

- $f_{py} = 1600 \text{ MPa}$ 이상
- $P_y = 221.92 \text{ kN/strand}$

㉢ 극한강도

- $f_{pu} = 1900 \text{ MPa}$ 이상
- $P_u = 263.53 \text{ kN/strand}$

㉣ PS강재의 허용응력

- 초기 긴장시 허용응력 : $f_{psa} = 0.90 f_{py} = 1440 \text{ MPa}$
- 정착구에서의 응력 : $f_{psa} = 0.70 f_{pu} = 1330 \text{ MPa}$
- 정착장치의 활동에 의한 손실구역의 끝부분에서의 응력 :

$$f_{psa} = 0.83 f_{py} = 1328 \text{ MPa}$$

- 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력 : $f_{psa} = 0.80 f_{py} = 1280 \text{ MPa}$

㉤ PS 강재의 탄성계수 : $E_p = 200,000 \text{ MPa}$

㉥ 마찰계수

$$\mu = 0.25/\text{radian} \text{ (곡률 마찰계수)}$$

$$k = 0.005/\text{m} \text{ (파상 마찰계수)}$$

㉦ 슬립량 : $\Delta \ell = 6 \text{ mm}$

③ 철근(SD400)

- 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 허용응력 : $f_{sa} = 180 \text{ MPa}$
- 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{ MPa}$

④ Launching Nose

- 사용 강종 : SM400
- 탄성계수 : $E_s = 210,000 \text{ MPa}$

3) 사용 전산프로그램 : Midas/Civil 2009(한국, MIDAS IT)

4) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② PSC Box Girder
 - 응력 검토시 : 허용응력설계법
 - 강도 검토시 : 강도설계법

5) 참고문헌

- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준해설(2012)
- ③ PSC박스거더교 설계선진화를 통한 물량절감, 품질향상 방안수립(2004)
- ④ 콘크리트 교량 가설 특수공법 설계·시공·유지관리 지침(1994)
- ⑤ 도로설계편람(2008)
- ⑥ 도로설계요령(2009)
- ⑦ CEB-FIP MODEL CODE(Comite Euro-International du Beton) (1990)
- ⑧ PRESTRESSED CONCRETE 2nd Ed. "Edward G. Nawy" (1996)

[illegible]

옥성대교(내서, 여주)

㉠ 격벽

- 시·중점부 격벽 : 495.86 kN/m
- 내부지점부 격벽 : 495.86 kN/m
- 시공이음부 블록 : 814.13 kN/m(지점에서 $\pm 10\text{m}$ 에 재하)

㉡ 2차 고정하중

㉢ 포장

- 포장 단위중량 : $\gamma_a = 23.0 \text{ kN/m}^3$ (아스콘 포장)
- 포장 두께 : $t_p = 50 \text{ mm}$
- $W_1 = 0.080 \times 11.70 \times 23.00 = 21.528 \text{ kN/m}$

㉣ 방호벽(좌·우측)

	NO.	계 산 식	P (kN)
	①	$0.230 \times 1.080 \times 25$	6.210
	②	$0.070 \times 0.700 \times 25/2$	0.613
	③	$0.070 \times 0.175 \times 25$	0.306
	④	$0.120 \times 0.175 \times 25/2$	0.263
	⑤	$0.190 \times 0.205 \times 25$	0.974
	Σ		8.365

작용하중(W_2, W_3) = 8.365 kN/m

㉤ 2차 고정하중의 합

$$\therefore W = W_1 + W_2 + W_3 = 21.528 + 8.365 + 8.365 = 38.258 \text{ kN/m}$$

2) 활하중

① 하중등급 : 1등급

$$DB-24 : P_f = 24 \text{ kN (전륜하중)}$$

$$P_r = 96 \text{ kN (후륜하중)}$$

$$DL-24 : W_L = 12.7 \text{ kN/m}$$

$$P_m = 108 \text{ kN/m}$$

$$P_s = 156 \text{ kN/m}$$

② 충격계수 및 작용하중

$$i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.300$$

• $L = 50.000 \text{ m}$ 일 때

$$i = 15 / (40 + 50.000) = 0.167 < 0.300 \text{ 이므로, } \therefore 0.167 \text{ 적용}$$

• $L = 40.000 \text{ m}$ 일 때

$$i = 15 / (40 + 40.000) = 0.188 < 0.300 \text{ 이므로, } \therefore 0.188 \text{ 적용}$$

• $L = 30.000 \text{ m}$ 일 때

$$i = 15 / (40 + 30.000) = 0.214 < 0.300 \text{ 이므로, } \therefore 0.214 \text{ 적용}$$

③ 설계차로수

• W_c : 연석간 교폭, W : 설계차로폭, N : 설계차로수

$$W_c = 12.600 - 0.450 - 0.450 = 11.700 \text{ m}$$

$$\therefore N = 3 \text{ 차로 } (9.1 \leq W_c < 12.8)$$

$$W = W_c / N = 11.700 / 3 = 3.900 \text{ m} > 3.600 \text{ m 이므로,}$$

$$\therefore W = 3.600 \text{ m}$$

• 재하차로에 의한 감소율

3차로 : 90 %, 4차로 이상 : 75 %

- ④ MIDAS/Civil의 Moving Load Analysis 기능을 이용하여 만재하시와 편재하시 모두 고려하여 1차로~3차로까지 재하하였으며, 가장 불리한 CASE에 대하여 최소값 및 최대값을 산출한다.

3) 풍하중

① 단위면적당 작용하는 풍하중

㉠ 단위면적당 작용하는 풍하중(kN/m²)

$$p = \frac{1}{2} \rho V_d^2 C_d G = \frac{1}{2} \times 1.225 \times 34.731^2 \times 1.787 \times 1.900 = 2.509 \text{ kN/m}^2$$

㉡ 설계기준 풍속

: 태풍이나 돌풍에 취약한 지역에 위치한 중대지간의 교량

$$\begin{aligned} V_d &= 1.925 \left[\frac{Z}{Z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad Z \geq Z_b && \leftarrow \text{지역별 기본풍속}(V_{10}) = 30\text{m/s(구분 I)} \\ &&& \leftarrow \text{지표조도} : \alpha = 0.16, Z_G = 600\text{m}, \\ &= 1.925 \left[\frac{Z}{Z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad Z < Z_b && Z_b = 10\text{m(구분 II)} \\ &&& \leftarrow Z = 25.0\text{m(교각 평균높이)} \end{aligned}$$

$$V_d = 1.93 (25.0 / 600.0)^{0.16} \times 30.0 = 34.731 \text{ m/s}$$

㉢ 항력계수

$$C_d = 2.1 - 0.1 (B/D) \quad (1 \leq B/D < 8)$$

$$= 1.3 \quad (B/D > 8)$$

$$C_d = 2.1 - 0.1 \times (12.600/4.030) = 1.787$$

㉣ 거스트 응답계수 : G = 1.9

$$W = 2.509 \times 4.030 = 10.110 \text{ kN/m}$$

$$\therefore \text{적용 풍하중} = 10.110 \text{ kN/m}$$

② 상부구조에 작용하는 풍하중

구 분	상부구조	활하중	합계	편심 (m)	모멘트 (kNm)
	수평력 (kN/m)	수평력 (kN/m)	수평력 (kN/m)		
활하중 비재하시	10.11	—	10.11	2.015	2.326
활하중 재하시	5.06	1.50	6.56	2.015	1.508

4) 온도 변화

- ① 선팅창계수 : $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- ② 상하연 온도변화 : $\Delta T = \pm 5 ^\circ \text{C}$ (Gradient)
- ③ 종방향 온도변화 : $\Delta T = \pm 15 ^\circ \text{C}$ (Global)

5) 지점침하

각각의 지점인 교대(Abutment)와 교각(Pier)에서 각각 10mm가 불리하게 일어난다고 가정하며, 각 지점별 지점침하에 의한 영향은 Envelope을 통해 가장 불리한 CASE를 적용한다.

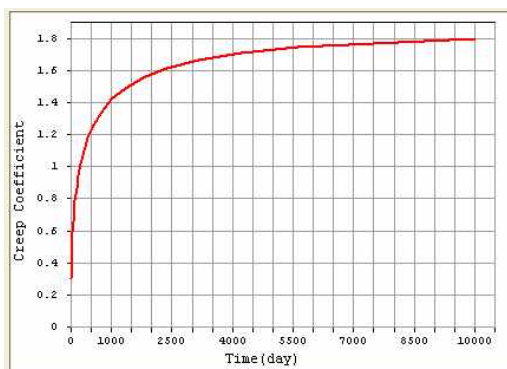
6) 크리프 및 건조수축

MIDAS/Civil 프로그램 내에서 자동 계산

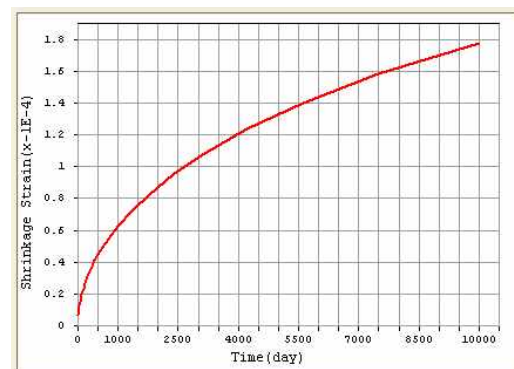
① 조건

- ㉠ 시멘트 : 보통(1종) 시멘트
- ㉡ 지속하중 재하시의 콘크리트 재령 : $t_0 = 7$ 일
- ㉢ 콘크리트가 외기 중에 노출되었을 때의 재령 : $t_s = 3$ 일
- ㉣ 상대습도 : 70 % (가정)
- ㉤ 외기 또는 양생온도 : $T = 20 ^\circ \text{C}$
- ㉥ 적용기준 : CEB-FIP

② 시간경과에 따른 크리프 계수와 건조수축 변형률 산정



크리프 계수



건조수축 변형률

【그림 5.22】 크리프 계수와 건조수축 변형률 산정

5.2.2.1 종방향 구조해석 및 검토

가. 개요

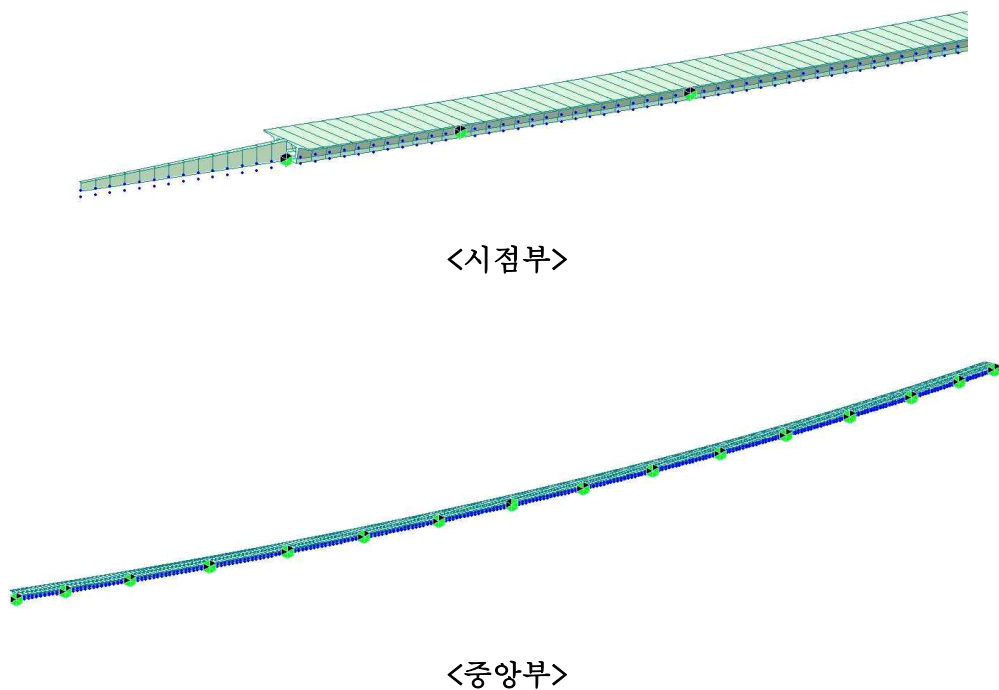
PSC Box Girder교의 단면은 폐합단면이므로 비틀림 강성 및 단면의 중·횡방향에 대한 휨강성이 커서 시공 중이나 사용단계에서 탄성적인 안전성이 상당히 크며, 이러한 탄성적인 거동을 할 수 있게 하는 주요 부재는 강연선이므로 콘크리트와 강연선의 모델을 효율적으로 조합할 수 있는 Frame Element 요소를 이용하여 종방향 모델링을 실시하였다.

I.L.M에 의해 가설되는 박스 거더가 시공됨에 따라 구조계의 변화가 일어나고 하중조건이 변화하므로 각 시공단계를 모델링에 고려하였다.

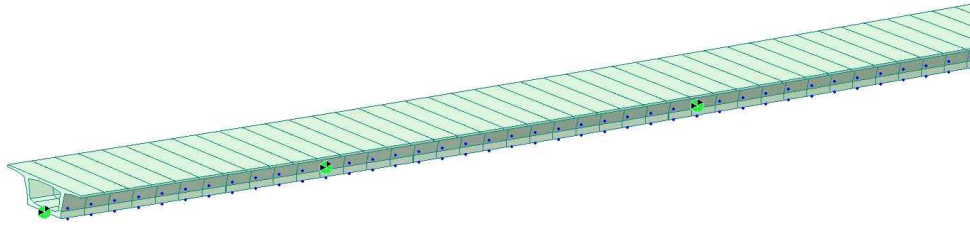
나. 수치해석 모델링의 특징

- ① 시공단계에 따른 자동해석 모델 작성
- ② 실제 배치와 동일한 강연선 입력
- ③ 콘크리트의 크리프와 건조수축, 강도발현 등 시간 의존적 해석

다. 종방향 구조해석 모델링



【그림 5.23】 종방향 구조해석 모델링(여주)

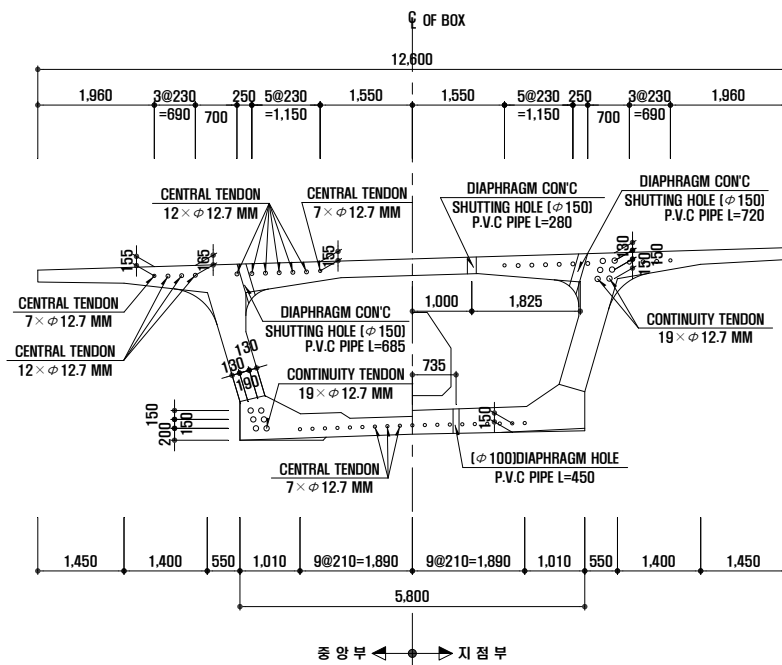


<중점부>

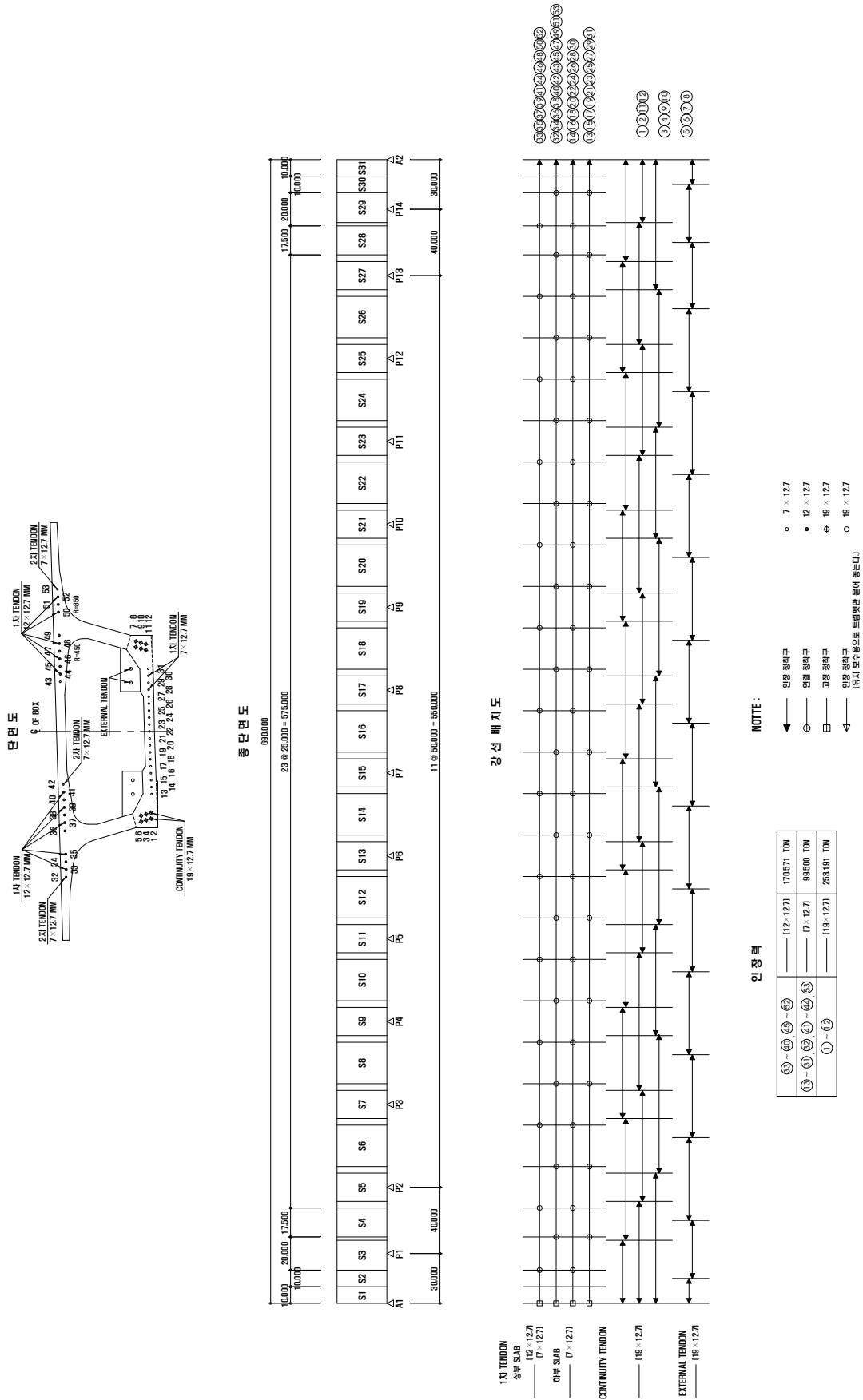
【그림 5.23】 종방향 구조해석 모델링(여주) (계속)

라. 종방향 강연선 배치도

1) 강연선 배치 개요도

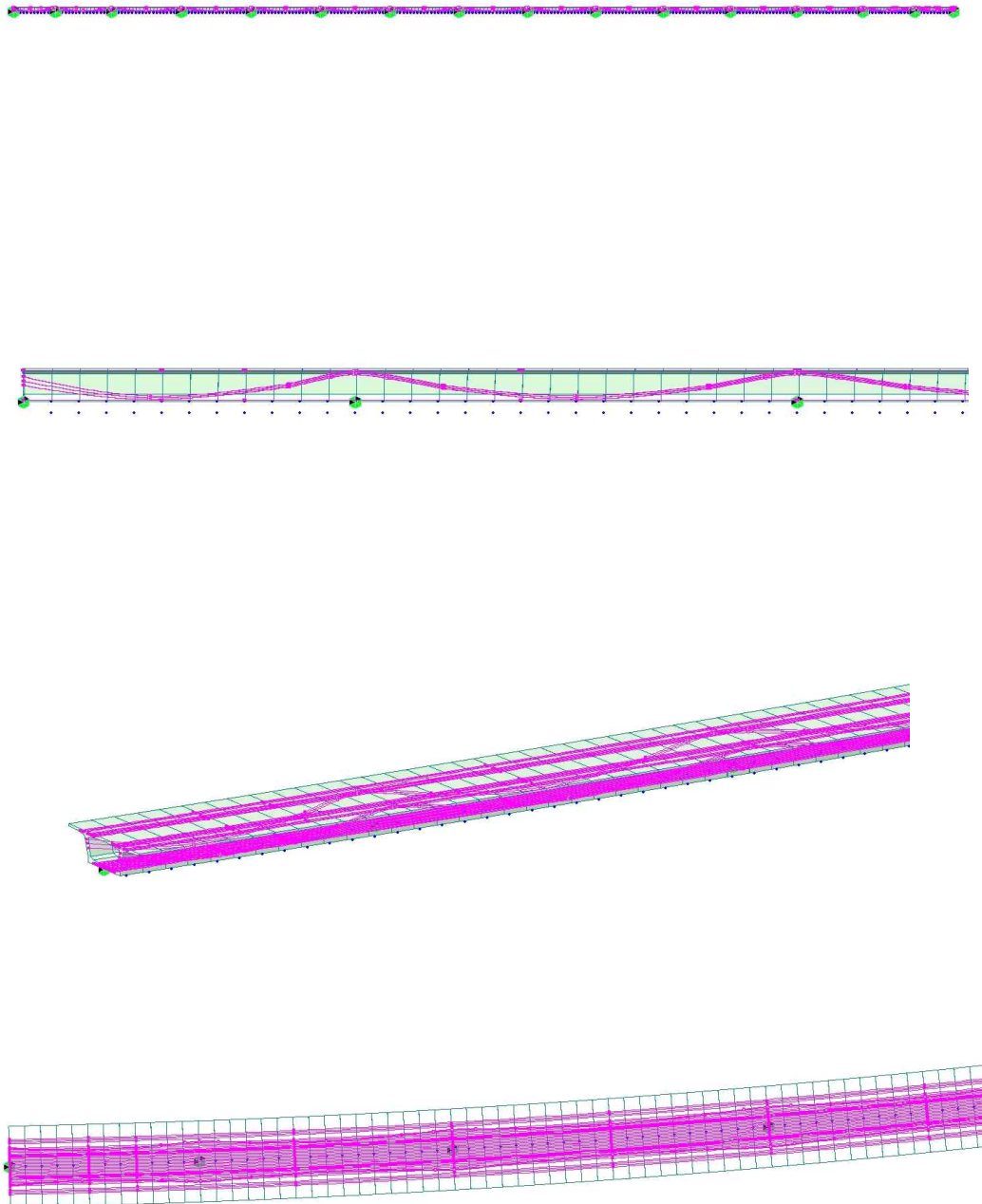


【그림 5.24】 강연선 배치 개요도(여주) ①



【그림 5.25】 강연선 배치 개요도(여주) ②

2) 강연선 배치 형상



【그림 5.26】 강연선 배치 형상(여주)

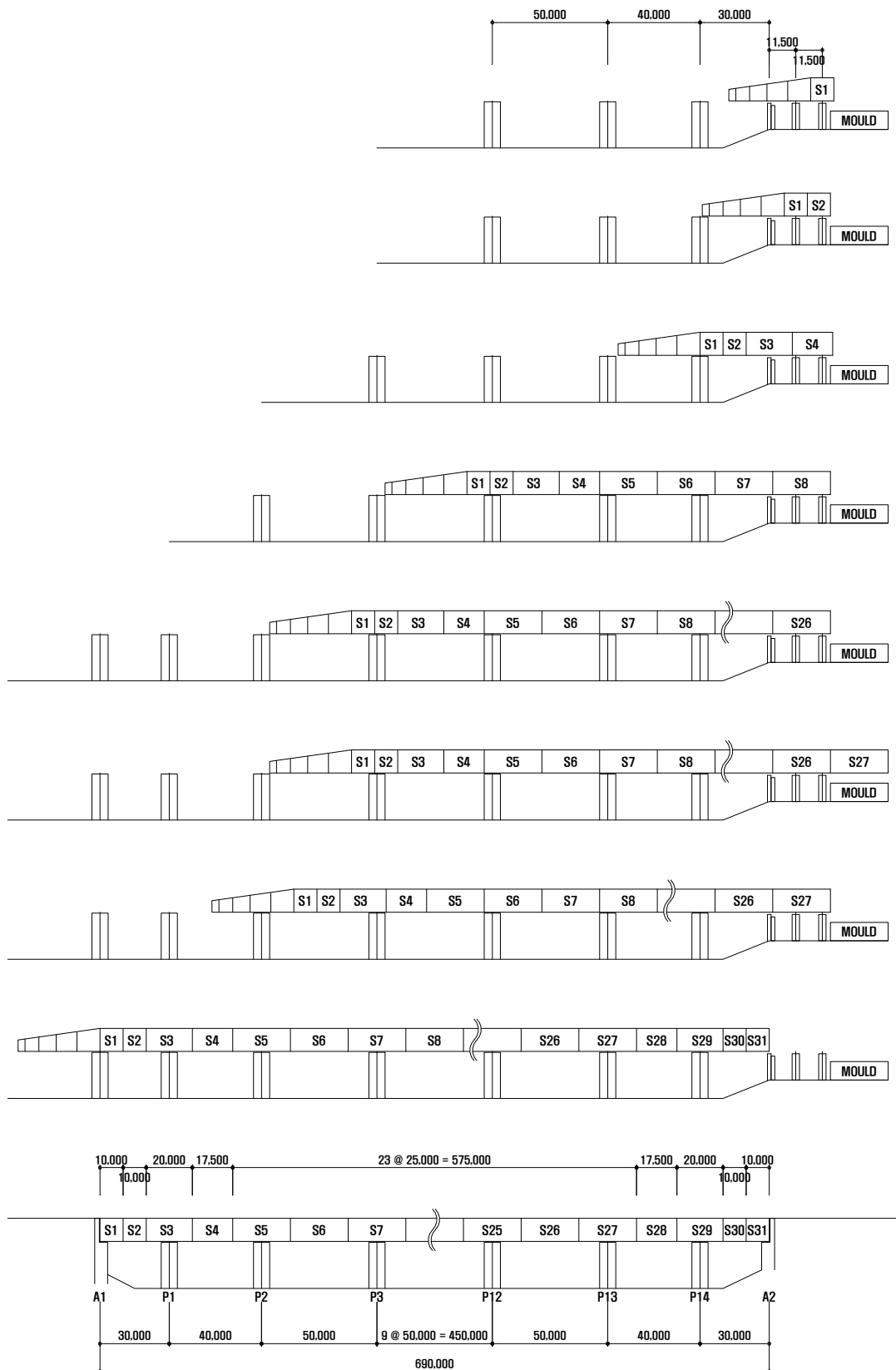
마. 구조해석을 위한 시공단계

1) 개요

본 교량과 같이 내부 강연선 구조요소를 가지는 PSC Box Girder교의 단면력은 시공 방법 및 순서에 따라 변화한다. 즉, 시공방법에 따라 단면력의 크기 및 분배 양상이 달라지며 그에 따른 크리프의 진행 양상도 변화하기 때문에 시공단계를 엄밀히 구현하여 해석하여야 한다.

크리프는 지속하중에 의해 지배되며, 지속하중으로는 부재의 자중뿐만 아니라 강연선의 긴장력, 포장 등을 포함한 부가 고정하중이 있다. 일반 교량의 경우 부가 고정하중에 의한 크리프 효과가 크지 않으므로 무시할 수 있으나 PSC 교량의 경우에는 크리프의 영향이 크며 부가고정하중이 지속하중으로 작용하여 크리프 진행에 영향을 주므로 반드시 부가 고정하중을 포함한 지속하중이 재하된 상태에서의 크리프 효과를 산정하여야 한다.

2) 시공단계별 개요도



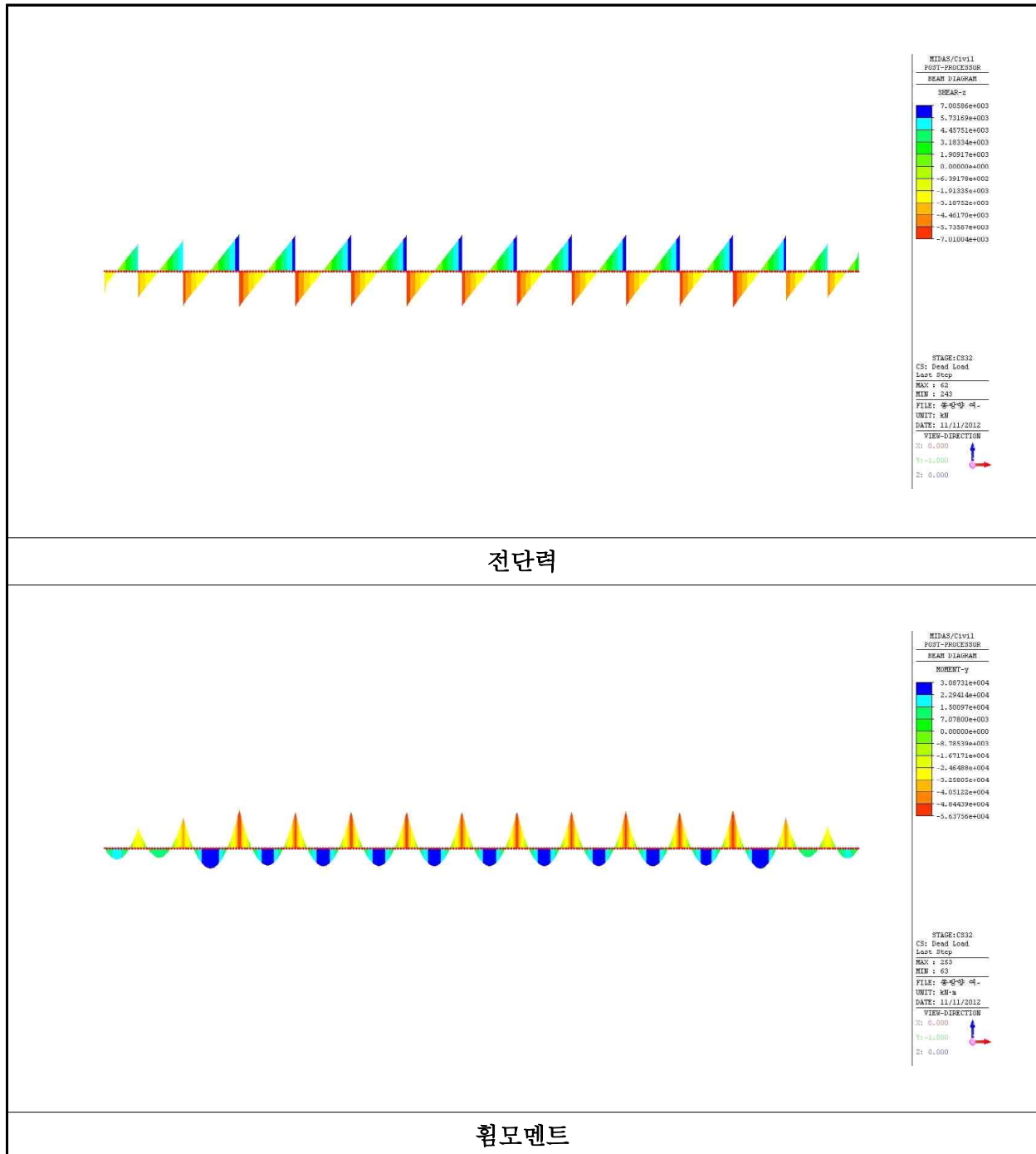
【그림 5.27】 시공단계별 개요도(여주)

바. 완공 후 해석

옥성대교(여주)은 공용년수가 11년 이상 경과되었으므로 시공단계를 고려하여 현재 상태의 구조계에 대해서 구조해석을 실시하였다.

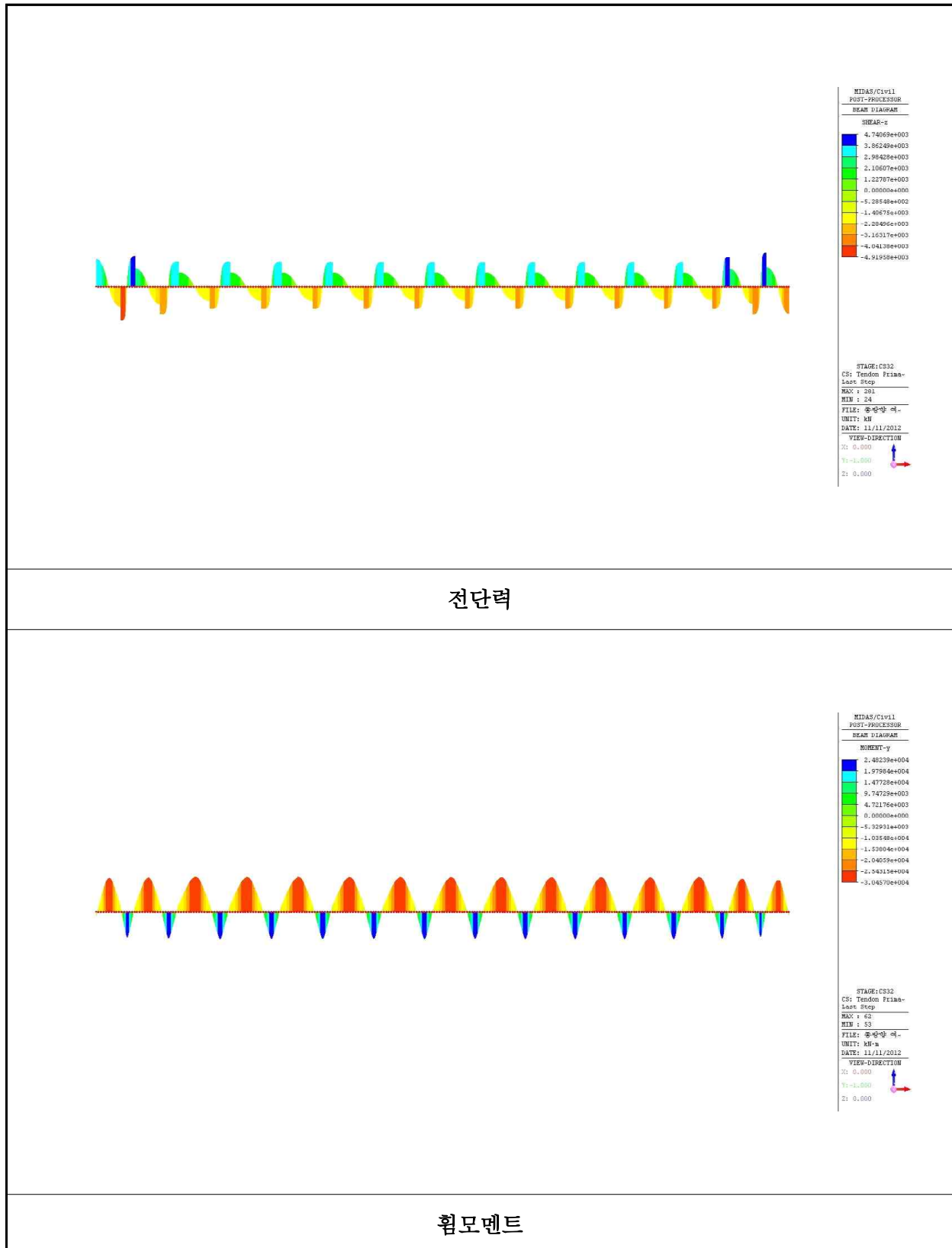
1) 하중별 단면력도

① 고정하중(1차, 2차 고정하중)



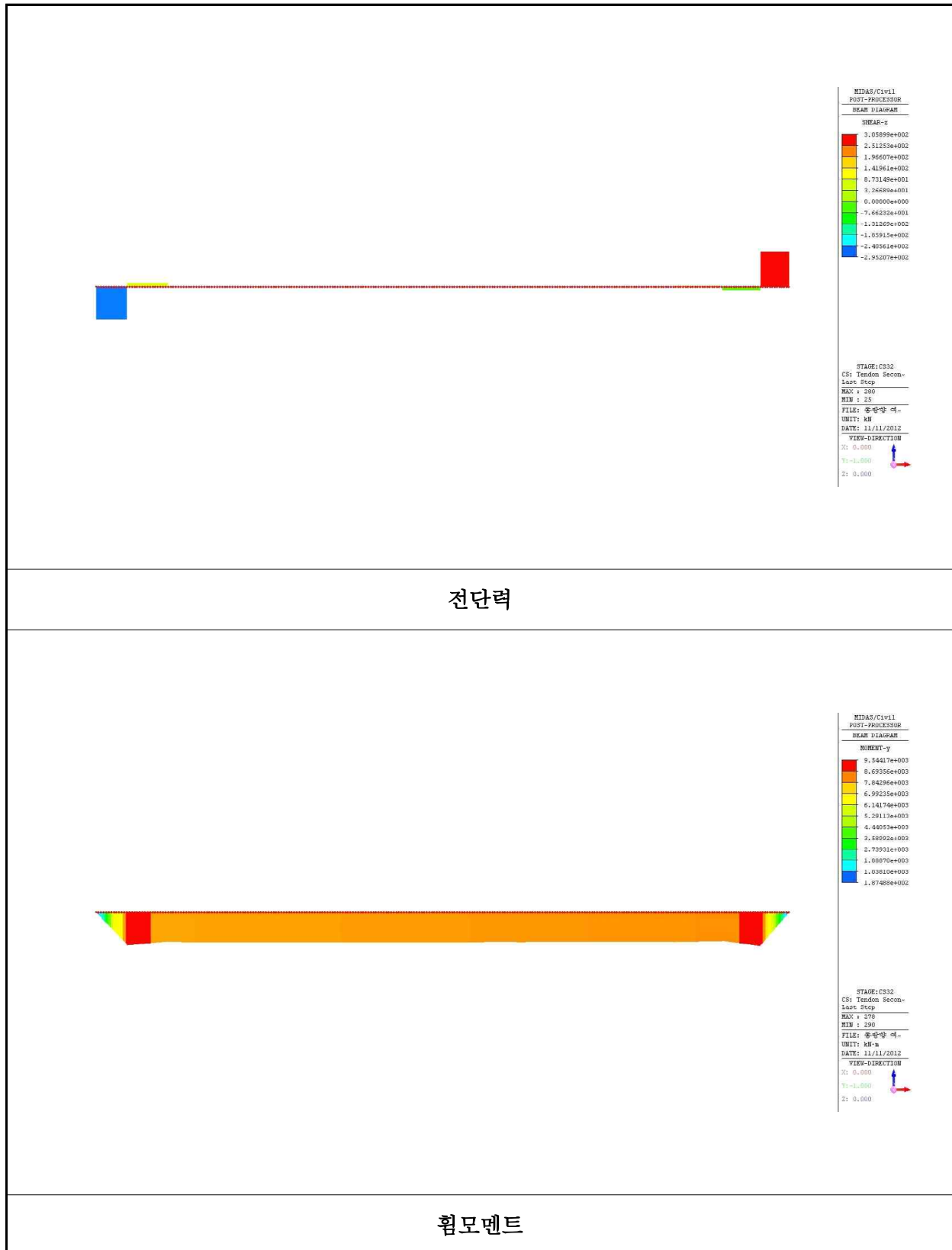
【그림 5.28】 단면력도(고정하중) (여주)

② 프리스트레스(Tendon Primary)



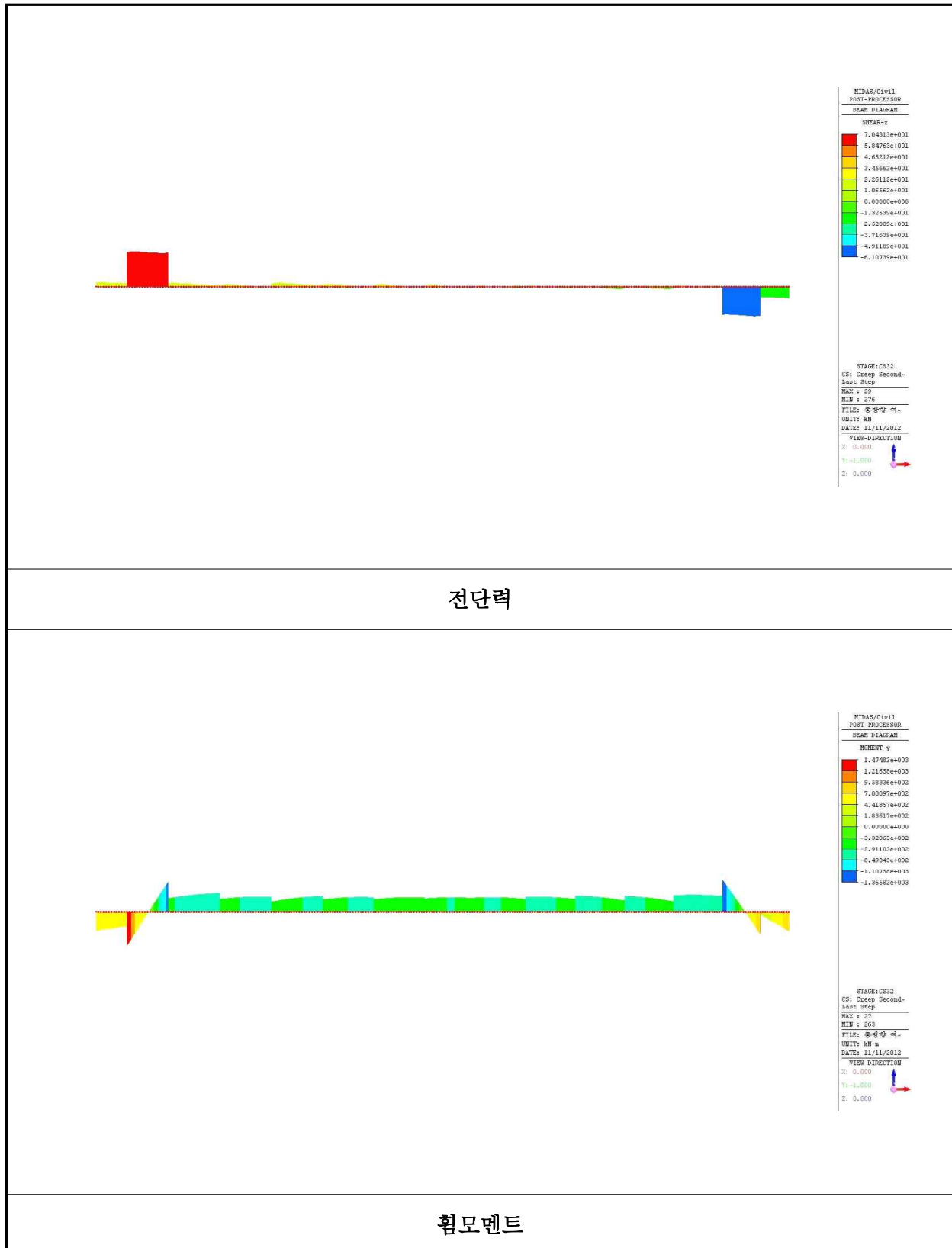
【그림 5.29】 단면력도(Tendon Primary)(여주)

③ 프리스트레스(Tendon Secondary)



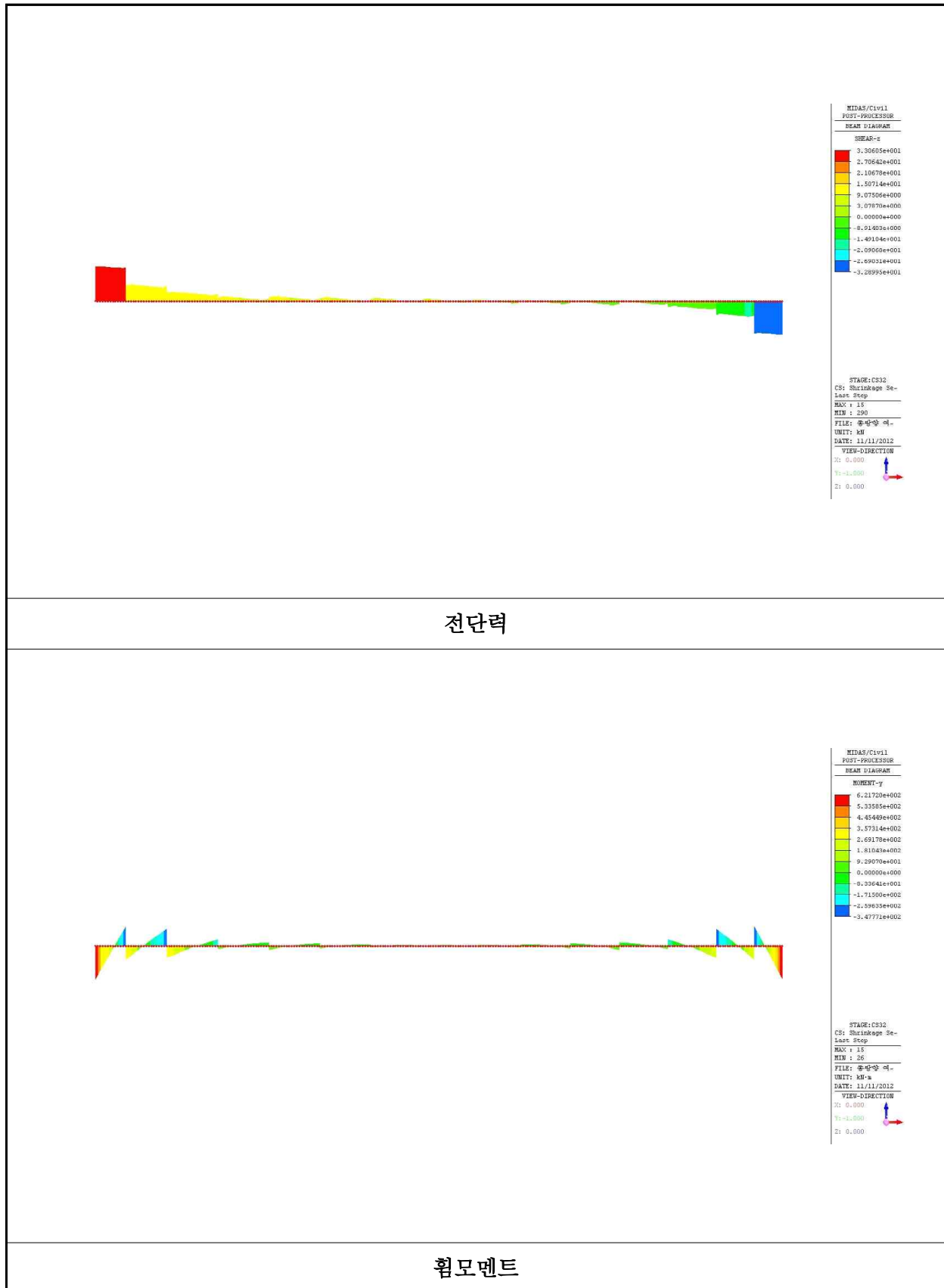
【그림 5.30】 단면력도(Tendon Secondary) (여주)

④ 크리프



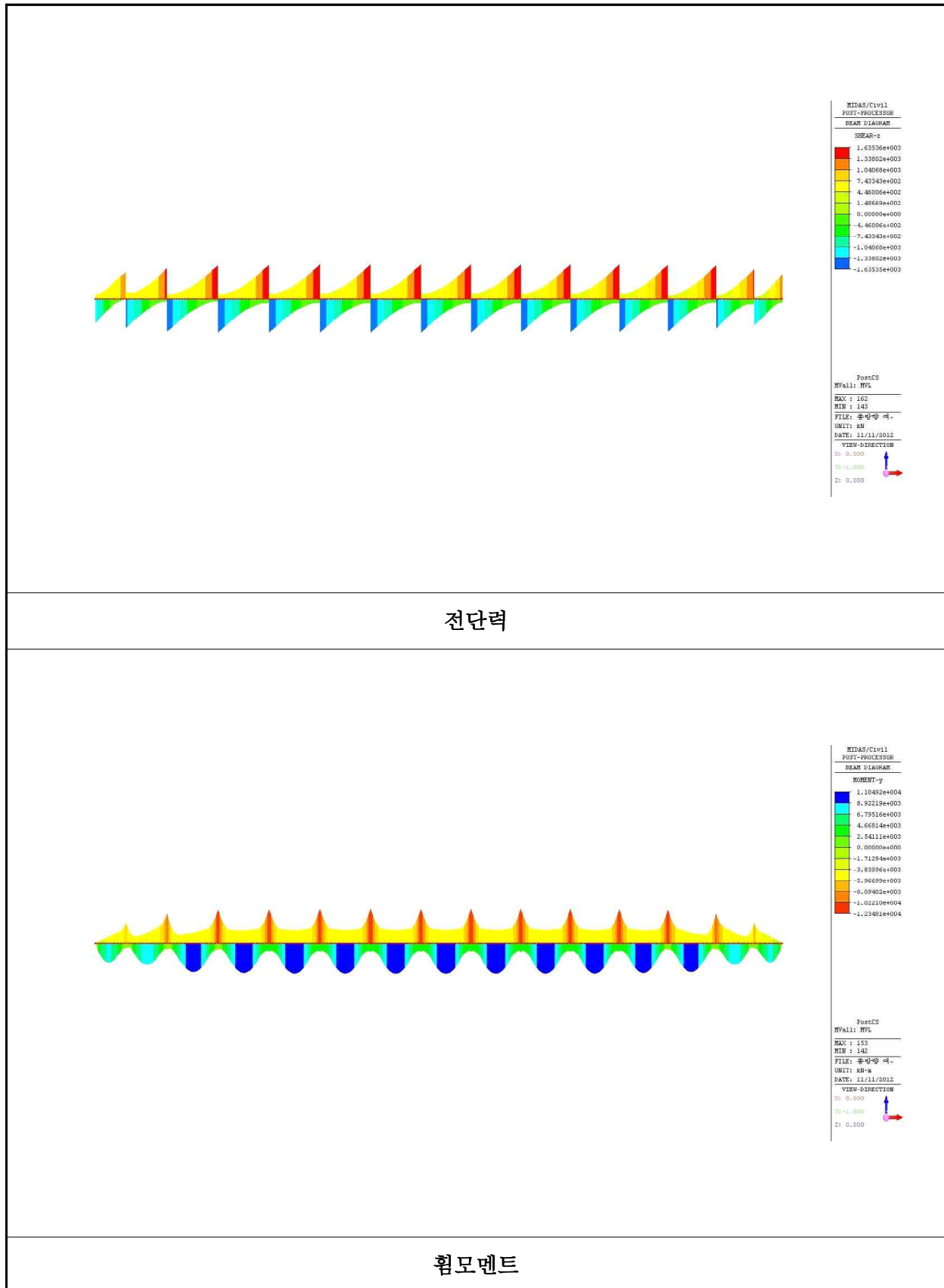
【그림 5.31】 단면력도(크리프) (여주)

⑤ 건조수축



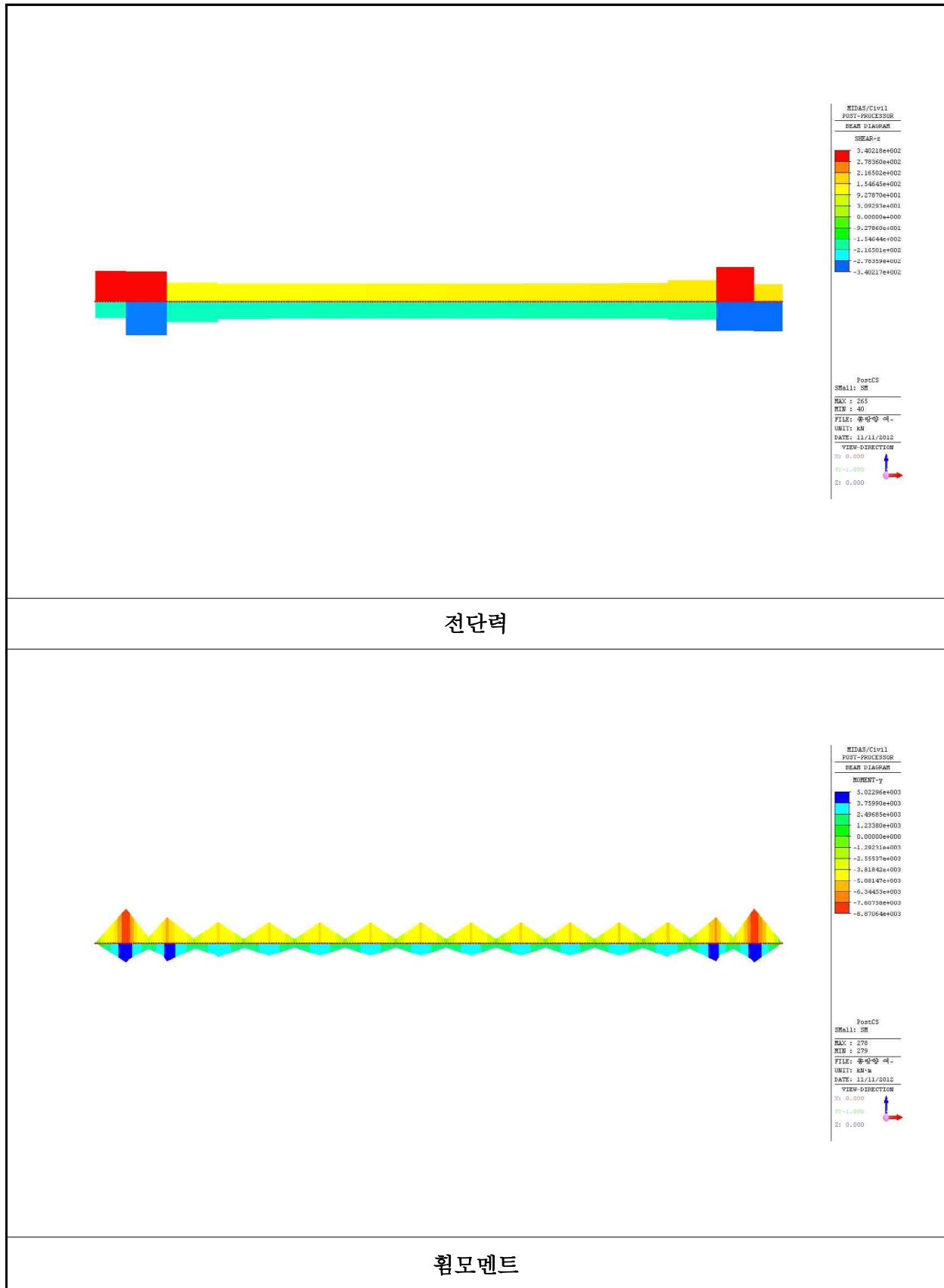
【그림 5.32】 단면력도(건조수축) (여주)

⑥ 활하중 (Envelope : DB-24, DL-24)



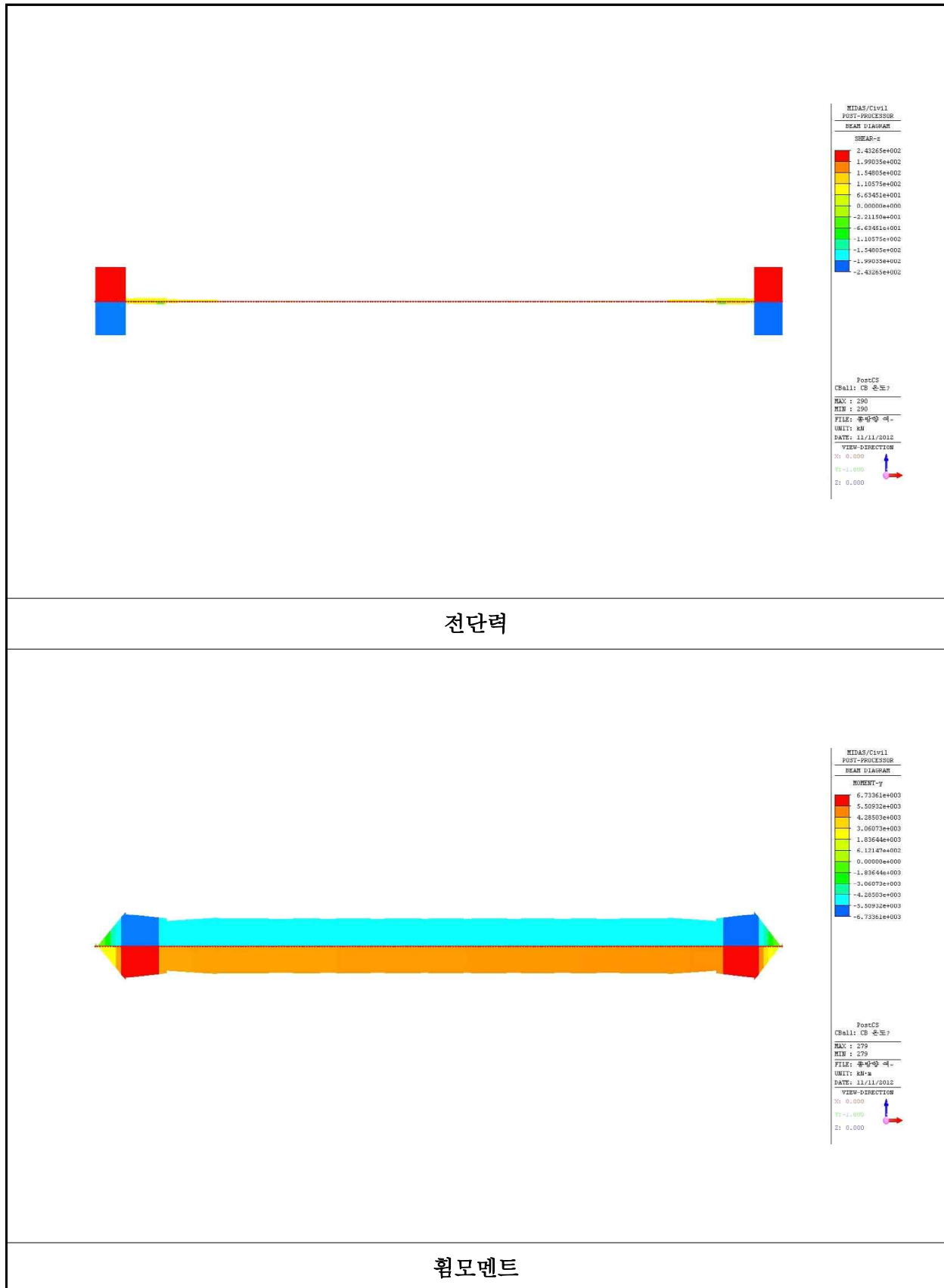
【그림 5.33】 단면력도(활하중) (여주)

⑦ 지점침하



【그림 5.34】 단면력도(지점침하) (여주)

⑧ 온도하중



【그림 5.35】 단면력도(온도하중) (여주)

2) 허용응력설계법에 의한 응력 검토

① 하중조합(허용응력설계법, 거더의 응력 검토시)

【표 5.15】 하중조합(허용응력설계법, 거더의 응력 검토시) (여주)

Case	하 중 조 합	증가계수
Case 1	주하중 + 주하중에 해당하는 특수하중	1.00
	$D + (L + I) + (PS + CS + SD)$	
Case 2	주하중 + 주하중에 해당하는 특수하중 + 온도변화의 영향	1.15
	$D + (L + I) + (PS + CS + SD) + T$	
Case 3	주하중 + 주하중에 해당하는 특수하중 + 풍하중	1.25
	$D + (L + I) + (PS + CS + SD) + W$	
Case 4	주하중 + 주하중에 해당하는 특수하중 + 온도변화의 영향 + 풍하중	1.35
	$D + (L + I) + (PS + CS + SD) + T + W$	

여기서,

D : 고정하중(자중) 및 2차 고정하중

L : 활하중

I : 충격하중

W : 풍하중

T : 온도변화의 영향

SD : 지점침하

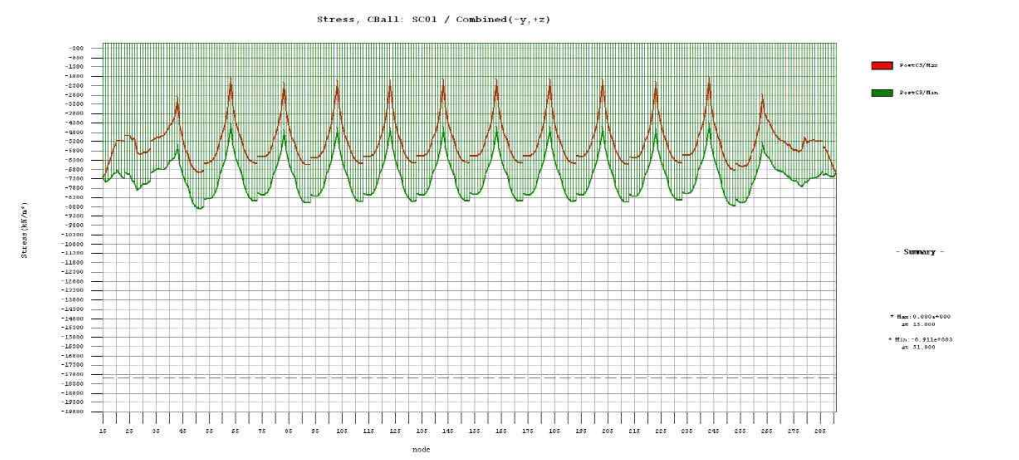
PS : 프리스트레스

CS : 크리프 및 건조수축

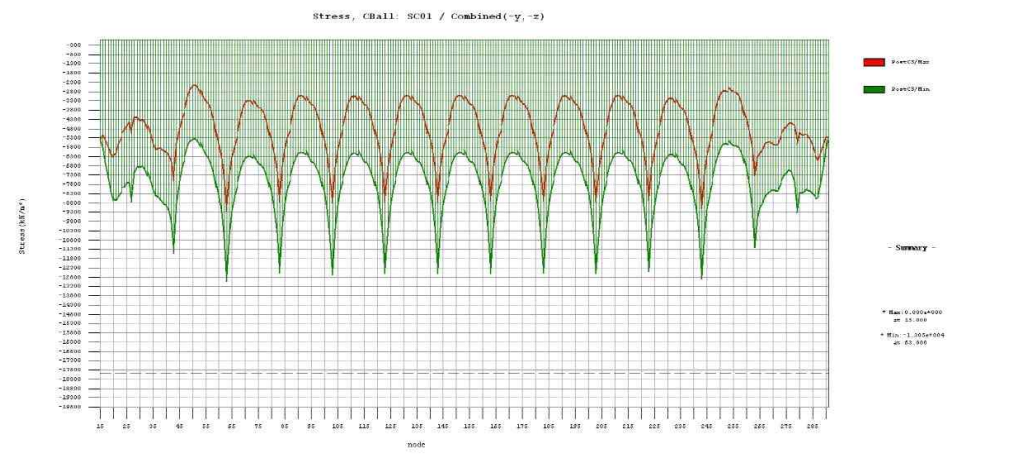
② 응력조합 결과

① 하중조합별 응력도

- Case 1

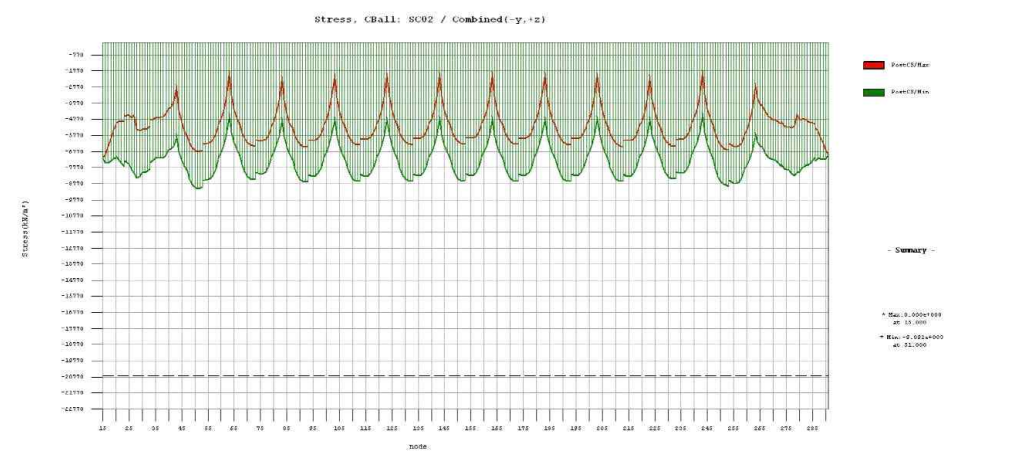


상면응력

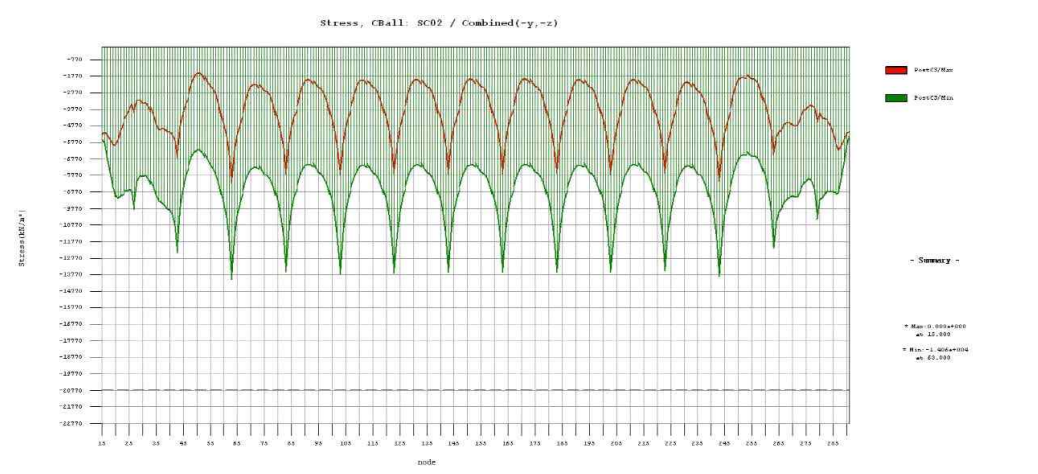


하연응력

• Case 2

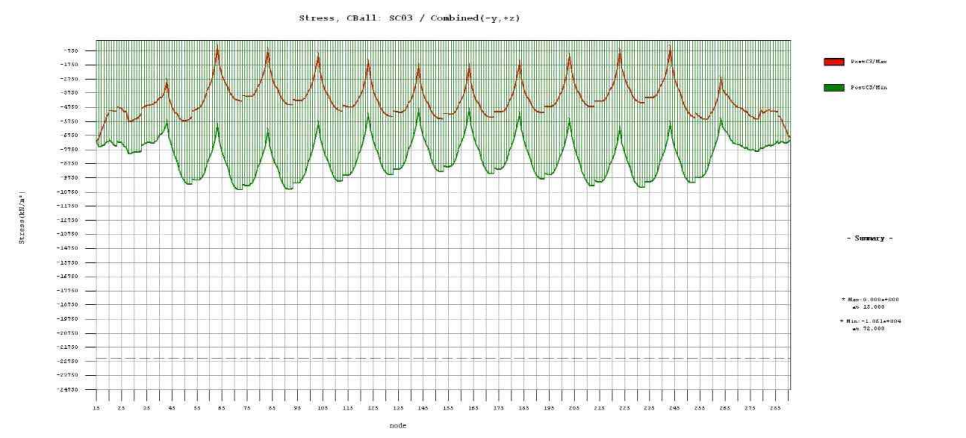


상연응력

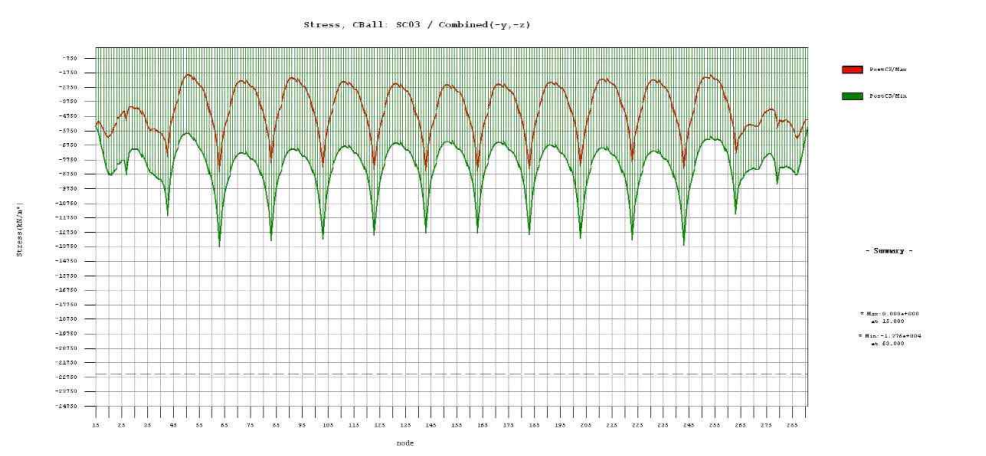


하연응력

• Case 3

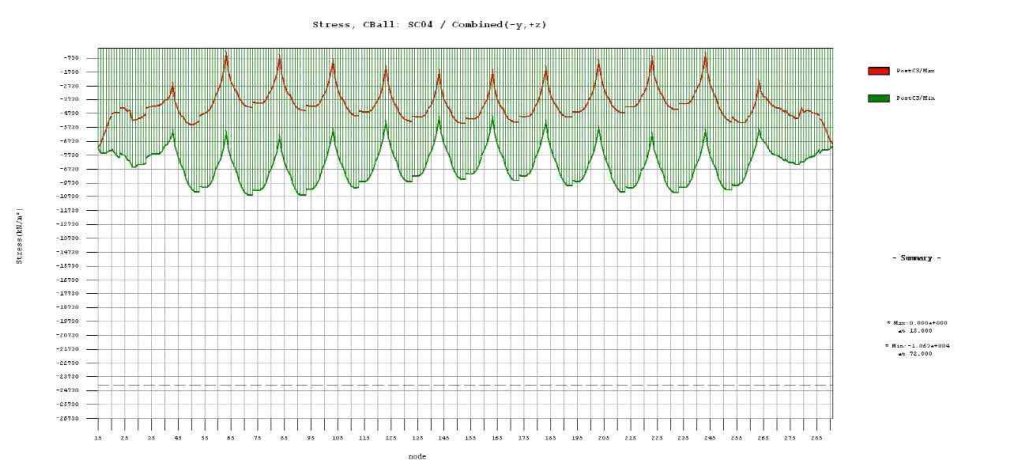


상연응력

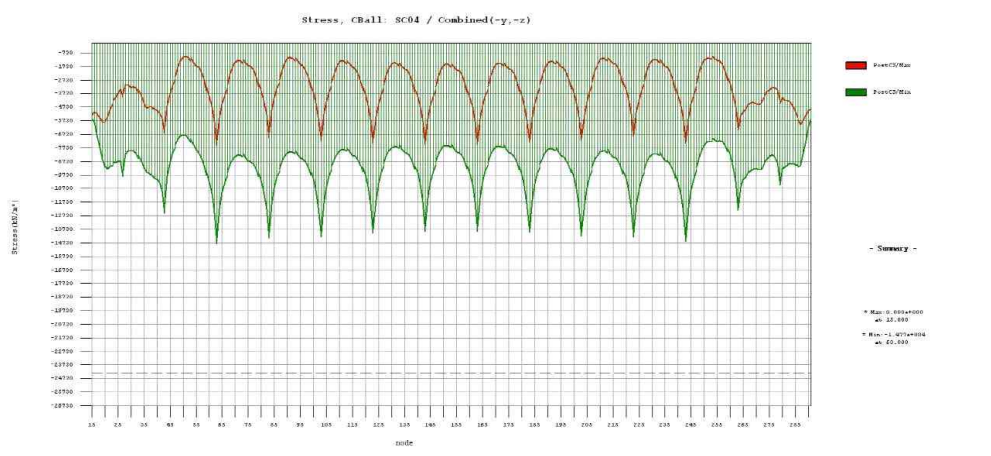


하연응력

• Case 4



상연응력



하연응력

③ 허용응력설계법에 의한 응력 검토

【표 5.16】 허용응력설계법에 의한 응력 검토(여주)

구 분		상연응력(MPa)		하연응력(MPa)	
		인 장	압 축	인 장	압 축
Case 1	발생응력	—	8.911	—	13.046
	허용응력	0.000	18.000	0.000	18.000
	안전율	—	2.02	—	1.38
Case 2	발생응력	—	9.092	—	14.057
	허용응력	0.000	20.700	0.000	20.700
	안전율	—	2.28	—	1.47
Case 3	발생응력	—	10.607	—	13.758
	허용응력	0.000	22.500	0.000	22.500
	안전율	—	2.12	—	1.64
Case 4	발생응력	—	10.633	—	14.769
	허용응력	0.000	24.300	0.000	24.300
	안전율	—	2.29	—	1.65
비 고		O.K(1.38)			

※ 사용하중 작용시, 손실 발생후 : 주하중+주하중에 해당하는 특수하중

허용 휨압축응력 : $0.45 f_{ck} = -18.00 \text{ MPa}$

허용 휨인장응력 : 0.00 MPa

3) 강도설계법에 의한 강도 검토

① 하중조합(강도설계법, 거더의 강도 검토시)

【표 5.17】 하중조합(강도설계법, 거더의 강도 검토시)(여주)

Case	하 중 조 합	비 고
U1	$1.30D + 1.00PS + 2.15(L + I)$	
U2	$1.30D + 1.00PS + 1.30W$	
U3	$1.30D + 1.00PS + 1.30(L + I) + 1.30(0.50W)$	
U4	$1.30D + 1.00PS + 1.30(L + I) + 1.30(SD + T + CS)$	
U5	$1.25D + 1.00PS + 1.25W + 1.25(SD + T + CS)$	
U6	$1.25D + 1.00PS + 1.25(L + I) + 1.25(0.50W) + 1.25(SD + T + CS)$	

여기서,

D : 고정하중(자중) 및 2차 고정하중

L : 활하중

I : 충격하중

W : 풍하중

T : 온도변화의 영향

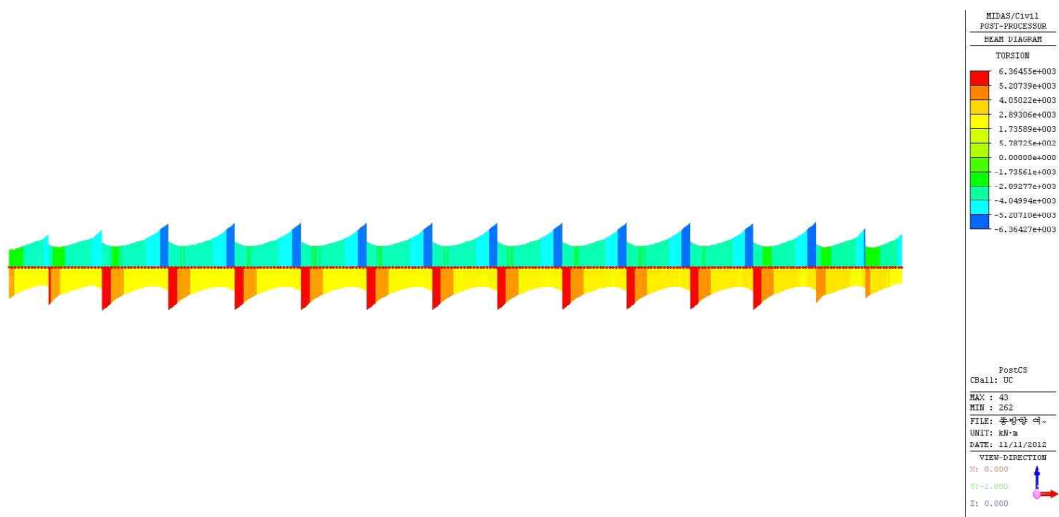
SD : 지점침하

PS : 프리스트레스

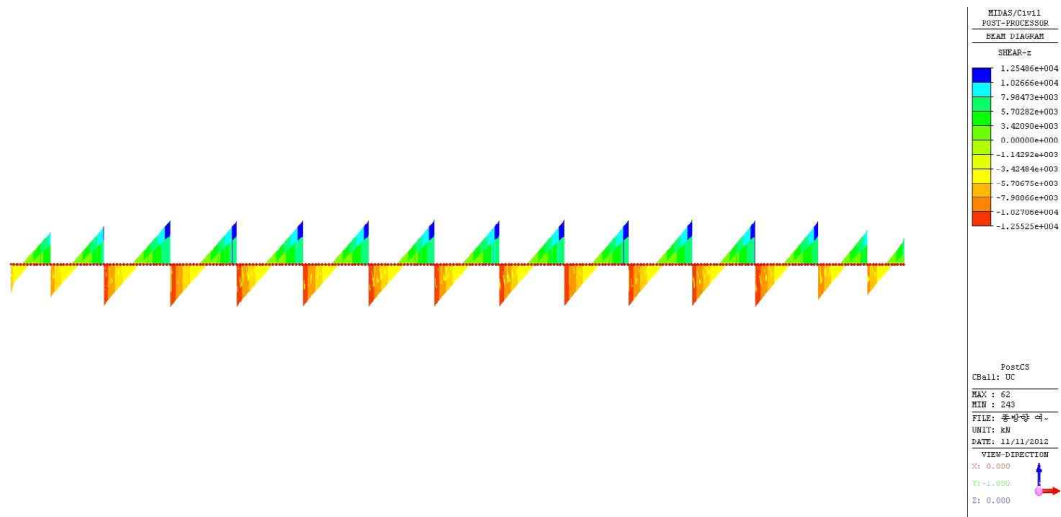
CS : 크리프 및 건조수축

② 계수하중 작용시의 단면력도

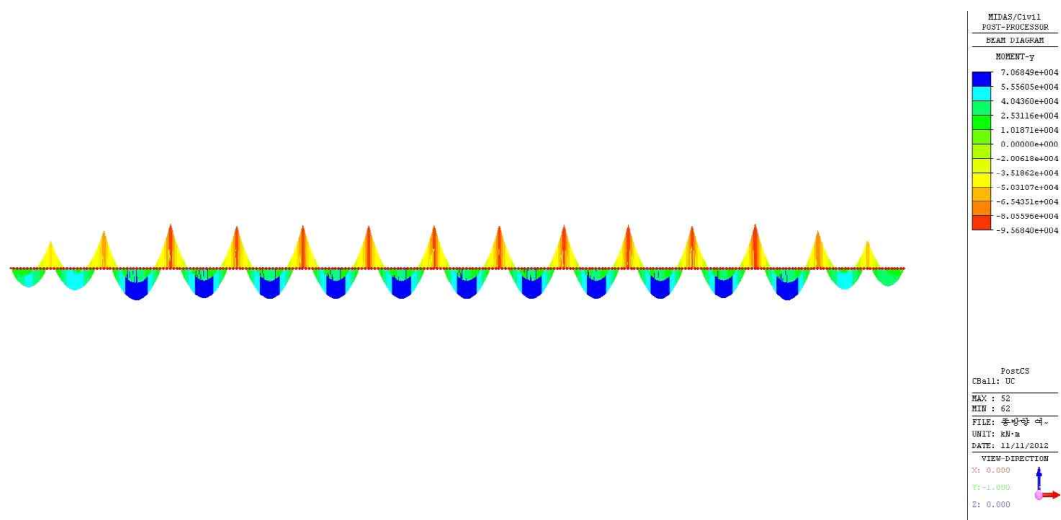
㉠ 계수비틀림모멘트



㉠ 계수전단력



㉡ 계수모멘트



③ 휨강도 검토

㉠ 최대 정모멘트부(S13)

• 검토조건

$$\begin{array}{llll}
 f_{pu} = 1900 \text{ MPa} & b = 12600 \text{ mm} & A_p = 35634.310 \text{ mm}^2 \\
 f_{ck} = 40 \text{ MPa} & d_p = 2674 \text{ mm} & A = 9.01E+06 \text{ mm}^2 \\
 I = 1.11E+13 \text{ mm}^4 & y_t = 1773 \text{ mm} & P_e = 21323.0 \text{ kN} \\
 \beta_1 = 0.766 & t = 280 \text{ mm} & M_u = 70684.9 \text{ kNm} \\
 \gamma_p = 0.28 & h = 2950 \text{ mm} &
 \end{array}$$

• PS강재의 응력

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right\} \right] \\
 &= 1900 \times \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \times \left\{ 0.00106 \times \frac{1900}{40} \right\} \right] \\
 &= 1865.1 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

• 중립축의 산정

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f_{ck} b} = \frac{35634.31 \times 1865.1}{0.85 \times 40 \times 12600} = 155 \text{ mm} < 280 \text{ mm}$$

∴ $a < t (= 280.0\text{mm})$ 이므로, 사각형 단면의 강도식을 적용

• 휨강도 검토(사각형 단면)

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi [A_p f_{ps} d_p \{1 - 0.59 (\frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}})\}] \\
 &= 0.85 \times [35634.31 \times 1865.1 \times 2674 \times \{1 - 0.59 \times (\frac{0.00106 \times 1865.1}{40})\}] \\
 &= 146647.8 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 70684.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K (2.07)}
 \end{aligned}$$

• 연성한계 검토(사각형 단면)

$$\begin{aligned}
 q_p &= \rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \leq 0.36 \beta_1 \\
 &= 0.00106 \times \frac{1865.1}{40} = 0.049 \leq 0.276 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

㉔ 최대 부모멘트부(P12)

• 검토조건

$$\begin{array}{llll}
 f_{pu} = 1900 \text{ MPa} & b = 5800 \text{ mm} & b_w = 900 \text{ mm} \\
 f_{ck} = 40 \text{ MPa} & d_p = 2730 \text{ mm} & A_p = 46591.12 \text{ mm}^2 \\
 I = 1.11\text{E}+13 \text{ mm}^4 & y_t = 1177 \text{ mm} & A = 9.01\text{E}+06 \text{ mm}^2 \\
 \beta_1 = 0.766 & t = 400 \text{ mm} & P_e = 32959.4 \text{ kN} \\
 \gamma_p = 0.28 & h = 2950 \text{ mm} & M_u = 95684.0 \text{ kNm}
 \end{array}$$

• PS강재의 응력

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right\} \right] \\
 &= 1900 \times \left[1 - \frac{0.28}{0.766} \times \left\{ 0.00294 \times \frac{1900}{40} \right\} \right] \\
 &= 1802.9 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

• 중립축의 산정

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f_{ck} b} = \frac{46591.12 \times 1802.9}{0.85 \times 40 \times 5800} = 426 \text{ mm} > 400 \text{ mm}$$

∴ a > t (= 400.0mm)이므로, 플랜지를 갖는 단면의 강도식을 적용

• 휨강도 검토(플랜지를 갖는 단면)

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nw} &= \phi \left[(A_p - A_{pf}) f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right] \\
 &= 0.85 \times \left[(46591.12 - 36962.04) \times 1802.9 \times \left(2730 - \frac{426}{2} \right) \right] \\
 &= 37142.9 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nf} &= \phi \left[0.85 f_{ck} (b - b_w) t \left(d_p - \frac{t}{2} \right) \right] \\
 &= 0.85 \times \left[0.85 \times 40 \times (5800 - 900) \times 400 \times \left(2730 - \frac{400}{2} \right) \right] \\
 &= 143311.7 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$A_{pf} = 0.85 f_{ck} (b - b_w) \frac{t}{f_{ps}} = 0.85 \times 40 \times (5800 - 900) \times \frac{400}{1802.9} = 36962.04 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi M_{nw} + \phi M_{nf} \\
 &= 37142.9 + 143311.7 \\
 &= 180454.6 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 95684.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K (1.89)}
 \end{aligned}$$

- 연성한계 검토(플랜지를 갖는 단면)

$$\begin{aligned}
 q_p &= A_{pw} \frac{f_{ps}}{b_w d_p f_{ck}} \leq 0.36 \beta_1 \\
 &= 9629.08 \times \frac{1802.9}{900 \times 2730 \times 40} = 0.177 \leq 0.276 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

【표 5.18】 강도설계법에 의한 휨강도 검토(여주)

구 분	휨강도 검토 (kN·m)		연성한계 검토		비 고
	ϕM_n	M_u	$0.36\beta_1$	q_p	
최대 정모멘트부(S13)	146647.8	70684.9	0.276	0.049	O.K(2.07)
최대 부모멘트부(P12)	180454.6	95684.0	0.276	0.177	O.K(1.89)

④ 전단강도검토

㉠ 최대 부모멘트부(P12)

- 검토조건

$$\begin{array}{llll}
 f_{ck} = & 40 \text{ MPa} & b_w = & 900 \text{ mm} & I_g = & 1.11\text{E}+13 \text{ mm}^4 \\
 f_y = & 400 \text{ MPa} & h = & 2950 \text{ mm} & A_c = & 9.01\text{E}+06 \text{ mm}^2 \\
 f_{pu} = & 1900 \text{ MPa} & d_p = & 2730 \text{ mm} & \phi_v = & 0.80 \\
 f_{py} = & 1600 \text{ MPa} & y_t = & 1177 \text{ mm} & &
 \end{array}$$

- 설계 단면력

계 수 하 중		고 정 하 중			유효 프리스트레스력	
M_u (kNm)	V_u (kN)	M_d (kNm)	V_d (kN)	f_d (MPa)	P_e (kN)	f_{pe} (MPa)
95684.0	12552.5	73007.1	9079.5	7.719	32959.4	6.993

- 콘크리트가 부담하는 전단강도의 산정

$$d = 0.80 \times 2950 = 2360 \text{ mm} < d_p = 2730 \text{ mm}$$

$$\therefore d = 2730 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (0.50 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d)$$

$$= (11.13E + 12/1177) \times (0.50 \times \sqrt{40.0} + 6.993 - 7.719) / 1000000 = 23035.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{max} = M_u - M_d = 95684.0 - 73007.1 = 22676.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_i = V_u - V_d = 12552.5 - 9079.5 = 3473.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$= 0.05 \sqrt{40} \times 900 \times 2730 / 1000 + 9079.5 + 3473.0 \times (23035.7 / 22676.9) = 13384.4 \text{ kN}$$

$$\text{Min } V_{ci} = 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d$$

$$= 0.14 \times \sqrt{40} \times 900 \times 2730 / 1000 = 2175.6 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 13384.4 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = 32959.4 \times 1000 / (9.01E + 06) = 3.656 \text{ MPa}$$

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

$$= \{ (0.29 \times \sqrt{40} + 0.3 \times 3.656) \times 900 \times 2730 \} / 1000 + 0.0$$

$$= 7201.7 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c = 1/2 \times 0.80 \times 7201.7 = 2880.7 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.80 \times 7201.7 = 5761.4 \text{ kN}$$

$$V_u = 12552.5 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_c < V_u \quad \Rightarrow \text{전단철근 보강}$$

- 철근이 부담하는 전단력 산정 및 전단 철근량 산정

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = (12552.5 - 5761.4) / 0.80 = 8488.9 \text{ kN}$$

$$V_{s \max} = 2/3 \sqrt{f_{ck}} b_w d = (2/3 \times \sqrt{40} \times 900 \times 2730) / 1000 = 10359.8 \text{ kN}$$

$$\therefore V_s = 8488.9 \text{ kN}$$

$$\text{req'd } A_v = V_s S / (f_y d) \quad s = 125 \text{ mm}$$

$$= 8488.9 \times 1000 \times 125 / (400 \times 2730) = 971.70 \text{ mm}^2$$

• 복부 철근량 검토

– 복부 1개당 필요한 사인장 철근량

$$A_{s1} = 971.70 \text{ (mm}^2 / 2\text{webs)}$$

$$\text{철근 하나당 } A_{s1} = 971.70 / 4 = 242.92 \text{ (mm}^2 / \text{Re-bar)}$$

– 복부에 생기는 휨모멘트에 저항하는 데 필요한 철근량(횡방향 해석 참조)

$$A_{s2} = 1858.00 \text{ (mm}^2 / \text{m)}$$

$$\text{철근 하나당 } A_{s2} = 1858.00 \times 125 / 1000 = 232.25 \text{ (mm}^2 / \text{Re-bar)}$$

– 간격 s내의 비틀림에 저항하는 폐쇄스터럽의 다리 1개의 면적–

$$A_t = 0.00 \text{ (mm}^2)$$

– 필요한 복부 철근량

$$A_s = A_{s1} + 0.5 A_{s2} + A_t$$

$$= 242.92 + 0.5 \times 232.25 + 0.00 = 359.05 \text{ (mm}^2 / \text{Re-bar)} > A_{s2} = 232.25 \text{ (mm}^2 / \text{Re-bar)}$$

$$\therefore \text{복부 철근량} = 359.05 \text{ (mm}^2 / \text{Re-bar)}$$

– 실제 배근량

$$\text{Use H25 @ 1 EA (s = 125mm)}$$

$$\text{Use } A_s = 506.70 \text{ (mm}^2 / \text{Re-bar)} > \text{Req}_A = 359.05 \text{ (mm}^2 / \text{Re-bar)} \quad \text{O.K}$$

– 전단 강도 검토

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 18303.3 \text{ kN} > V_u = 12552.5 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

【표 5.19】 강도설계법에 의한 전단강도 검토(여주)

구 분	A_{v_req} (mm ² /Re-bar)	A_{v_use} (mm ² /Re-bar)	V_u (kN)	ΦV_n (kN)	비 고
최대 부모멘트부	359.05	506.70	12552.5	18303.3	O.K(1.46)

⑤ 비틀림강도 검토

- 최대 부모멘트부 (P12)

$$T_u = 6364.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

p_{cp} : 29700 mm (전단면의 둘레길이)

A_{cp} : 20600000 mm (콘크리트 단면 바깥둘레로 싸인 단면적)

$$\begin{aligned} \phi T_{cr}/4 &= \phi \times 1/12 \times \sqrt{f_{ck}} \times A_{cp}^2 / p_{cp} \times \sqrt{1 + f_{pc} / (\sqrt{1/3} f_{ck})} \\ &= \{0.80 \times 1/12 \times \sqrt{40} \times 20600000^2 / 29700 \times \sqrt{1 + 3.656 / (\sqrt{1/3} \times 40)}\} / 1000000 \\ &= 9962.1 \text{ kN} \cdot \text{m} > T_u = 6364.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \Rightarrow \text{비틀림 고려 불필요} \end{aligned}$$

4) 교량받침용량 검토

【표 5.20】 교량받침용량 검토(여주)

구 분	고정하중+ CS+ PS 하중	활하중	온도하중	지점침하	반력 집계 (kN/2EA)	받침용량 (kN/2EA)	비고
A1	4735.552	1183.946	242.694	167.374	6329.566	9000.000	O.K
P1	9979.777	2180.717	264.011	636.197	13060.701	20000.000	O.K
P2	12517.958	2547.209	33.525	497.659	15596.350	20000.000	O.K
P3	13852.286	2746.015	11.624	356.384	16966.309	20000.000	O.K
P4	13494.212	2767.182	2.063	345.761	16609.217	20000.000	O.K
P5	13590.255	2785.772	1.407	345.072	16722.505	20000.000	O.K
P6	13565.575	2787.474	0.517	345.027	16698.593	20000.000	O.K
P7	13571.298	2788.621	0.724	345.025	16705.668	20000.000	O.K
P8	13572.066	2788.620	0.724	345.026	16706.435	20000.000	O.K
P9	13564.179	2787.473	0.517	345.027	16697.196	20000.000	O.K
P10	13470.351	2785.772	1.407	345.073	16602.602	20000.000	O.K
P11	13499.084	2767.180	2.063	345.760	16614.087	20000.000	O.K
P12	13847.860	2746.015	11.624	356.385	16961.884	20000.000	O.K
P13	12481.442	2547.210	33.525	497.660	15559.837	20000.000	O.K
P14	10032.988	2180.717	264.012	636.199	13113.916	20000.000	O.K
A2	3835.502	1183.936	242.695	167.375	5429.508	9000.000	O.K

주) 1. 거더 1개당 받침이 2개로 사용받침용량은 받침 2개당 용량임.

2. "L.R.B 완제품 성능시험 계획서_중부내륙 14공구 죽원1교(1999.3) 참조(부록에 수록)

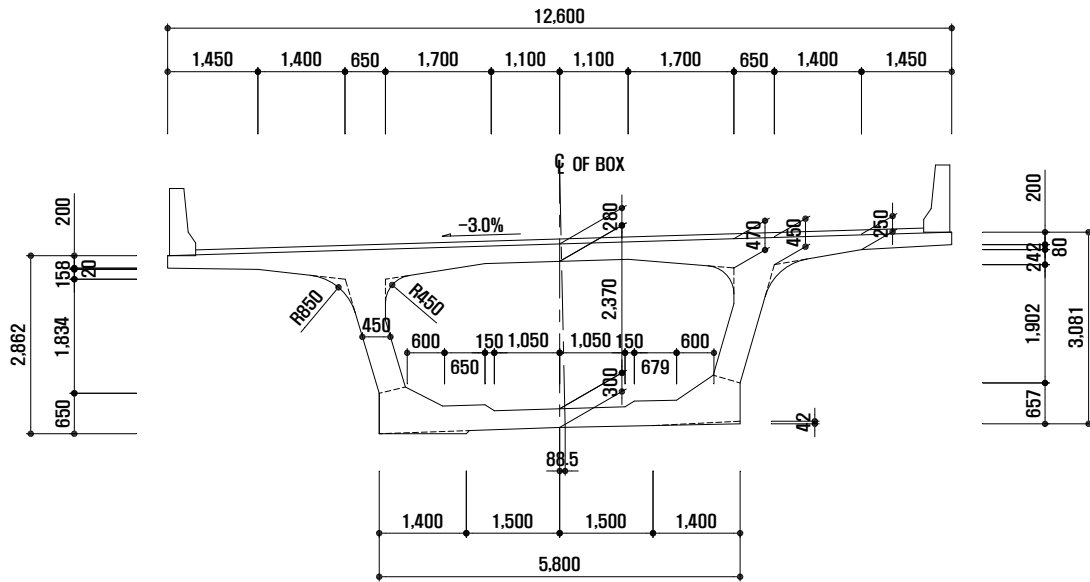
3. 반력 발생방향이 하향을 정(+), 상향을 부(-)로 표기함.

교량받침용량에 대한 검토결과, 현재 설치되어 있는 받침의 용량이 최대 발생반력값보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

5.2.2.2 횡방향 구조해석 및 검토

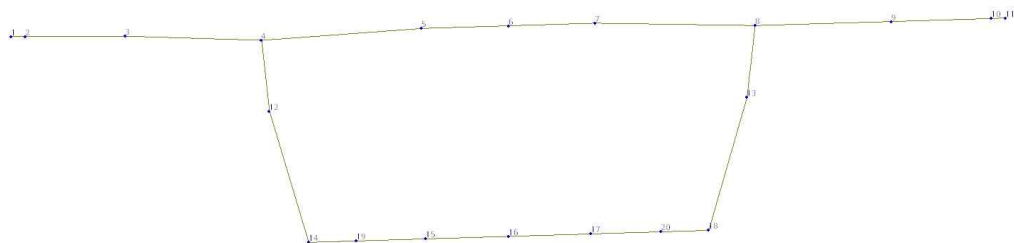
가. 방호벽 구간(S7~S15)

1) 해석단면

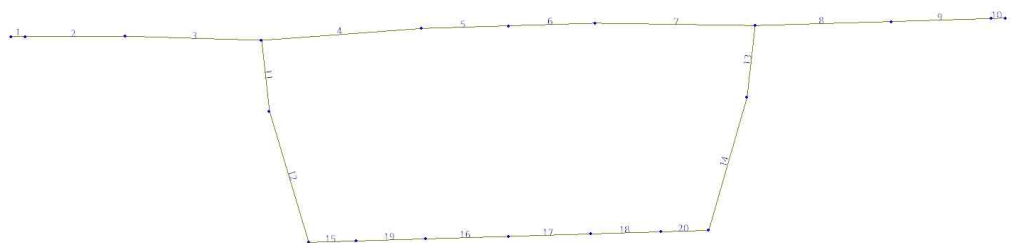


【그림 5.36】 해석단면(여주, 방호벽구간)

2) 횡방향 모델링



< 절점번호 >



< 부재번호 >

【그림 5.37】 횡방향 모델링(여주, 방호벽구간)

3) 하중 산정

① 고정하중

㉠ PSC Box Girder : $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$ (프로그램 내에서 자중고려)

㉡ 포장

포장 단위중량 : $\gamma_a = 23.0 \text{ kN/m}^3$

포장 두께 : $t_p = 80 \text{ mm}$

$W_1 = 0.080 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}$

㉢ 방호벽(좌·우측)

(단위 : mm)	NO.	계 산 식	P (kN)	X (m)	M (kN · m)
	①	$0.230 \times 1.080 \times 25$	6.210	0.145	0.900
	②	$0.070 \times 0.700 \times 25/2$	0.613	0.283	0.174
	③	$0.070 \times 0.175 \times 25$	0.306	0.295	0.090
	④	$0.120 \times 0.175 \times 25/2$	0.263	0.370	0.097
	⑤	$0.190 \times 0.205 \times 25$	0.974	0.355	0.346
	Σ		8.365	0.192	1.607

② 활하중

㉠ DB-24 : $P_f = 24 \text{ kN}$ (전륜하중)

$P_r = 96 \text{ kN}$ (후륜하중)

㉡ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.300$$

• 방호벽측 : $i = \frac{15}{40 + 2.850} = 0.350 > 0.300$ 이므로, $i = 0.300 (L = 2.850 \text{ m})$

• 중앙부 : $i = \frac{15}{40 + 5.600} = 0.329 > 0.300$ 이므로, $i = 0.300 (L = 5.600 \text{ m})$

㉡ 축하중

- 방호벽측 : $P_r = 96 \times 1.300 = 124.800 \text{ kN}$, $P_f = 24 \times 1.300 = 31.200 \text{ kN}$
- 중앙부 : $P_r = 96 \times 1.300 = 124.800 \text{ kN}$, $P_f = 24 \times 1.300 = 31.200 \text{ kN}$

㉢ 활하중에 의한 윤하중 분포폭 산정

- 방호벽(좌·우측)

－ 평균단면 두께

- ① 208 mm ② 221 mm ③ 238 mm ④ 329 mm ⑤ 418 mm ⑥ 439 mm

－ 도로교 설계기준에 따른 분포폭

$$E1 = 0.8 X + 1.140 = 0.8 \times 1.300 + 1.140 = 2.180 \text{ m}$$

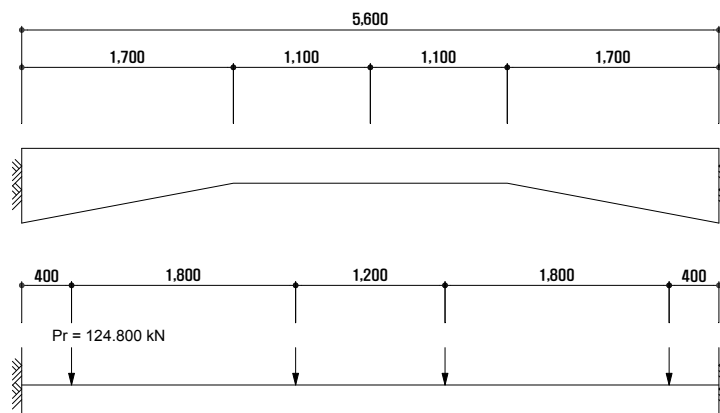
$$E2 = 0.8 X + 1.140 = 0.8 \times 0.300 + 1.140 = 1.380 \text{ m}$$

－ 캔틸레버부에 작용하는 축하중

$$P_{c1} = 124.80 / 2.180 = 57.248 \text{ kN}$$

$$P_{c2} = 124.80 / 1.380 = 90.435 \text{ kN}$$

- 중앙부



- 도로교 설계기준에 따른 분포폭

$$E = 2.4 L / (L + 0.6) \quad (\text{단, 경간이 } 7.3 \text{ m 이하인 경우})$$

$$E = 2.4 \times 5.600 / (5.600 + 0.6) = 2.168 \text{ m}$$

∴ 캔틸레버부에 작용하는 축하중

$$P_{s1} = 124.80 / 2.168 = 57.565 \text{ kN}$$

- 설계 축하중

설계 축하중(kN)		
방호벽		중앙부
57.248	90.435	57.565
P_{c1}	P_{c2}	P_{s1}

- 활하중 재하시 도로교 설계기준에서 제시한 재하가능 차선수를 결정하고, 결정된 재하가능 차선수 이내에서 최대의 편심효과를 얻을 수 있도록 함.

- 최대재하 차로수 : $9.1 \leq W_c (= 11.7 \text{ m}) < 12.8$ 이므로, 3차로 재하

- $W = W_c / N = 11.7 / 3 = 3.900 \text{ m} > 3.600 \text{ m}$ 이므로,

$$\therefore W = 3.600 \text{ m}$$

③ 풍하중

㉠ 단위면적당 작용하는 풍하중

- 단위면적당 작용하는 풍하중 (kN/m^2)

$$p = \frac{1}{2} \rho V_d^2 C_d G = \frac{1}{2} \times 1.225 \times 29.995^2 \times 1.789 \times 1.900 = 1.873 \text{ kN/m}^2$$

- 설계기준 풍속

: 태풍이나 돌풍에 취약한 지역에 위치한 중대지간의 교량

$$V_d = 1.925 \left[\frac{Z}{Z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad Z \geq Z_b \quad \leftarrow \text{지역별 기본풍속}(V_{10}) = 30 \text{ m/s (구분 I)}$$

$$\leftarrow \text{지표조도} : \alpha = 0.16, Z_G = 600 \text{ m},$$

$$= 1.925 \left[\frac{Z}{Z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad Z < Z_b \quad \begin{matrix} Z_b = 10 \text{ m (구분 II)} \\ \leftarrow Z = 25.8 \text{ m (교각 평균높이)} \end{matrix}$$

$$V_d = 1.925 (10.0 / 600.0)^{0.16} \times 30.0 = 29.995 \text{ m/s}$$

- 항력계수

$$C_d = 2.1 - 0.1 (B/D) \quad (1 \leq B/D < 8)$$

$$= 1.3 \quad (B/D > 8)$$

$$C_d = 2.1 - 0.1 \times (12.600/4.050) = 1.789$$

- 거스트 응답계수 : $G = 1.900$

㉞ 풍하중 산정

- 방호벽

$$P_{w1} = 1.870 \text{ kN/m}^2 \times 1.280 = 2.397 \text{ kN/m} \quad (\text{활하중 재하시 고려})$$

$$M_{w1} = 2.40 \text{ kN/m}^2 \times 0.640 = 1.534 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 복부

$$W_w = 1.870 \text{ kN/m}^2 \times 1.000 = 1.873 \text{ kN/m/m} \quad (\text{활하중 재하시 고려})$$

④ 온도하중

㉟ 선팽창계수 : $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$

㊱ 온도차 : $\Delta T = \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ (바닥판 부재 상·하연의 온도차)

㊲ 온도변화 : $\Delta T = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ (부재두께 70cm 이하인 경우)

4) 하중조합

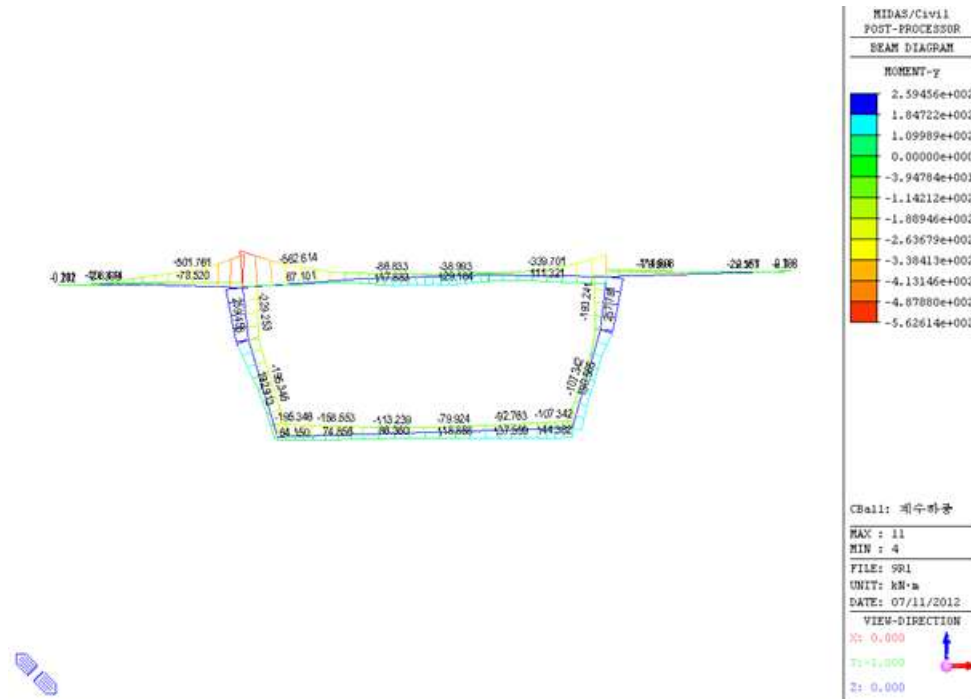
계수하중에 의한 강도 검토 및 사용하중에 의한 사용성 검토를 실시하기 위하여 도로 교 설계기준을 바탕으로 다음과 같이 하중을 조합하였다.

【표 5.21】 하중조합(여주, 방호벽구간)

구 분		고정하중	활하중	풍하중	온도하중
계수 하중 조합	UC1	1.300	2.150	—	—
	UC2	1.300	—	1.300	—
	UC3	1.300	1.300	0.650	—
	UC4	1.300	1.300	—	1.300
	UC5	1.250	—	1.250	1.250
	UC6	1.250	1.250	0.625	1.250
사용 하중 조합	SC1	1.000	1.000	0.500	1.000
	SC2	1.000	—	1.000	1.000

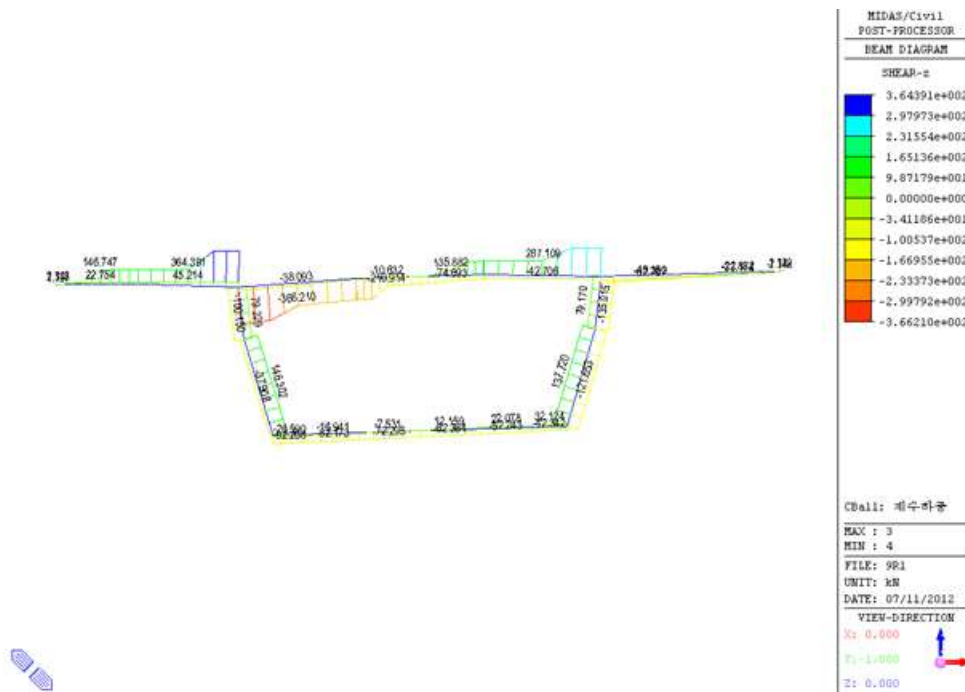
5) 해석결과 및 단면검토

- ① 단면력도
- ㉠ 계수모멘트



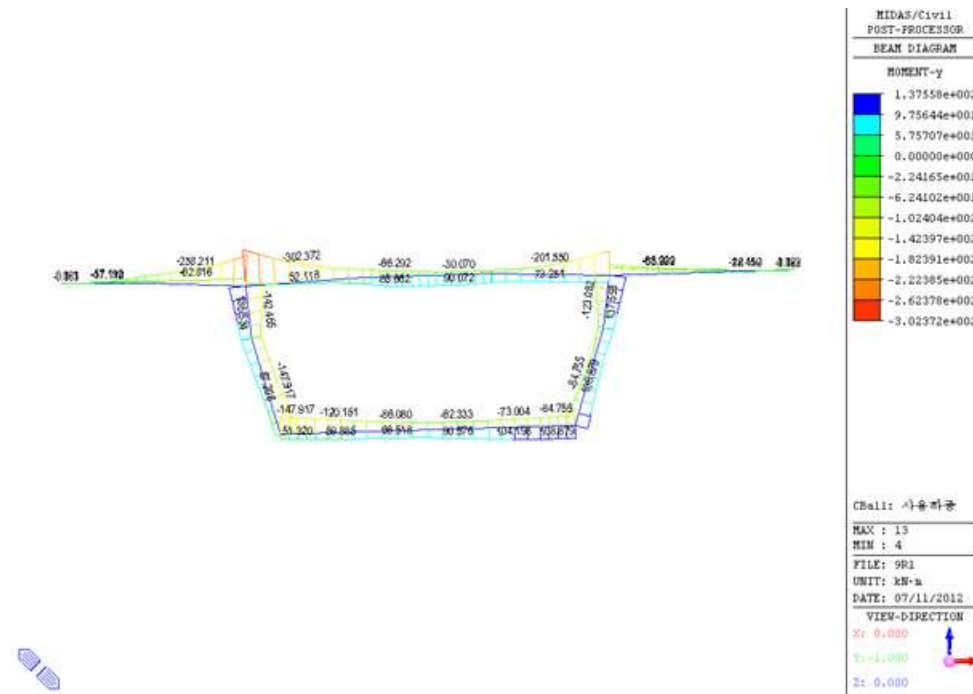
【그림 5.38】 단면력도(계수모멘트)(여주, 방호벽구간)

- ㉡ 계수전단력



【그림 5.39】 단면력도(계수전단력)(여주, 방호벽구간)

㉔ 사용모멘트



【그림 5.40】 단면력도(사용모멘트) (여주, 방호벽구간)

② 단면력 집계

【표 5.22】 하중조합별 단면력 집계 (여주, 방호벽구간)

구 분	계수모멘트	계수전단력	사용하중모멘트	비 고
	(Mu, kN·m)	(Vu, kN)	(Mmax, kN·m)	
캔틸레버부 지점부	501.8	364.4	258.2	
상부슬래브 지점부	562.6	366.2	302.4	
상부슬래브 중앙부	129.2	74.7	90.1	
벽 체	259.5	146.3	147.9	
하부슬래브 지점부	196.3	92.2	199.0	
하부슬래브 중앙부	118.9	62.4	140.1	

③ 단면검토

【표 5.23】 단면검토(여주, 방호벽구간)

검토 위치	사용철근량 (mm ²)	Vu (kN)	ØVn (kN)	안전율 (ØVn/Vu)	Mu (kN·m)	ØMn (kN·m)	안전율 (ØVn/Vu)
캔틸레버부 지점부	H29@125=5139mm ²	—	—	—	501.76	640.32	O.K (1.28)
상부슬래브 지점부	H29@125=5139mm ²	—	—	—	562.61	675.26	O.K (1.20)
상부슬래브 중앙부	H19@125=2292mm ²	—	—	—	129.18	167.58	O.K (1.30)
벽 체	H25@125=4054mm ²	146.30	169.60	O.K (1.16)	259.46	514.82	O.K (1.98)
하부슬래브 지점부	H19@125=2292mm ²	92.21	296.8	O.K (3.22)	196.35	261.09	O.K (1.33)
하부슬래브 중앙부	H19@125=2292mm ²	62.36	67.04	O.K (1.08)	118.86	183.24	O.K (1.54)

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

6) 바닥판 사용성(균열) 검토

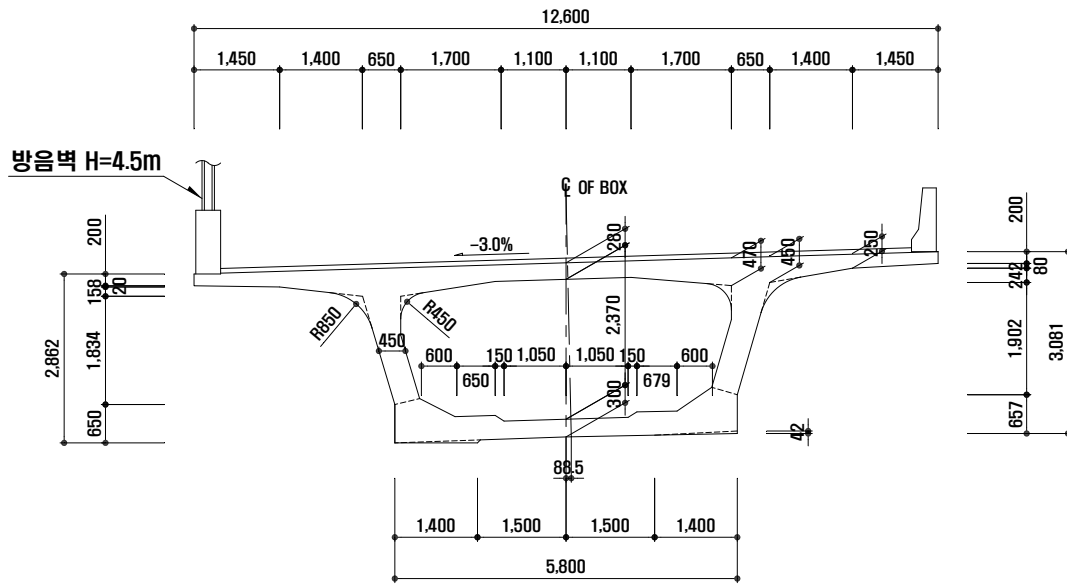
【표 5.24】 바닥판의 사용성(균열) 검토(여주, 방호벽구간)

구 분	M _o (kN·m)	인장응력(f _s) (MPa)	허용응력(f _{sa}) (MPa)	철근 평균간격(s) (mm)	철근 소요중심간격(s _a) (mm)	검토 결과
캔틸레버부 지점부	258.21	141.856	240.000	125.00	444.11	O.K
상부슬래브 지점부	302.37	157.815	240.000	125.00	392.13	O.K
상부슬래브 중앙부	90.07	190.569	240.000	125.00	311.99	O.K
벽 체	147.92	101.828	240.000	125.00	618.69	O.K
하부슬래브 지점부	199.03	271.693	240.000	125.00	188.60	O.K
하부슬래브 중앙부	140.12	271.568	240.000	125.00	188.73	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

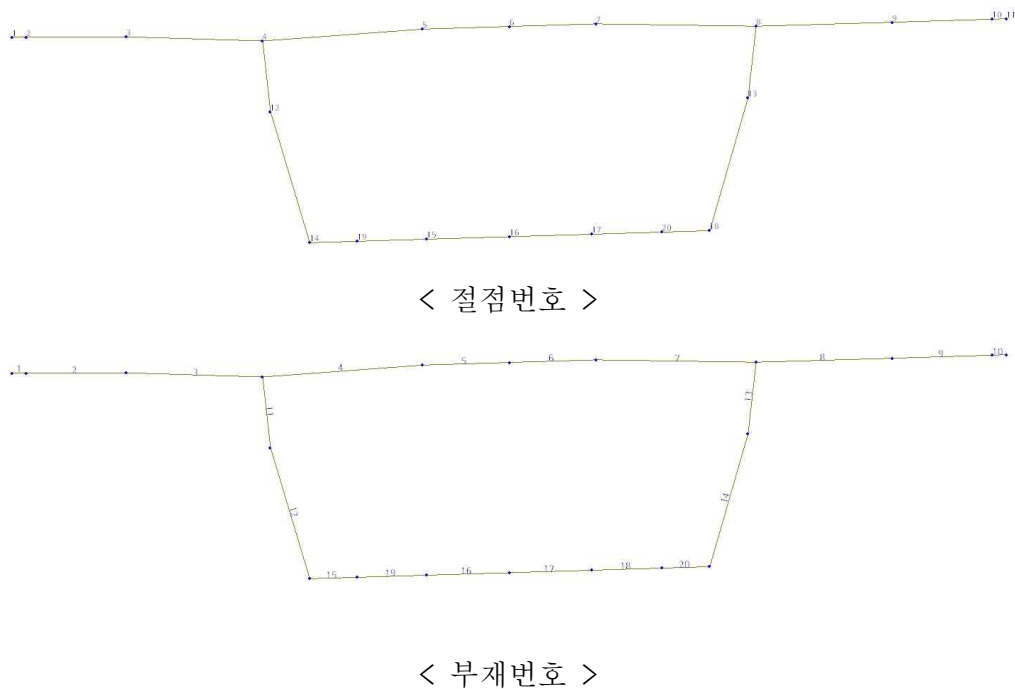
나. 방음벽 구간(S1~S6)

1) 해석단면



【그림 5.41】 해석단면(여주, 방음벽구간)

2) 횡방향 모델링



【그림 5.42】 횡방향 모델링(여주, 방음벽구간)

3) 하중 산정

① 고정하중

㉠ PSC Box Girder : $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$ (프로그램 내에서 자중고려)

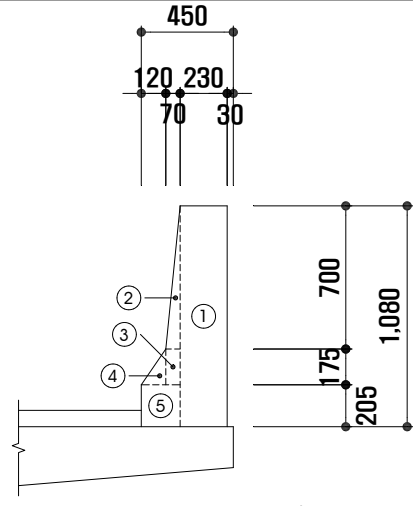
㉡ 포장

포장 단위중량 : $\gamma_a = 23.0 \text{ kN/m}^3$

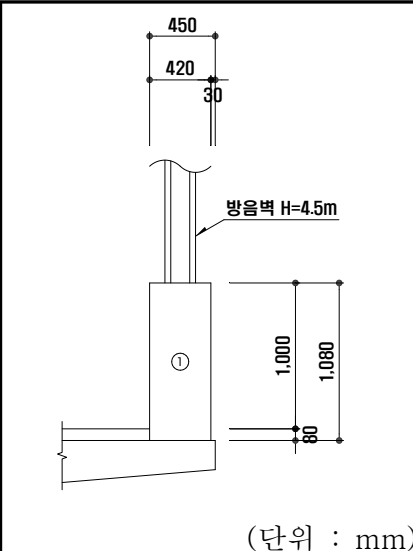
포장 두께 : $t_p = 80 \text{ mm}$

$W_1 = 0.080 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}$

㉢ 방호벽

 (단위 : mm)	NO.	계 산 식	P (kN)
	①	$0.230 \times 1.080 \times 25$	6.210
	②	$0.070 \times 0.700 \times 25/2$	0.613
	③	$0.070 \times 0.175 \times 25$	0.306
	④	$0.120 \times 0.175 \times 25/2$	0.263
	⑤	$0.190 \times 0.205 \times 25$	0.974
	Σ		8.365

㉣ 방음벽

 (단위 : mm)	NO.	계 산 식	P (kN)
	①	$0.420 \times 1.080 \times 25$	11.340
	②	$0.000 \times 1.080 \times 25/2$	0.000
	③	$0.000 \times 0.000 \times 25$	0.000
	④	$0.000 \times 0.000 \times 25/2$	0.000
	⑤	$0.000 \times 0.000 \times 25$	0.000
	Σ		11.340

※방음벽 하중 : 4Kn/M

② 활하중

㉠ DB-24 : $P_f = 24 \text{ kN}$ (전륜하중)

$P_r = 96 \text{ kN}$ (후륜하중)

㉡ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} \leq 0.300$$

• 방호벽측 : $i = \frac{15}{40 + 2.850} = 0.350 > 0.300$ 이므로, $i = 0.300$ ($L = 2.850 \text{ m}$)

• 방음벽측 : $i = \frac{15}{40 + 2.850} = 0.350 > 0.300$ 이므로, $i = 0.300$ ($L = 2.850 \text{ m}$)

• 중앙부 : $i = \frac{15}{40 + 5.600} = 0.329 > 0.300$ 이므로, $i = 0.300$ ($L = 5.600 \text{ m}$)

㉢ 축하중

• 방호벽측 : $P_r = 96 \times 1.300 = 124.800 \text{ kN}$, $P_f = 24 \times 1.300 = 31.200 \text{ kN}$

• 방음벽측 : $P_r = 96 \times 1.300 = 124.800 \text{ kN}$, $P_f = 24 \times 1.300 = 31.200 \text{ kN}$

• 중앙부 : $P_r = 96 \times 1.300 = 124.800 \text{ kN}$, $P_f = 24 \times 1.300 = 31.200 \text{ kN}$

㉣ 활하중에 의한 윤하중 분포폭 산정

• 방호벽, 방음벽

- 평균단면 두께

① 208 mm ② 221 mm ③ 238 mm ④ 329 mm ⑤ 418 mm ⑥ 439 mm

- 도로교 설계기준에 따른 분포폭

$$E1 = 0.8 X + 1.140 = 0.8 \times 1.300 + 1.140 = 2.180 \text{ m}$$

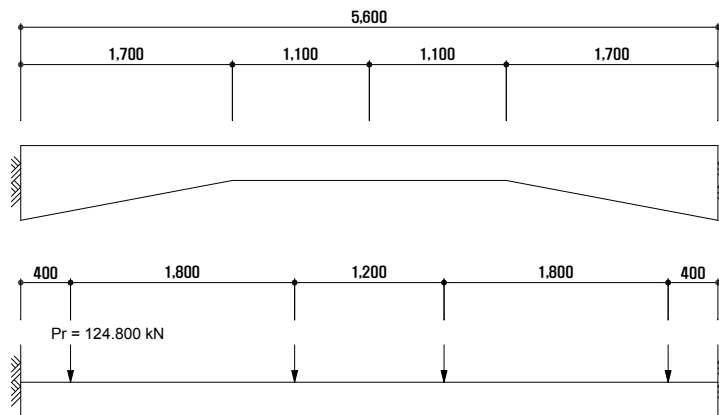
$$E2 = 0.8 X + 1.140 = 0.8 \times 0.300 + 1.140 = 1.380 \text{ m}$$

∴ 캔틸레버부에 작용하는 축하중

$$P_{c1} = 124.80 / 2.180 = 57.248 \text{ kN}$$

$$P_{c2} = 124.80 / 1.380 = 90.435 \text{ kN}$$

- 중앙부



- 도로교 설계기준에 따른 분포폭

$$E = 2.4 L / (L + 0.6) \quad (\text{단, 경간이 } 7.3 \text{ m 이하인 경우})$$

$$E = 2.4 \times 5.600 / (5.600 + 0.6) = 2.168 \text{ m}$$

- 캔틸레버부에 작용하는 축하중

$$P_{s1} = 124.80 / 2.168 = 57.565 \text{ kN}$$

- 설계 축하중

설계 축하중(kN)		
방호벽, 방음벽		중앙부
57.248	90.435	57.565
P_{c1}	P_{c2}	P_{s1}

• 활하중 재하시 도로교 설계기준에서 제시한 재하가능 차선수를 결정하고, 결정된 재하가능 차선수 이내에서 최대의 편심효과를 얻을 수 있도록 함.

- 최대재하 차로수 : $9.1 \leq W_c (= 11.7 \text{ m}) < 12.8$ 이므로, 3차로 재하
- $W = W_c/N = 11.7/3 = 3.900 \text{ m} > 3.600 \text{ m}$ 이므로,
 $\therefore W = 3.600 \text{ m}$

③ 풍하중

㉠ 단위면적당 작용하는 풍하중

- 단위면적당 작용하는 풍하중 (kN/m^2)

$$p = \frac{1}{2} \rho V_d^2 C_d G = \frac{1}{2} \times 1.225 \times 29.995^2 \times 1.942 \times 1.900 = 2.033 \text{ kN/m}^2$$

- 설계기준 풍속

: 태풍이나 돌풍에 취약한 지역에 위치한 중대지간의 교량

$$\begin{aligned} V_d &= 1.925 \left[\frac{Z}{Z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad Z \geq Z_b && \leftarrow \text{지역별 기본풍속}(V_{10}) = 30\text{m/s}(\text{구분 I}) \\ &&& \leftarrow \text{지표조도} : \alpha = 0.16, Z_G = 600\text{m}, \\ &= 1.925 \left[\frac{Z}{Z_G} \right]^\alpha V_{10}, \quad Z < Z_b && Z_b = 10\text{m}(\text{구분 II}) \\ &&& \leftarrow Z = 25.4\text{m}(\text{교각 평균높이}) \end{aligned}$$

$$V_d = 1.925 (10.0 / 600.0)^{0.16} \times 30.0 = 29.995 \text{ m/s}$$

- 항력계수

$$C_d = 2.1 - 0.1 (B/D) \quad (1 \leq B/D < 8)$$

$$= 1.3 \quad (B/D > 8)$$

$$C_d = 2.1 - 0.1 \times (12.600/7.970) = 1.942$$

- 거스트 응답계수 : $G = 1.900$

㉡ 풍하중 산정

- 방음벽측

$$P_{w1} = 2.030 \text{ kN/m}^2 \times 5.200 = 10.572 \text{ kN/m} \quad (\text{활하중 재하시 고려})$$

$$M_{w1} = 10.57 \text{ kN/m}^2 \times 2.600 = 27.486 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 복부

$$W_w = 2.03 \text{ kN/m}^2 \times 1.000 = 2.033 \text{ kN/m/m} \quad (\text{활하중 재하시 고려})$$

④ 온도하중

㉠ 선팅창계수 : $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$

㉡ 온도차 : $\Delta T = \pm 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (바닥판 부재 상·하면의 온도차)

㉢ 온도변화 : $\Delta T = \pm 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (부재두께 70cm 이하인 경우)

4) 하중조합

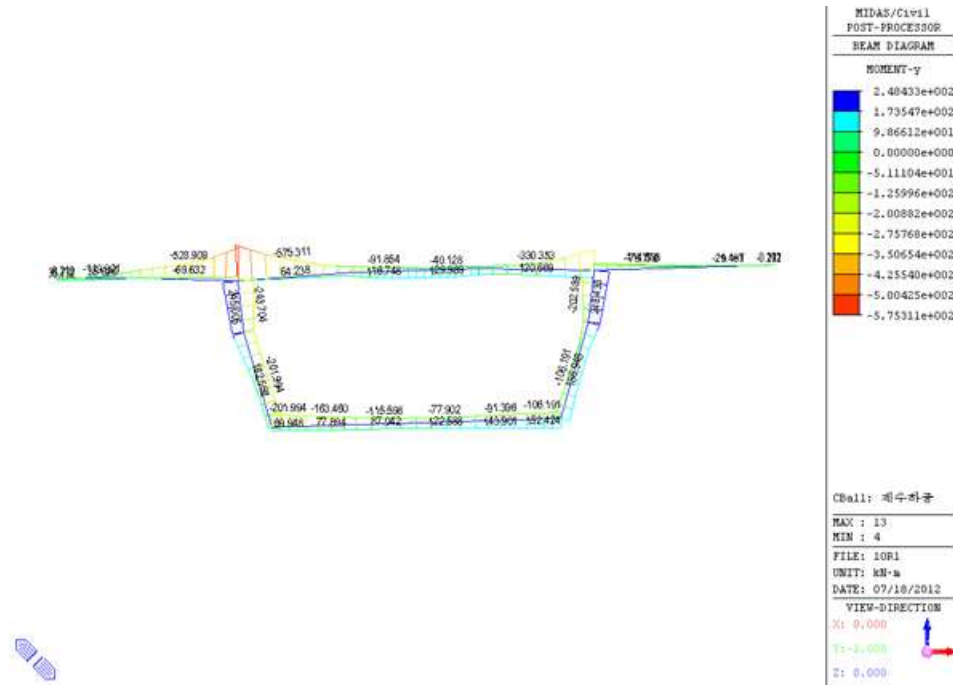
계수하중에 의한 강도 검토 및 사용하중에 의한 사용성 검토를 실시하기 위하여 도로교 설계기준을 바탕으로 다음과 같이 하중을 조합하였다.

【표 5.25】 하중조합(여주, 방음벽구간)

구 분		고정하중	활하중	풍하중	온도하중	균중하중
계수 하중 조합	UC1	1.300	2.150	—	—	—
	UC2	1.300	—	1.300	—	—
	UC3	1.300	1.300	0.650	—	—
	UC4	1.300	1.300	—	1.300	—
	UC5	1.250	—	1.250	1.250	—
	UC6	1.250	1.250	0.625	1.250	—
사용 하중 조합	SC1	1.000	1.000	0.500	1.000	—
	SC2	1.000	—	1.000	1.000	—

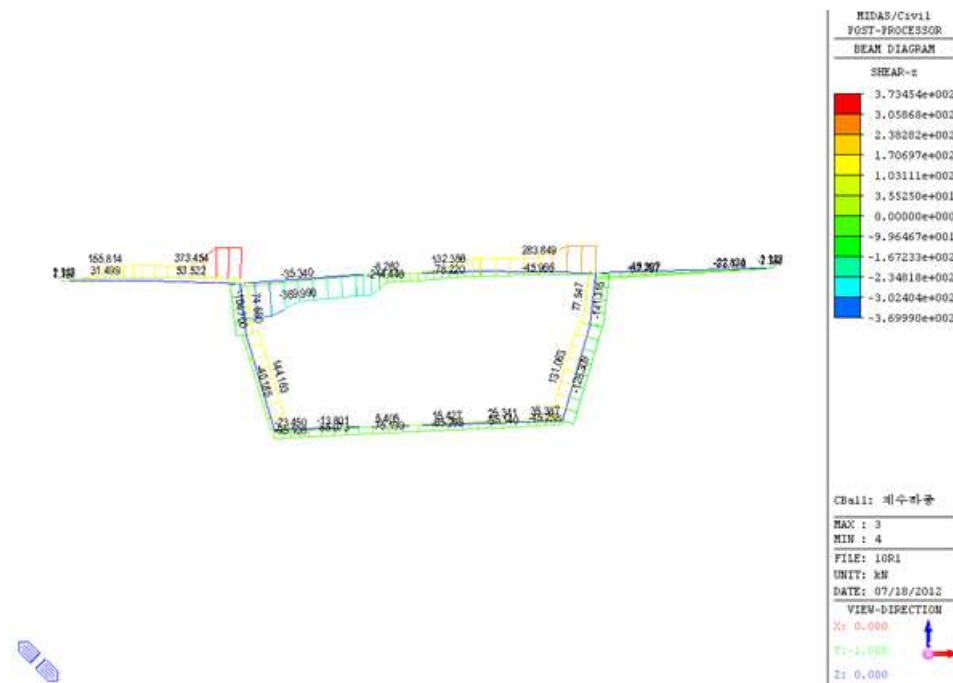
5) 해석결과 및 단면검토

- ① 단면력도
- ㉠ 계수모멘트



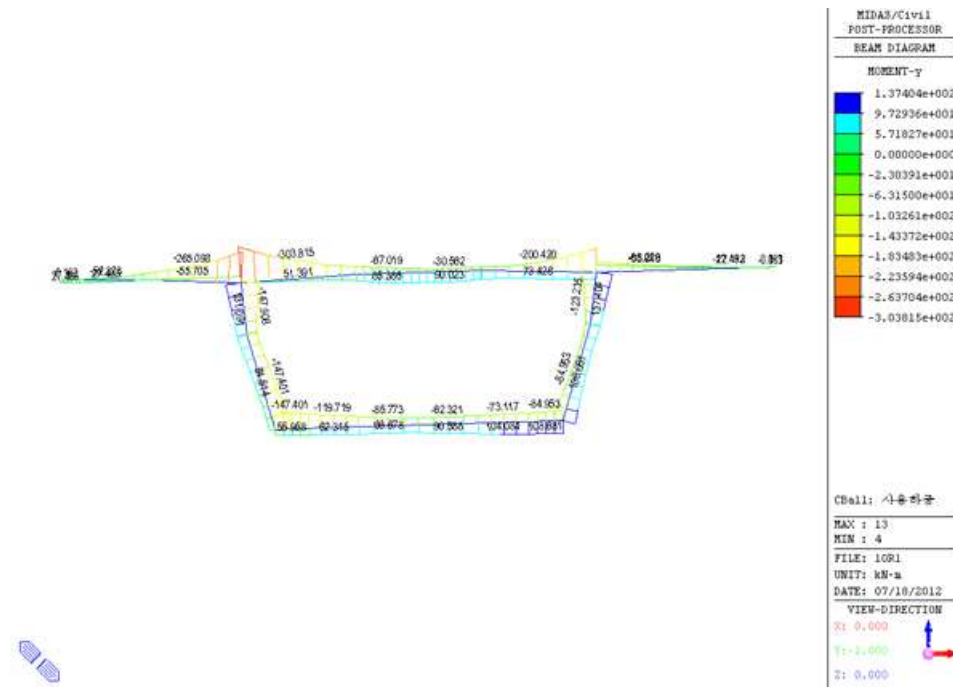
【그림 5.43】 단면력도(계수모멘트)(여주, 방음벽구간)

- ㉡ 계수전단력



【그림 5.44】 단면력도(계수전단력)(여주, 방음벽구간)

㉟ 사용모멘트



【그림 5.45】 단면력도(사용모멘트) (여주, 방음벽구간)

② 단면력 집계

【표 5.26】 하중조합별 단면력 집계 (여주, 방음벽구간)

구 분	계수모멘트	계수전단력	사용하중모멘트	비 고
	(Mu, kN·m)	(Vu, kN)	(Mmax, kN·m)	
캔틸레버부 지점부	528.9	373.5	265.1	
상부슬래브 지점부	575.3	370.0	303.8	
상부슬래브 중앙부	130.0	132.4	90.0	
벽 체	245.0	144.2	147.4	
하부슬래브 지점부	202.0	95.1	147.4	
하부슬래브 중앙부	122.6	65.3	90.6	

③ 단면검토

【표 5.27】 단면검토(여주, 방음벽구간)

검토 위치	사용철근량 (mm ²)	Vu (kN)	ØVn (kN)	ØVn/Vu	Mu (kN·m)	ØMn (kN·m)	ØMn/Mu
캔틸레버부 지점부	H29@125=5139mm ²	—	—	—	528.91	640.32	O.K (1.21)
상부슬래브 지점부	H29@125=5139mm ²	—	—	—	575.31	675.26	O.K (1.17)
상부슬래브 중양부	H19@125=2292mm ²	—	—	—	130.00	167.58	O.K (1.29)
벽 체	H25@125=4054mm ²	144.16	169.60	O.K (1.18)	245.01	514.82	O.K (2.10)
하부슬래브 지점부	H19@125=2292mm ²	95.11	296.80	O.K (3.12)	201.99	261.09	O.K (1.29)
하부슬래브 중양부	H19@125=2292mm ²	65.27	67.04	O.K (1.03)	122.59	183.24	O.K (1.49)

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

6) 바닥판 사용성(균열) 검토

【표 5.28】 바닥판의 사용성(균열) 검토(여주, 방음벽구간)

구 분	M _o (kN·m)	인장응력(f _s) (MPa)	허용응력(f _{sa}) (MPa)	철근 평균간격(s) (mm)	철근 소요중심간격(s _a) (mm)	검토 결과
캔틸레버부 지점부	265.10	145.640	240.000	125.00	432.57	O.K
상부슬래브 지점부	303.82	158.568	240.000	125.00	389.76	O.K
상부슬래브 중양부	90.02	190.465	240.000	125.00	312.21	O.K
벽 체	147.40	101.472	240.000	125.00	620.86	O.K
하부슬래브 지점부	147.40	201.211	240.000	125.00	290.13	O.K
하부슬래브 중양부	90.59	175.573	240.000	125.00	347.28	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

5.3 내하력평가

5.3.1 개 요

본 교량의 내하력평가는 주요 구조부재의 정밀 외관조사, 비파괴 현장시험 및 재료시험 결과를 토대로 콘크리트 부재인 바닥판은 강도설계법으로, 강재 부재인 강박스거더는 허용응력법에 의하여 기본 내하력을 평가하였다.

가. 허용응력법에 의한 내하력평가

- 내하율(RF) = $\frac{f_a - f_d}{f_\ell (1 + i)}$
- 기본 내하력(P) = RF × P_r

여기서, f_a : 실측 허용응력

P_r : 설계 활하중(DB, DL하중)

f_d : 실측 고정하중에 의한 응력

P : 기본 내하력

f_ℓ : 설계 활하중에 의한 응력

i : 이론 충격계수

나. 강도설계법에 의한 내하력평가

- 내하율(RF) = $\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)}$
- 기본 내하력(P) = RF × P_r

여기서, ϕ : 실측 허용응력

γ_d : 고정하중 계수(1.30)

M_n : 극한 저항모멘트

γ_ℓ : 활하중 계수(2.15)

M_d : 실측 고정하중에 의한 모멘트

P_r : 설계 활하중(DB, DL하중)

M_ℓ : 설계 활하중에 의한 모멘트

P : 기본 내하력

i : 이론 충격계수

5.3.2 내하력평가 결과

가. 내서방향

1) PSC Box 거더

【표 5.29】 허용응력법에 의한 PSC Box 거더의 내하력평가 결과(내서)

구 분			f_a (MPa)	f_d (MPa)	f_{ps} (MPa)	f_{cs} (MPa)	f_{sd} (MPa)	$f_{\ell(1+i)}$ (MPa)	f_T (MPa)	내하율	기본 내하력
LC1	정 모 멘 트 부	상 연	-18.000	-2.943	-4.856	0.248	-0.243	-1.107	-	9.22	DB-24 이상
		하 연	0.000	4.460	-9.059	0.128	0.360	1.642	-	2.50	DB-24 이상
	부 모 멘 트 부	상 연	0.000	5.827	-10.113	0.255	0.550	1.289	-	2.70	DB-24 이상
		하 연	-18.000	-8.765	-1.515	0.074	-0.840	-1.968	-	3.53	DB-24 이상
LC2	정 모 멘 트 부	상 연	-20.700	-2.943	-4.856	0.248	-0.243	-1.107	-0.181	11.50	DB-24 이상
		하 연	0.000	4.460	-9.059	0.128	0.360	1.642	0.890	1.96	DB-24 이상
	부 모 멘 트 부	상 연	0.000	5.827	-10.113	0.255	0.550	1.289	0.098	2.62	DB-24 이상
		하 연	-20.700	-8.765	-1.515	0.074	-0.840	-1.968	-1.011	4.39	DB-24 이상

$$\ast 1. LC1 : \text{내하율(RF)} = \frac{f_a - (f_d + f_{ps} + f_{cs} + f_{sd})}{f_{\ell(1+i)}}$$

$$2. LC2 : \text{내하율(RF)} = \frac{f_a - (f_d + f_{ps} + f_{cs} + f_{sd} + f_T)}{f_{\ell(1+i)}}$$

3. (+) 인장, (-) 압축

【표 5.30】 강도설계법에 의한 PSC Box 거더의 내하력평가 결과(내서)

구 분	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	M_{ps} (kN · m)	M_{cr} (kN · m)	M_{sh} (kN · m)	$M_{\ell(1+i)}$ (kN · m)	내하 율	기본 내하력
정모멘트부	146647.80	30665.70	8256.34	-692.55	36.46	10419.82	4.43	DB-24 이상
부모멘트부	-180454.60	-56115.85	8340.52	-675.57	-110.67	-12012.83	4.45	DB-24 이상

$$\ast \text{ 기본내하율(RF)} = \frac{\phi M_n - (\gamma_d M_d + \gamma_{ps} M_{ps} + \gamma_{cs} M_{cs})}{\gamma_l M_{\ell(1+i)}}$$

2) 바닥판

【표 5.31】 강도설계법에 의한 바닥판의 내하력평가 결과(내서)

구 분	γ_d	γ_ℓ	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_{\ell(1+i)}$ (kN · m)	내하율	기본내하력
상부슬래브 중앙부	1.30	2.15	167.58	6.17	51.10	1.45	DB-24 이상
캔틸레버부 지점부	1.30	2.15	640.32	62.82	195.40	1.33	DB-24 이상
상부슬래브 지점부	1.30	2.15	675.26	41.47	236.61	1.22	DB-24 이상

나. 여주방향

1) PSC Box 거더

【표 5.32】 허용응력법에 의한 PSC Box 거더의 내하력평가 결과(여주)

구 분			f_a (MPa)	f_d (MPa)	f_{ps} (MPa)	f_{cs} (MPa)	f_{sd} (MPa)	$f_{\ell(1+i)}$ (MPa)	f_T (MPa)	내하율	기본 내하력
LC1	정 모 멘 트 부	상 연	-18.000	-2.954	-4.855	0.248	-0.243	-1.107	-	9.21	DB-24 이상
		하 연	0.000	4.477	-9.060	0.128	0.360	1.642	-	2.49	DB-24 이상
	부 모 멘 트 부	상 연	0.000	5.849	-10.115	0.255	0.550	1.289	-	2.69	DB-24 이상
		하 연	-18.000	-8.799	-1.513	0.074	-0.840	-1.968	-	3.52	DB-24 이상
LC2	정 모 멘 트 부	상 연	-20.700	-2.954	-4.855	0.248	-0.243	-1.107	-0.181	11.49	DB-24 이상
		하 연	0.000	4.477	-9.060	0.128	0.360	1.642	0.890	1.95	DB-24 이상
	부 모 멘 트 부	상 연	0.000	5.849	-10.115	0.255	0.550	1.289	0.098	2.61	DB-24 이상
		하 연	-20.700	-8.799	-1.513	0.074	-0.840	-1.968	-1.011	4.38	DB-24 이상

$$\ast 1. LC1 : \text{내하율(RF)} = \frac{f_a - (f_d + f_{ps} + f_{cs} + f_{sd})}{f_{\ell(1+i)}}$$

$$2. LC2 : \text{내하율(RF)} = \frac{f_a - (f_d + f_{ps} + f_{cs} + f_{sd} + f_T)}{f_{\ell(1+i)}}$$

3. (+) 인장, (-) 압축

【표 5.33】 강도설계법에 의한 PSC Box 거더의 내하력평가 결과(여주)

구 분	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	M_{ps} (kN · m)	M_{cr} (kN · m)	M_{sh} (kN · m)	$M_{\ell(1+i)}$ (kN · m)	내하 율	기본 내하력
정모멘트부	146647.80	30782.89	8256.48	-692.78	36.46	10419.82	4.42	DB-24 이상
부모멘트부	-180454.60	-56331.08	8340.67	-675.48	-110.67	-12012.83	4.44	DB-24 이상

$$\text{※ 기본내하율(RF)} = \frac{\phi M_n - (\gamma_d M_d + \gamma_{ps} M_{ps} + \gamma_{cs} M_{cs})}{\gamma_1 M_{\ell(1+i)}}$$

2) 바닥판

【표 5.34】 강도설계법에 의한 바닥판의 내하력평가 결과(여주)

구 분	γ_d	γ_{ℓ}	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_{\ell(1+i)}$ (kN · m)	내하 율	기본내하력
상부슬래브 중앙부	1.30	2.15	167.58	5.30	51.10	1.46	DB-24 이상
캔틸레버부 지점부	1.30	2.15	640.32	83.70	195.40	1.27	DB-24 이상
상부슬래브 지점부	1.30	2.15	675.26	51.24	236.61	1.20	DB-24 이상

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 내서방향

5.4.1.1 교대(A2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : 역T형 교대
- ② 상부구조형식 : PSC Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 교대 총폭 : 12.600m
- ⑤ 교대 총높이 : 9.319m
- ⑥ 기초형식 : 확대(전면)기초
- ⑦ SKEW : 90.000°

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000 \text{ kN/m}^3$
- ② 뒹채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 20.000 \text{ kN/m}^3$ (토사)
- ③ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000 \text{ kN/m}^3$
- ④ 과재하중 : $q_1 = 10.000 \text{ kN/m}$
- ⑤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 356.595 \text{ kN/m}$
- ⑥ 상부 활하중 반력 : $R_l = 93.959 \text{ kN/m}$
- ⑦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.150$ (구조계산서 참조)

3) 지반조건

- ① 뒹채움재의 내부마찰각 : $\Phi_1 = 35.000^\circ$
- ② 기초지반의 N치 : $N = 50.000$
- ③ 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi_2 = 42.386^\circ$ ($\Phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ④ 기초지반의 점착력 : $c = 0.000 \text{ kN/m}^2$
- ⑤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.600$ ($\tan \Phi_b = 0.60$, $C_b = 0$: 암과 콘크리트)

4) 사용재료

① 콘크리트

㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa

㉡ 탄성계수(E_c) : 27,849MPa

② 철근(SD300)

㉠ 항복강도(f_y) : 300MPa

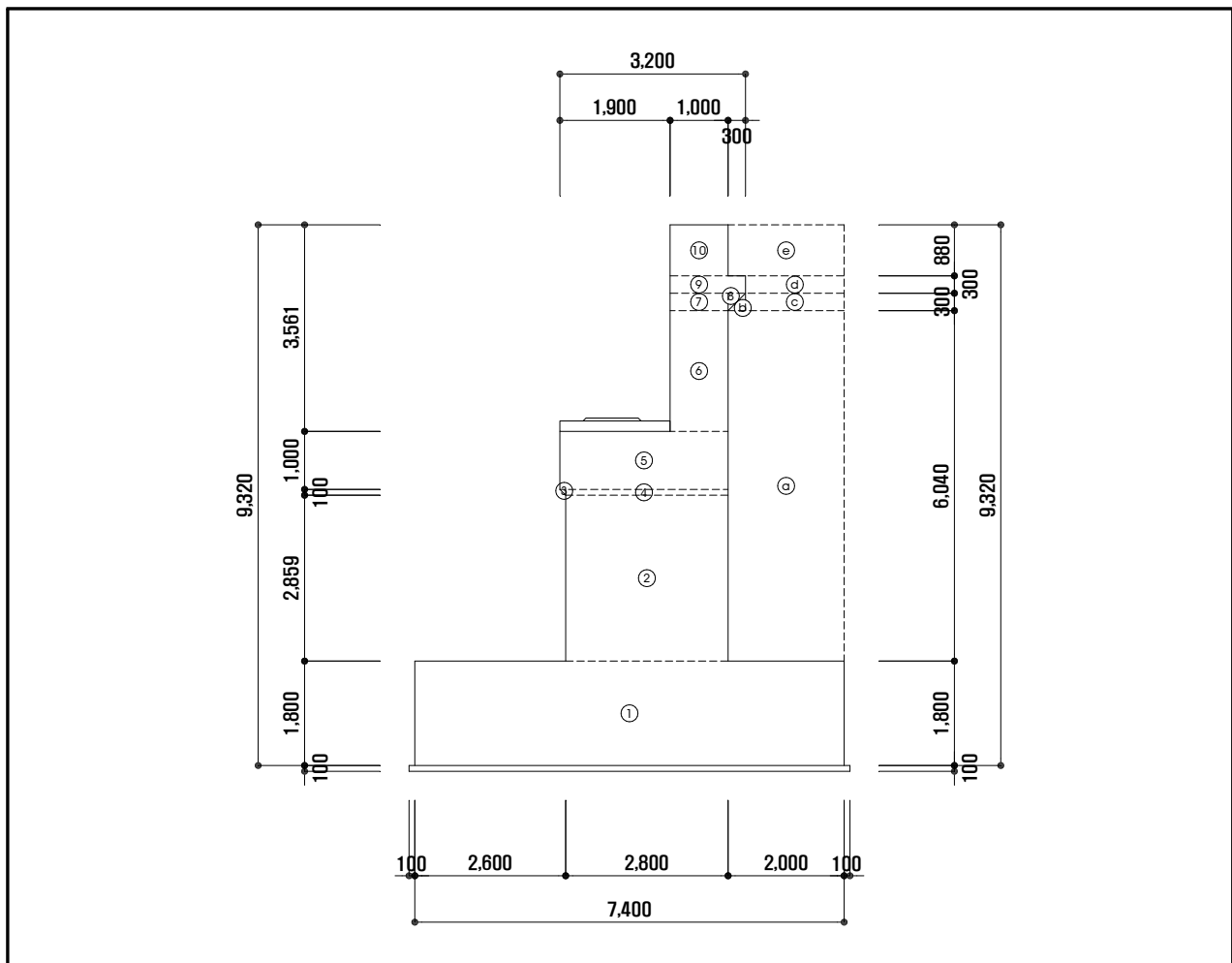
㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

5) 설계방법

① 안정성검토 : 허용응력설계법

② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5.46】 해석단면(내서, A2)

1) 상부반력

구 분	상부반력(kN)		계
	1	2	
고정하중	2246.551	2246.551	4493.102
활하중	591.940	591.940	1183.880

2) 자중(원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

구 분	번 호	체적(A_i) (m^3)	단위중량(γ) (kN/m^3)	수직력(V_i) (kN)
교대구체	①	$7.400 \times 1.800 = 13.320$	25.000	333.000
	②	$2.800 \times 2.859 = 8.005$	25.000	200.130
	③	$0.100 \times 0.100 \times 1/2 = 0.005$	25.000	0.125
	④	$2.800 \times 0.100 = 0.280$	25.000	7.000
	⑤	$2.900 \times 1.000 = 2.900$	25.000	72.500
	⑥	$1.000 \times 2.080 = 2.080$	25.000	52.012
	⑦	$1.000 \times 0.300 = 0.300$	25.000	7.500
	⑧	$0.300 \times 0.300 \times 1/2 = 0.045$	25.000	1.125
	⑨	$1.300 \times 0.300 = 0.390$	25.000	9.750
	⑩	$1.000 \times 0.880 = 0.880$	25.000	22.000
	소 계	$= 28.206$		705.143
뒷채움재	㉠	$2.000 \times 6.040 = 12.079$	20.000	241.580
	㉡	$0.300 \times 0.300 \times 1/2 = 0.045$	20.000	0.900
	㉢	$1.700 \times 0.300 = 0.510$	20.000	10.200
	㉣	$1.700 \times 0.300 = 0.510$	20.000	10.200
	㉤	$2.000 \times 0.880 = 1.760$	20.000	35.200
	소 계	$= 14.904$		298.080
총 계				1003.223

② 모멘트 산정

구 분	번 호	팔길이(X_i) (m)	모멘트(M_{xi}) (kN·m)
교대구체	①	3.700	1232.100
	②	4.000	800.520
	③	2.567	0.321
	④	4.000	28.000
	⑤	3.950	286.375
	⑥	4.900	254.861
	⑦	4.900	36.750
	⑧	5.500	6.188
	⑨	5.050	49.237
	⑩	4.900	107.800
	소 계		2802.152
뒷채움재	㉠	6.400	1546.112
	㉡	5.600	5.040
	㉢	6.550	66.810
	㉣	6.550	66.810
	㉤	6.400	225.280
	소 계		1910.052
총 계			4712.204

③ 합력의 작용위치 산정

㉦ 교대구체

$$\cdot X = 2802.152 / 705.143 = 3.974\text{m}$$

㉧ 뒷채움재

$$\cdot X = 1910.052 / 298.080 = 6.408\text{m}$$

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

㉠ 평상시 주동토압계수(Rankine) : 안정검토시 적용

$$K_a = \cos \alpha \times \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi}}$$

㉡ 평상시 주동토압계수(Coulomb) : 단면검토시 적용

$$K_a = \frac{\cos^2 (\Phi - \beta)}{\cos^2 \beta \times \cos (\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \times \sin (\phi - \alpha)}{\cos (\beta + \delta) \times \cos (\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

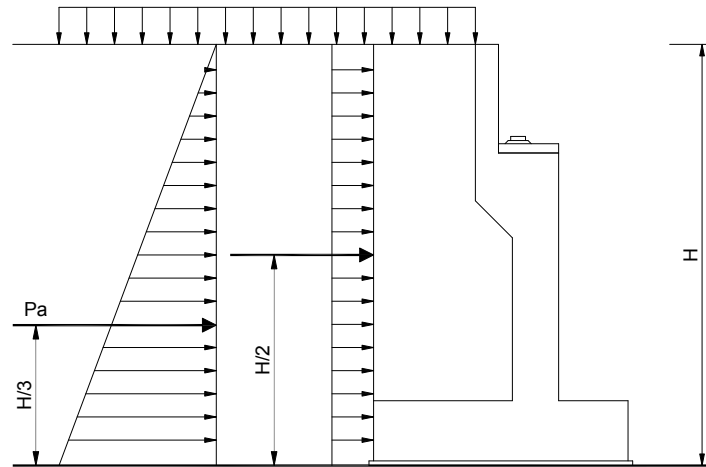
Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙 사이의 벽면마찰각(도)

구 분	안정검토	벽체검토
Φ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
K_a	0.271	0.251



② 안정검토시 토압(H=9.319m)

$$\begin{aligned} \cdot P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 9.319^2 \times \cos(0.000) \\ &= 235.372 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\cdot Y = H/3 = 3.107\text{m} : \text{작용중심높이}$$

③ 단면검토시 토압(H=7.519m)

$$\begin{aligned} \cdot P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 7.519^2 \times \cos(11.667 + 0.000) \\ &= 138.991 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\cdot Y = H/3 = 2.507\text{m} : \text{작용중심높이}$$

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

－ 고정하중 반력

$$\cdot R_d = 4493.102 \div 12.600 = 356.595 \text{ kN/m}$$

－ 활하중 반력

$$\cdot R_l = 1183.880 \div 12.600 = 93.959 \text{ kN/m}$$

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

$$\begin{aligned} \cdot P_h &= R_d \times \mu_s \times \sin\theta \quad (\mu_s = \text{가동받침의 마찰계수}) \\ &= 356.595 \times 0.150 \times \sin 90.000 \\ &= 53.489 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$$P_1 = 10.0000 \times 2.000 = 20.000 \text{ kN}$$

② 상재하중에 의한 수평력

－ 안정검토시 수평토압(H=9.319m)

$$\begin{aligned} \cdot P_{a1} &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.271 \times 10.000 \times 9.319 \times \cos 0.000 \\ &= 25.256 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\cdot y = H/2 = 4.660\text{m} : \text{작용중심높이}$$

－ 단면검토시 수평토압(H=7.519m)

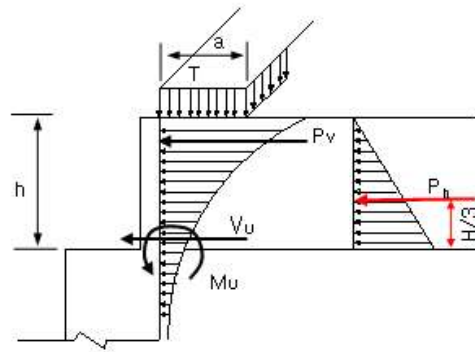
$$\begin{aligned} \cdot P_{a2} &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.251 \times 10.000 \times 7.519 \times \cos 11.667 \\ &= 18.484 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\cdot y = H/2 = 3.760\text{m} : \text{작용중심높이}$$

라. 각 부재별 단면검토

1) 각 부재별 단면력 산정

① 흥벽



- 운하중에 의한 부재력

$$P_v = 114.60 \times K_a$$

$$= 114.60 \times 0.251 = 28.765 \text{ kN}$$

$$M_p = 114.60 \times K_a \times (H - 0.36)$$

$$= 114.60 \times 0.251 \times (3.561 - 0.36) = 92.061 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 토압에 의한 부재력

$$P_h = 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos \delta$$

$$= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.561^2 \times \cos 11.667 = 31.162 \text{ kN}$$

$$M_e = 1/3 \times H \times P_h$$

$$= 1/3 \times 3.561 \times 31.162 = 36.984 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 설계 단면력 산정

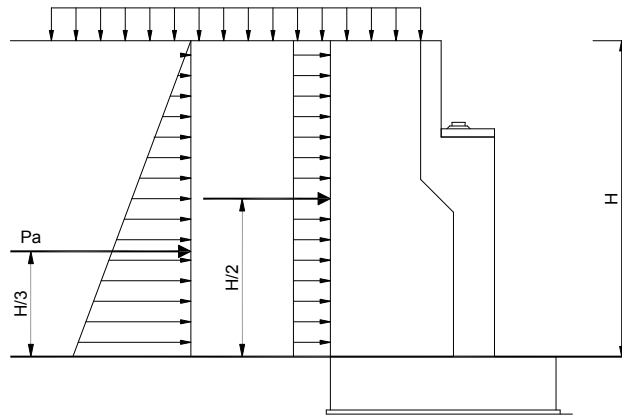
$$V_u = 1.70 \times P_v + 1.70 \times P_h$$

$$= 1.70 \times 28.765 + 1.70 \times 31.362 = 101.876 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.70 \times M_p + 1.70 \times M_e$$

$$= 1.70 \times 92.061 + 1.70 \times 36.984 = 219.377 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 벽체



㉠ 작용하중 집계

구 분	수평력(kN)	작용거리(m)	하중계수	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
① 배면토압	138.991	2.507	1.700	236.285	592.248
② 뒷채움 상재하중	18.484	3.760	1.700	31.423	118.142
③ 교량받침 마찰력	53.489	4.359	1.300	69.536	303.106

㉡ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	비 고
설계 단면력(H=7.519m)	337.244	1013.496	

2) 각 부재별 단면검토

【표 5.35】 각 부재별 단면검토 결과(내서, A2)

구 분	d (mm)	필요철근량 (mm ²)	사용철근량 (mm ²)	힘에 대한 검토			전단에 대한 검토		
				M _u (kN·m)	ΦM _n (kN·m)	안전율	V _u (kN)	ΦV _n (kN)	안전율
벽체	2720.0	1467.028	D25-10EA =5067.0	1013.496	3466.332	O.K (3.420)	337.243	1776.697	O.K (5.268)
홍벽	920.0	942.208	D19-10EA =2865.0	219.377	656.739	O.K (2.994)	101.876	600.941	O.K (5.899)

※ $f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 300\text{MPa}$, $k_l = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

마. 안정검토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중

구 분	수직력 (kN)	수평력 (kN)	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	M _r (kN·m)	M _o (kN·m)
① 교대구체	705.143	—	3.974	2.921	2802.154	—
② 뒷채움재	298.080	—	6.408	5.536	1910.052	—
③ 배면토압	—	235.372	—	3.107	—	731.183
④ 뒷채움 상재하중	20.000	25.256	6.400	4.660	128.000	117.687
⑤ 상부 고정하중 반력	356.595	—	3.400	—	1212.423	—
⑥ 상부 활하중 반력	93.959	—	3.400	—	319.461	—
⑦ 교량받침 마찰력	—	53.489	—	6.159	—	329.439

② 하중조합

구 분		V (kN)	H (kN)	M _r (kN·m)	M _o (kN·m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4)	1023.223	260.628	4840.206	848.870
COMB 2	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3)	1003.223	235.372	4712.206	731.183
COMB 3	고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+5+6+7)	1473.777	314.117	6372.090	1178.309
COMB 4	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3+5+7)	1359.818	288.861	5924.629	1060.622

※ COMB 1,2 ; 상부하중 비재하시, COMB 3,4 ; 상부하중 재하시

※ 활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수 적용

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내에 있어야 함.
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.

【표 5.36】 전도에 대한 안전성 검토(내서, A2)

구 분	M_T (kN·m)	M_o (kN·m)	V (kN)	안전율 (M_T / M_o)	허용 안전율	e (m)	허용폭 (m)	비 고
COMB 1	4840.206	848.870	1023.223	5.702	2.000	-0.201	1.233	O.K
COMB 2	4712.206	731.183	1003.223	6.445	2.000	-0.268	1.233	O.K
COMB 3	6372.090	1178.309	1473.777	5.408	2.000	0.176	1.233	O.K
COMB 4	5924.629	1060.622	1359.818	5.586	2.000	0.123	1.233	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

3) 활동에 대한 안정

【표 5.37】 활동에 대한 안전성 검토(내서, A2)

구 분	V (kN)	H_u (kN)	H (kN)	안전율 (H_u / H)	허용안전율	비 고
COMB 1	1023.223	613.934	260.628	2.356	1.500	O.K
COMB 2	1003.223	601.934	235.372	2.557	1.500	O.K
COMB 3	1473.777	884.266	314.117	2.815	1.500	O.K
COMB 4	1359.818	815.891	288.861	2.825	1.500	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

4) 지지력에 대한 안정

【표 5.38】 지지력에 대한 안전성 검토(내서, A2)

구 분	V (kN)	M (kN·m)	e (m)	Q_{max} (kN)	Q_{min} (kN)	Q_a (kN)	비 고
COMB 1	1023.223	3991.336	-0.201	115.767	160.780	600.000	O.K
COMB 2	1003.223	3981.023	-0.268	106.086	165.055	600.000	O.K
COMB 3	1473.777	5193.781	0.176	227.559	170.759	600.000	O.K
COMB 4	1359.818	4864.007	0.123	202.092	165.426	600.000	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

바. 각 부재별 사용성(균열) 검토

1) 각 부재별 단면력 산정

① 홍벽

- 운하중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 = 28.765 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (3.561 - 0.36) = 92.061 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.561^2 \times \cos 11.667 = 31.162 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 3.561 \times 31.162 = 36.984 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$V_s = 28.765 + 31.162 = 59.927 \text{ kN}$$

$$M_s = 92.061 + 36.984 = 129.046 \text{ kN}$$

② 벽체

㉠ 작용하중 집계

구 분	수평력(kN)	작용거리(m)	하중계수	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
① 배면토압	138.991	2.507	1.000	138.991	348.381
② 뒷채움 상재하중	18.484	3.760	1.000	18.484	69.495
③ 교량받침 마찰력	53.489	4.359	1.000	53.489	233.159

㉔ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	비 고
설계 단면력	210.964	651.035	

2) 각 부재별 사용성(균열) 검토

【표 5.39】 각 부재별 사용성(균열) 검토결과(내서, A2)

구 분	M _o (kN·m)	인장응력(f _s) (MPa)	허용응력(f _{sa}) (MPa)	최외단 철근 평균간격(S) (mm)	최외단 철근 소요중심간격(S _a) (mm)	비고
벽체	651.035	49.706	150.000	100.00	1267.46	O.K
홍벽	129.046	52.235	150.000	100.00	1206.10	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

5.4.1.2 교각(P9) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : 중공형 구주식
- ② 상부구조형식 : PSC Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 확대(전면)기초

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- ② 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ③ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.150$ (구조계산서 참조)

3) 지반조건

- ① 기초지반의 N치 : $N = 50.000$
- ② 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi_2 = 42.386^\circ$ ($\Phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ③ 기초지반의 점착력 : $c = 0.000 \text{ kN/m}^2$
- ④ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.600$ ($\tan\Phi_b = 0.60, C_b = 0$: 암과 콘크리트)

4) 사용재료

① 콘크리트

㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(기둥, 기초)

㉡ 탄성계수(E_c) : 27,849MPa(기둥, 기초)

② 철근(SD300)

㉠ 항복강도(f_y) : 300MPa(기둥, 기초)

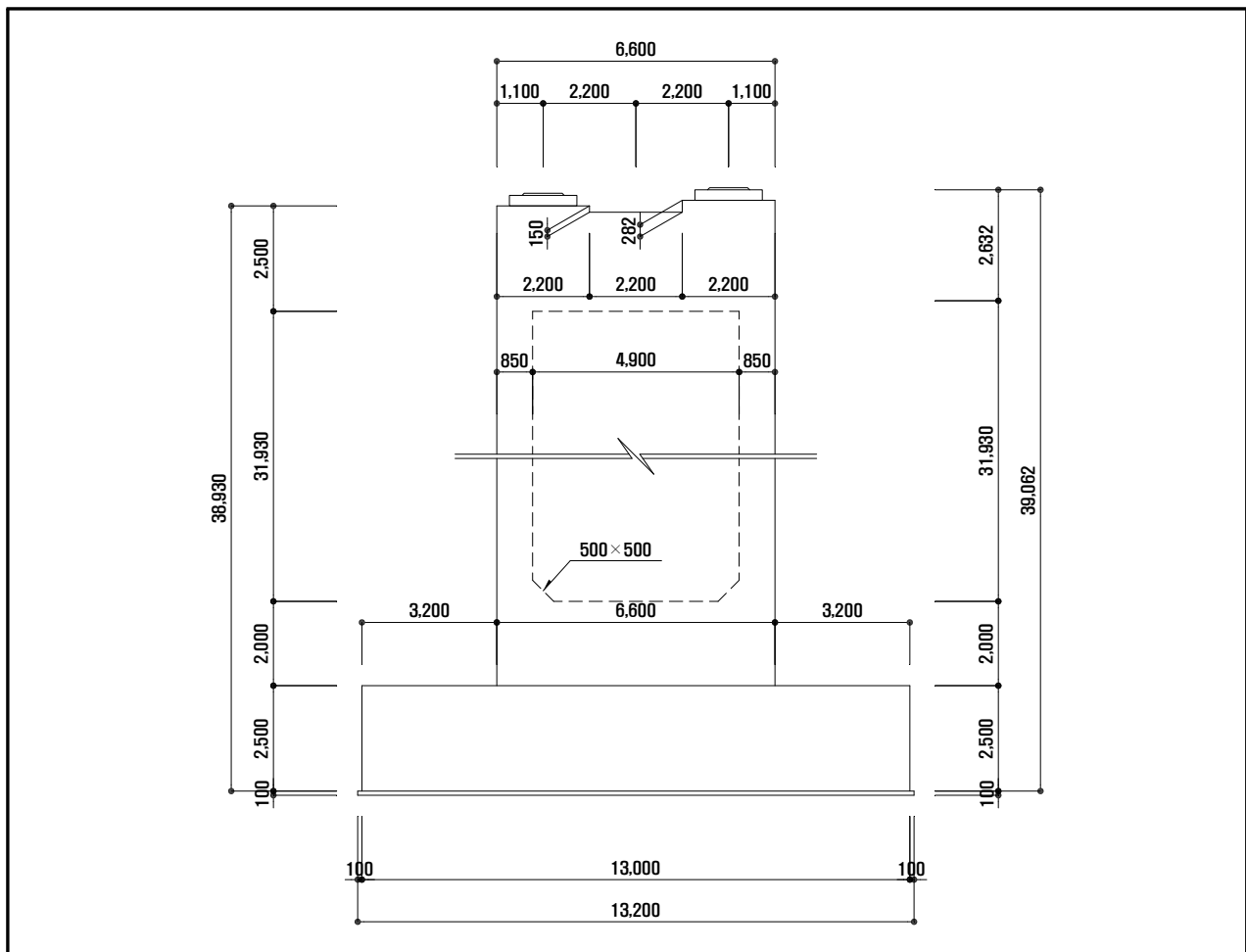
㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

5) 설계방법

① 안정성검토 : 허용응력설계법

② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5.47】 해석단면(내서, P9)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측 편재하시(L2)	우측 편재하시(L3)
1	6907.783	1393.719	1393.719	0.000
2	6907.783	1393.719	0.000	1393.719
계	13815.566	2787.438	1393.719	1393.719

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향(W-TR)

㉠ 상부구조에 작용하는 풍하중

- $B/D = 12.600 / 4.300 = 2.930 [1 \leq B/D < 8]$
- $W_1 = [4.0 - 0.2 \times (12.600 / 4.300)] \times 4.300 = 14.7 \text{ kN/m} \geq 6.0$ 이므로
 $= 14.680 \text{ kN/m}$
- $P_1 = 14.680 \times (46.000 + 46.000) / 2 \times \sin 90.000$
 $= 675.28 \text{ kN}$
- 작용위치 $h = 4.300 / 2 + 0.400 + 0.000 / 2 = 2.550 \text{ m}$
- 작용모멘트 $M_y = P_h \times h = 675.280 \times 2.550 = 1721.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$

㉡ 하부구조에 작용하는 풍하중

- $W'_{\text{column}} = 3.000 \times 3.500 = 10.500 \text{ kN/m}$ (풍상측)
- ※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향(W-LO)

㉠ 하부구조에 작용하는 풍하중

- $W'_{\text{column}} = 3.000 \times 6.600 = 19.800 \text{ kN/m}$
- ※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다.

- $P_h = 1.500 \times (46.000 + 46.000)/2 \times \sin 90.000 = 69.000 \text{ kN}$
- 작용위치 $h = 3.525 + 1.500 + 0.000 / 2 = 5.025 \text{ m}$
- 작용모멘트 $M_v = P_h \times h = 69.000 \times 5.025 = 346.759 \text{ kN}\cdot\text{m}$

4) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

- 연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ \text{ C}$ 적용

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

- $\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 46.0 = 0.0138 \text{ m}$

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

- $P_h = 3 \times 27849000 \times 21.19985 \times 1 \text{ EA} \times 0.01380 / 36.430^3 \times \sin 90.000$
 $= 505.551 \text{ kN}$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

- 상부고정하중 : $V_d = 13815.566 \text{ kN}$
- 교량받침마찰계수 : $\mu = 0.150$
- $P_h = \mu \times W = 13815.566 \times 0.150 \times \sin 90.000 = 2072.335 \text{ kN}$

수평력은 ㉠, ㉡ 중 작은 값 505.551kN를 적용한다.

㉢ 작용모멘트

- $M_h = 505.551 \times (0.400 + 0.000/2) = 202.221 \text{ kN}\cdot\text{m}$

라. 하중조합

1) 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00									1.00
SVB23	1.00	1.00							1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00						1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00					1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00				1.00	1.00

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL : 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 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 : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력

2) 계수하중 검토시

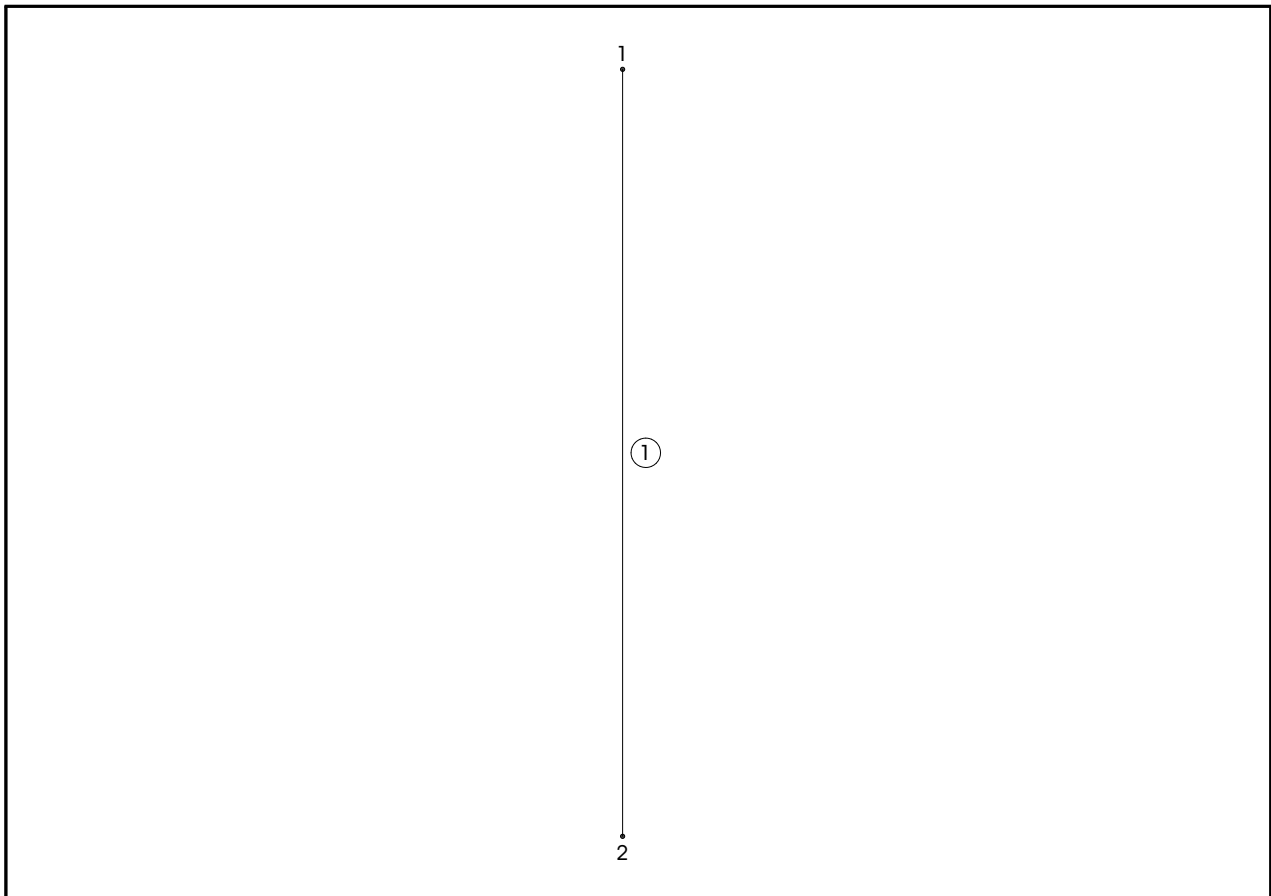
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00									1.00
ULB23	1.30	1.30							1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30						1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30					1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20				1.20	1.20

3) 계수하중 검토시(최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00									1.00
UEB23	1.00	1.30							1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30						1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30					1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20				1.20	1.20

마. 구조해석

1) 해석모델링



【그림 5.48】 해석모델링(내서, P9)

2) 절점 좌표

절 점	X(m)	Z(m)	절 점	X(m)	Z(m)
1	3.300	36.430	2	3.300	0.000

3) 단면제정수

【표 5.40】 단면제정수 산정(내서, P9)

구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I22(m ⁴)	I33(m ⁴)	적용 절점
①	6.600	3.500	14.280	21.199850	66.205650	기둥상단
②	6.600	3.500	14.280	21.199850	66.205650	기둥하단

바. 기둥검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

구 분		P_e (kN)	P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	$M2$ (kN·m)	V (kN)	Δ (m)	비 고
교축 직각 방향	ULO01	-34867.443	-40860.439	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
	ULO04	-34867.443	-34867.443	2238.548	43276.897	1375.134	-0.01039	모멘트최대
	UEO26	-24138.999	-24138.999	2066.352	39947.905	1269.354	-0.00959	편심최대
교축 방향	ULB01	-34867.443	-40860.439	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
	ULB14	-33526.387	-33526.387	252.776	39697.723	1533.581	0.02704	모멘트최대
	UEB14	-25480.054	-25480.055	252.776	39697.723	1533.581	0.02704	편심최대

※ P_e : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 $\times$ 고정하중 계수)

P_u : 전체축력 , $M1, M2$: 기둥 상단, 하단 모멘트

V_u : 전단력 , Δ : 기둥 상단의 변위량

2) 기둥 단면검토

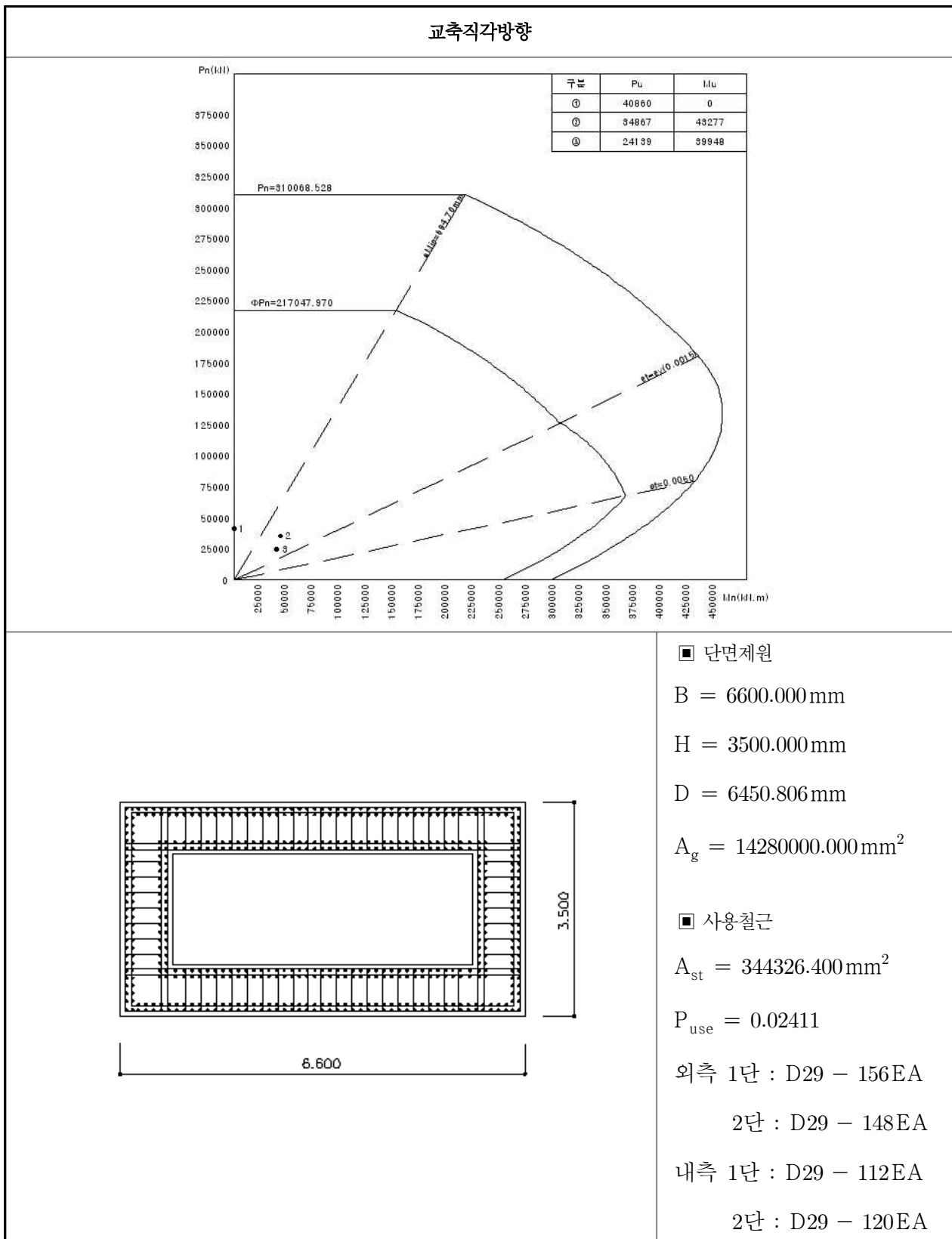
【표 5.41】 기둥 단면검토 결과(내서, P9)

구 분		P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
교축 직각 방향	축력 최대	40860.439	217047.970	0.000	0.000	O.K (5.312)	
	모멘트 최대	34867.443	181863.478	43276.900	225725.975	O.K (5.216)	
	편심 최대	24138.999	182969.229	39947.910	302797.903	O.K (7.580)	
교축 방향	축력 최대	40860.439	217047.970	0.000	0.000	O.K (5.312)	
	모멘트 최대	33526.387	161009.609	39697.720	190647.277	O.K (4.802)	
	편심 최대	25480.055	135959.026	39697.720	211823.065	O.K (5.336)	
- $f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 300\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\Phi_c = 0.70$							

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

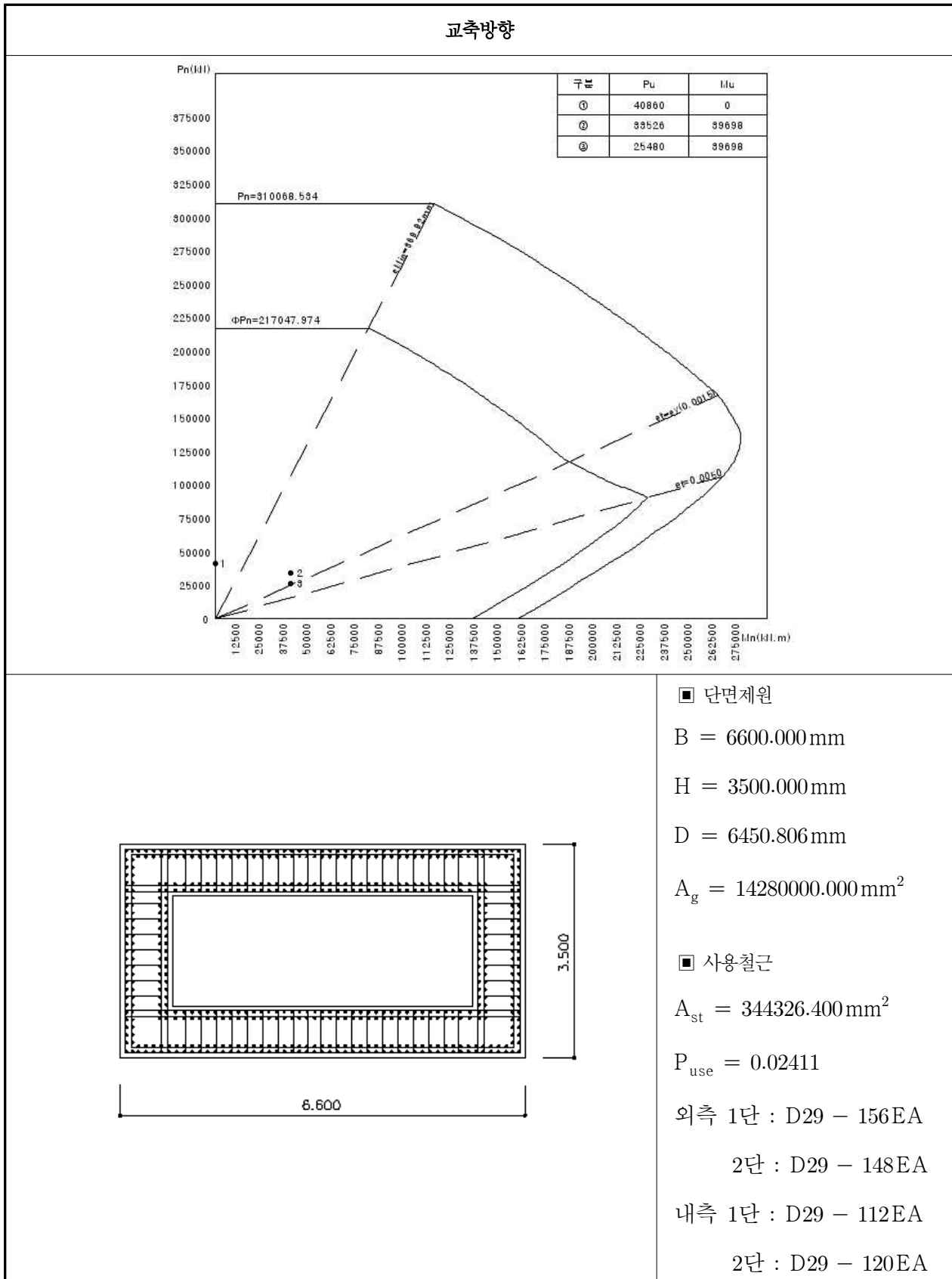
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



【그림 5.49】 교축직각방향 P-M상관도(내서, P9)

② 교축방향



【그림 5.50】 교축방향 P-M상관도(내서, P9)

사. 기초검토

1) 기초 안정검토

① 기초중양 작용력 산정

구 분		P (kN)	V _y (kN)	M _x (kN·m)	ΣV (kN)	M _r (kN·m)	M _o (kN·m)	비 고
교축 직각 방향	SVO05	29608.550	597.898	-19505.390	39358.550	255830.575	18010.646	축력최대
	SVO04	26821.110	1057.795	-33289.921	36571.110	237712.215	30645.434	모멘트최대
	SVO26	26821.110	1057.795	-33289.921	36571.110	237712.215	30645.434	편심최대
교축 방향	SVB16	29608.550	866.208	-25188.811	39358.550	236151.300	23023.291	축력최대
	SVB14	26821.110	1226.865	-31758.178	36571.110	219426.660	28691.016	모멘트최대
	SVB14	26821.110	1226.865	-31758.178	36571.110	219426.660	28691.016	편심최대

② 전도에 대한 안정검토

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6 이내에 있어야 함.
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상.

【표 5.42】 전도에 대한 안정검토 결과(내서, P9)

구 분		M _r (kN·m)	M _o (kN·m)	V (kN)	안전율	e(m)	허용폭(m)	비 고
교축 직각 방향	SVO05	255830.575	18010.646	39358.550	14.204	0.458	2.167	O.K
	SVO04	237712.215	30645.434	36571.110	7.757	0.838	2.167	O.K
	SVO26	237712.215	30645.434	36571.110	7.757	0.838	2.167	O.K
교축 방향	SVB16	236151.300	23023.291	39358.550	10.257	0.585	2.000	O.K
	SVB14	219426.660	28691.016	36571.110	7.648	0.785	2.000	O.K
	SVB14	219426.660	28691.016	36571.110	7.648	0.785	2.000	O.K
- B : 기초의 폭원 (m) , $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$ - 안전율 (S.F) = $M_r / M_o \geq 2.0$								

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

③ 활동에 대한 안정검토

- 직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 함.

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

여기서, H_u : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단저항력(kN)

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

ϕ_b : 기초저면과 지반과의 마찰각(°)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값.

【표 5.43】 활동에 대한 안정검토 결과(내서, P9)

구 분		V(kN)	H_u (kN)	H(kN)	안전율	허용안전율	비 고
교축 직각 방향	SVO05	39358.550	23615.130	597.898	39.497	1.500	O.K
	SVO04	36571.110	21942.666	1057.795	20.744	1.500	O.K
	SVO26	36571.110	21942.666	1057.795	20.744	1.500	O.K
교축 방향	SVB16	39358.550	23615.130	866.208	27.263	1.500	O.K
	SVB14	36571.110	21942.666	1226.865	17.885	1.500	O.K
	SVB14	36571.110	21942.666	1226.865	17.885	1.500	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

④ 지지력에 대한 안정검토

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력 이내에 있어야 함.
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우(사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

【표 5.44】 지지력에 대한 안정검토 결과(내서, P9)

구 분		V(kN)	M(kN·m)	e(m)	$Q_{\max}$ (kN)	$Q_{\min}$ (kN)	Q_a (kN)	비 고
교축 직각 방향	SVO05	39358.550	237819.929	0.458	305.584	199.012	600.000	O.K
	SVO04	36571.110	207066.781	0.838	325.097	143.763	600.000	O.K
	SVO26	36571.110	207066.781	0.838	325.097	143.763	600.000	O.K
교축 방향	SVB16	39358.550	213128.009	0.585	326.091	178.506	600.000	O.K
	SVB14	36571.110	190735.644	0.785	326.389	142.472	600.000	O.K
	SVB14	36571.110	190735.644	0.785	326.389	142.472	600.000	O.K
- B : 기초의 폭원 (m) , $M = M_t - M_o$, $e = B/2 - M / V$								

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

5.4.2 여주방향

5.4.2.1 교대(A1) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : 역T형 교대
- ② 상부구조형식 : PSC Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ④ 교대 총폭 : 12.600m
- ⑤ 교대 총높이 : 13.059m
- ⑥ 기초형식 : 확대(전면)기초
- ⑦ SKEW : 90.000°

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000 \text{ kN/m}^3$
- ② 뒤텔채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 20.000 \text{ kN/m}^3$ (토사)
- ③ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000 \text{ kN/m}^3$
- ④ 과재하중 : $q_1 = 10.000 \text{ kN/m}$
- ⑤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 425.550 \text{ kN/m}$
- ⑥ 상부 활하중 반력 : $R_l = 93.960 \text{ kN/m}$
- ⑦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.150$ (구조계산서 참조)

3) 지반조건

- ① 뒤텔채움재의 내부마찰각 : $\Phi_1 = 35.000^\circ$
- ② 기초지반의 N치 : $N = 50.000$
- ③ 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi_2 = 42.386^\circ$ ($\Phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ④ 기초지반의 점착력 : $c = 0.000 \text{ kN/m}^2$
- ⑤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.600$ ($\tan \Phi_b = 0.60$, $C_b = 0$: 암과 콘크리트)

4) 사용재료

① 콘크리트

㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa

㉡ 탄성계수(E_c) : 27,849MPa

② 철근(SD300)

㉠ 항복강도(f_y) : 300MPa

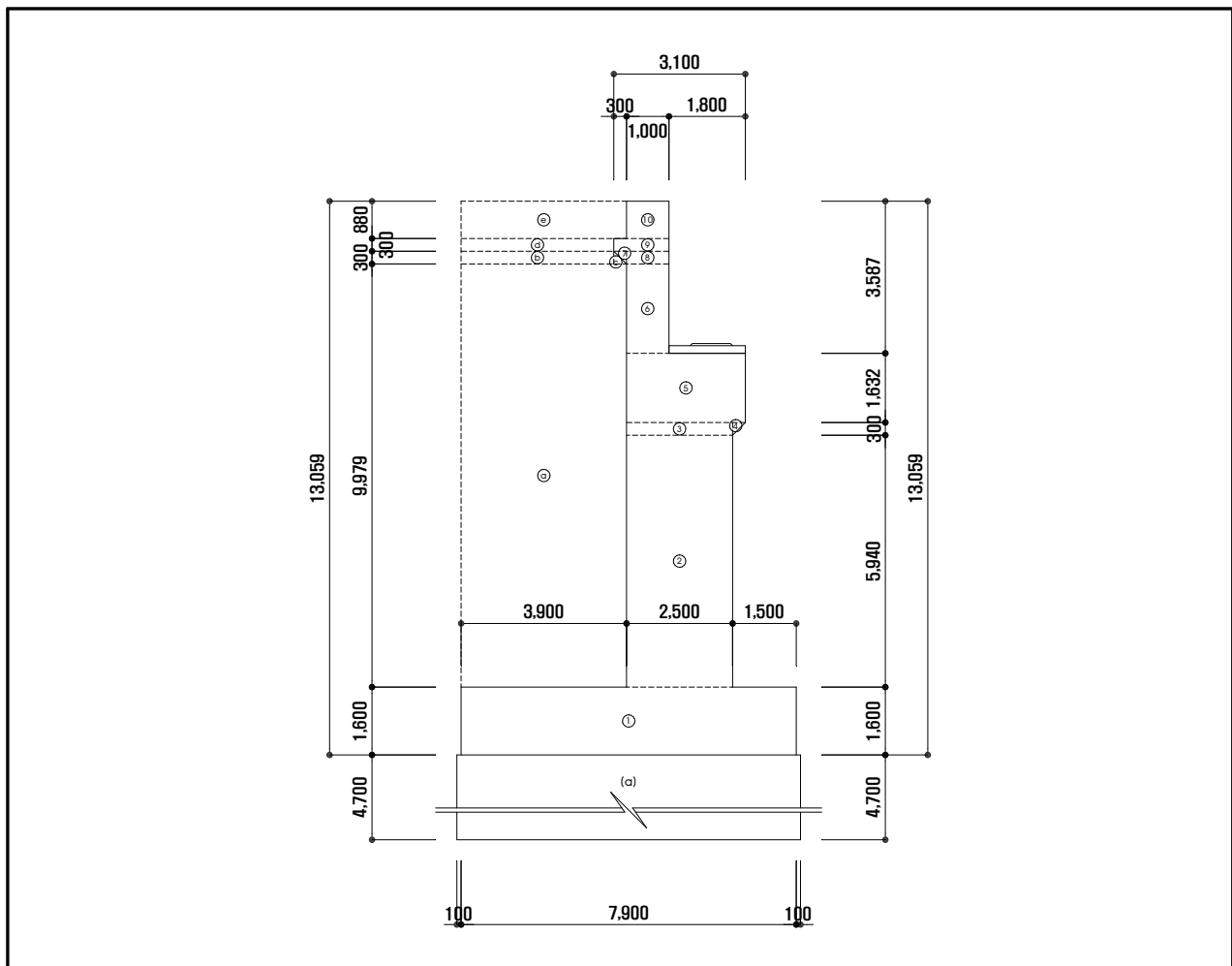
㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

5) 설계방법

① 안정성검토 : 허용응력설계법

② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5.51】 해석단면(여주, A1)

1) 상부반력

구 분	상부반력(kN)		계
	1	2	
고정하중	2680.963	2680.963	5361.926
활하중	591.945	591.945	1183.890

2) 자중(원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

구 분	번 호	체적(A_i) (m^3)	단위중량(γ) (kN/m^3)	수직력(V_i) (kN)
교대구체	①	$7.900 \times 1.600 = 12.640$	25.000	316.000
	②	$2.500 \times 5.940 = 14.850$	25.000	371.250
	③	$2.500 \times 0.300 = 0.750$	25.000	18.750
	④	$0.300 \times 0.300 \times 1/2 = 0.045$	25.000	1.125
	⑤	$2.800 \times 1.632 = 4.570$	25.000	114.240
	⑥	$1.000 \times 2.107 = 2.107$	25.000	52.663
	⑦	$0.300 \times 0.300 \times 1/2 = 0.045$	25.000	1.125
	⑧	$1.000 \times 0.300 = 0.300$	25.000	7.500
	⑨	$1.300 \times 0.300 = 0.390$	25.000	9.750
	⑩	$1.000 \times 0.880 = 0.880$	25.000	22.000
	소 계	$= 36.576$		914.403
뒷채움재	㉠	$3.900 \times 9.979 = 38.916$	20.000	778.323
	㉡	$3.600 \times 0.300 = 1.080$	20.000	21.600
	㉢	$0.300 \times 0.300 \times 1/2 = 0.045$	20.000	0.900
	㉣	$3.600 \times 0.300 = 1.080$	20.000	21.600
	㉤	$3.900 \times 0.880 = 3.432$	20.000	68.640
	소 계	$= 44.553$		891.063
총 계				1805.466

② 모멘트 산정

구 분	번 호	팔길이(X_i) (m)	모멘트(M_{xi}) (kN·m)
교대구체	①	3.950	1248.200
	②	2.750	1020.938
	③	2.750	51.563
	④	1.400	1.575
	⑤	2.600	297.024
	⑥	3.500	184.319
	⑦	4.100	4.612
	⑧	3.500	26.250
	⑨	3.650	35.587
	⑩	3.500	77.000
	소 계		2947.068
뒷채움재	㉠	5.950	4631.022
	㉡	6.100	131.760
	㉢	4.200	3.780
	㉣	6.100	131.760
	㉤	5.950	408.408
	소 계		5306.730
총 계			8253.798

③ 합력의 작용위치 산정

㉦ 교대구체

$$\cdot X = 2947.068 / 914.403 = 3.223\text{m}$$

㉧ 뒷채움재

$$\cdot X = 5306.730 / 891.063 = 5.956\text{m}$$

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

㉠ 평상시 주동토압계수(Rankine) : 안정검토시 적용

$$K_a = \cos \alpha \times \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi}}$$

㉡ 평상시 주동토압계수(Coulomb) : 단면검토시 적용

$$K_a = \frac{\cos^2 (\Phi - \beta)}{\cos^2 \beta \times \cos (\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \times \sin (\phi - \alpha)}{\cos (\beta + \delta) \times \cos (\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

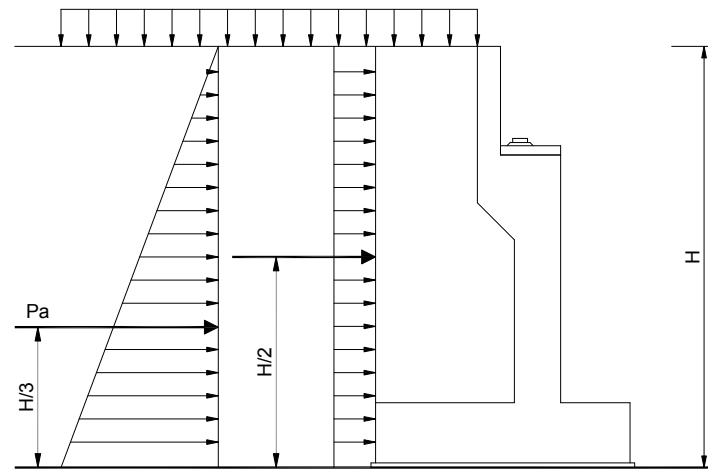
Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙 사이의 벽면마찰각(도)

구 분	안정검토	벽체검토
Φ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
K_a	0.271	0.251



② 안정검토시 토압(H=13.059m)

- $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta)$
 $= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 13.059^2 \times \cos(0.000)$
 $= 462.121 \text{ kN}$
- $Y = H/3 = 4.353\text{m}$: 작용중심높이

③ 단면검토시 토압(H=11.459m)

- $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta)$
 $= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 11.459^2 \times \cos(11.667 + 0.000)$
 $= 322.748 \text{ kN}$
- $Y = H/3 = 3.820\text{m}$: 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

－ 고정하중 반력

- $R_d = 5361.926 \div 12.600 = 425.550 \text{ kN/m}$

－ 활하중 반력

- $R_l = 1183.890 \div 12.600 = 93.960 \text{ kN/m}$

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

$$\begin{aligned}
 \bullet P_h &= R_d \times \mu_s \times \sin\theta \quad (\mu_s = \text{가동받침의 마찰계수}) \\
 &= 425.550 \times 0.150 \times \sin 90.000 \\
 &= 63.832 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$$P_1 = 10.0000 \times 3.900 = 39.000 \text{ kN}$$

② 상재하중에 의한 수평력

－ 안정검토시 수평토압(H=13.059m)

$$\begin{aligned}
 \bullet P_{a1} &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\
 &= 0.271 \times 10.000 \times 13.059 \times \cos 0.000 \\
 &= 35.389 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\bullet y = H/2 = 6.529\text{m} : \text{작용중심높이}$$

－ 단면검토시 수평토압(H=11.459m)

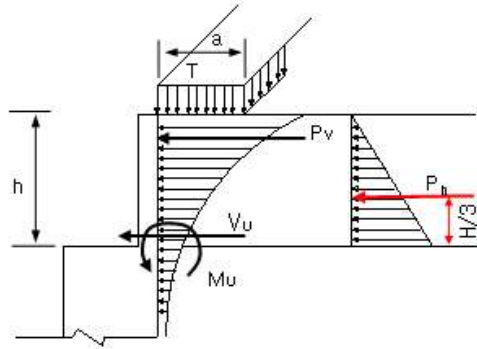
$$\begin{aligned}
 \bullet P_{a2} &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\
 &= 0.251 \times 10.000 \times 11.459 \times \cos 11.667 \\
 &= 28.167 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\bullet y = H/2 = 5.729\text{m} : \text{작용중심높이}$$

라. 각 부재별 단면검토

1) 각 부재별 단면력 산정

① 흥벽



- 윤회중에 의한 부재력

$$P_v = 114.60 \times K_a$$

$$= 114.60 \times 0.251 = 28.765 \text{ kN}$$

$$M_p = 114.60 \times K_a \times (H - 0.36)$$

$$= 114.60 \times 0.251 \times (3.587 - 0.36) = 92.809 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 토압에 의한 부재력

$$P_h = 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos \delta$$

$$= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.587^2 \times \cos 11.667 = 31.619 \text{ kN}$$

$$M_e = 1/3 \times H \times P_h$$

$$= 1/3 \times 3.587 \times 31.619 = 37.801 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 설계 단면력 산정

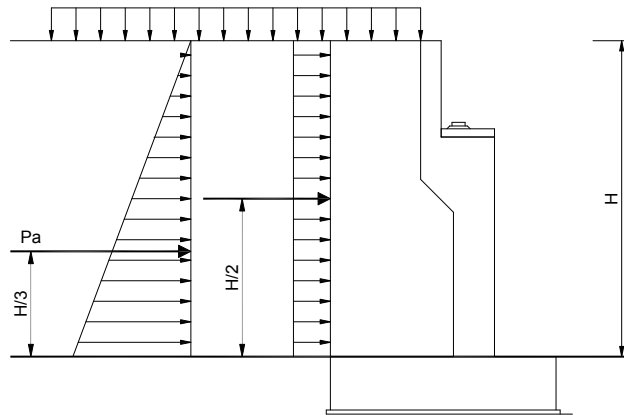
$$V_u = 1.70 \times P_v + 1.70 \times P_h$$

$$= 1.70 \times 28.765 + 1.70 \times 31.619 = 102.652 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.70 \times M_p + 1.70 \times M_e$$

$$= 1.70 \times 92.809 + 1.70 \times 37.801 = 222.036 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 벽체



㉠ 작용하중 집계

구 분	수평력(kN)	작용거리(m)	하중계수	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
① 배면토압	322.748	3.820	1.700	548.672	2095.651
② 뒷채움 상재하중	28.167	5.729	1.700	47.884	274.339
③ 교량받침 마찰력	63.832	8.272	1.300	82.982	686.424

㉡ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	비 고
설계 단면력(H=11.459m)	679.538	3056.414	

2) 각 부재별 단면검토

【표 5.45】 각 부재별 단면검토 결과(여주, A1)

구 분	d (mm)	필요철근량 (mm ²)	사용철근량 (mm ²)	힘에 대한 검토			전단에 대한 검토		
				M _u (kN·m)	ΦM _n (kN·m)	안전율	V _u (kN)	ΦV _n (kN)	안전율
벽체	2370.0	5139.302	D25-10EA D25-10EA =12848.0	3056.414	7455.180	O.K (2.439)	679.537	1548.078	O.K (2.278)
홍벽	920.0	953.716	D19-10EA =2865.0	222.036	656.739	O.K (2.958)	102.652	600.941	O.K (5.854)

※ $f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 300\text{MPa}$, $k_l = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

마. 안정검토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중

구 분	수직력 (kN)	수평력 (kN)	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	M _r (kN·m)	M _o (kN·m)
① 교대구체	914.402	—	3.223	4.529	2947.066	—
② 뒹개움재	891.063	—	5.956	7.315	5306.730	—
③ 배면토압	—	462.121	—	4.353	—	2011.536
④ 뒹개움 상재하중	39.000	35.389	5.950	6.529	232.050	231.064
⑤ 상부 고정하중 반력	425.550	—	2.000	—	851.100	—
⑥ 상부 활하중 반력	93.960	—	2.000	—	187.920	—
⑦ 교량받침 마찰력	—	63.832	—	9.872	—	630.150

② 하중조합

구 분		V (kN)	H (kN)	M _r (kN·m)	M _o (kN·m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4)	1844.465	497.510	8485.846	2242.600
COMB 2	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3)	1805.465	462.121	8253.796	2011.536
COMB 3	고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+5+6+7)	2363.975	561.342	9524.866	2872.750
COMB 4	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3+5+7)	2231.015	525.953	9104.896	2641.686

※ COMB 1,2 ; 상부하중 비재하시, COMB 3,4 ; 상부하중 재하시

※ 활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수 적용

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내에 있어야 함.
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.

【표 5.46】 전도에 대한 안전성 검토(여주, A1)

구 분	M_T (kN·m)	M_o (kN·m)	V (kN)	안전율 (M_T / M_o)	허용 안전율	e (m)	허용폭 (m)	비 고
COMB 1	8485.846	2242.600	1844.465	3.784	2.000	0.565	1.317	O.K
COMB 2	8253.796	2011.536	1805.465	4.103	2.000	0.493	1.317	O.K
COMB 3	9524.866	2872.750	2363.975	3.316	2.000	1.136	1.317	O.K
COMB 4	9104.896	2641.686	2231.015	3.447	2.000	1.053	1.317	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

3) 활동에 대한 안정

【표 5.47】 활동에 대한 안전성 검토(여주, A1)

구 분	V (kN)	H_u (kN)	H (kN)	안전율 (H_u / H)	허용안전율	비 고
COMB 1	1844.465	1106.679	497.510	2.224	1.500	O.K
COMB 2	1805.465	1083.279	462.121	2.344	1.500	O.K
COMB 3	2363.975	1418.385	561.342	2.527	1.500	O.K
COMB 4	2231.015	1338.609	525.953	2.545	1.500	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

4) 지지력에 대한 안정

【표 5.48】 지지력에 대한 안전성 검토(여주, A1)

구 분	V (kN)	M (kN·m)	e (m)	Q_{max} (kN)	Q_{min} (kN)	Q_a (kN)	비 고
COMB 1	1844.465	6243.246	0.565	333.690	133.263	600.000	O.K
COMB 2	1805.465	6242.260	0.493	314.038	143.041	600.000	O.K
COMB 3	2363.975	6652.116	1.136	557.425	41.049	600.000	O.K
COMB 4	2231.015	6463.210	1.053	508.265	56.549	600.000	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

바. 각 부재별 사용성(균열) 검토

1) 각 부재별 단면력 산정

① 홍벽

- 운하중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 = 28.765 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (3.587 - 0.36) = 92.809 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.587^2 \times \cos 11.667 = 31.619 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 3.587 \times 31.619 = 37.801 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$V_s = 28.765 + 31.619 = 60.384 \text{ kN}$$

$$M_s = 92.809 + 37.801 = 130.610 \text{ kN}$$

② 벽체

㉠ 작용하중 집계

구 분	수평력(kN)	작용거리(m)	하중계수	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
① 배면토압	322.748	3.820	1.000	322.748	1232.736
② 뒷채움 상재하중	28.167	5.729	1.000	28.167	161.376
③ 교량받침 마찰력	63.832	8.272	1.000	63.832	528.018

㉔ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	비 고
설계 단면력	414.747	1922.130	

2) 각 부재별 사용성(균열) 검토

【표 5.49】 각 부재별 사용성(균열) 검토결과(여주, A1)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	최외단 철근 평균간격(S) (mm)	최외단 철근 소요중심간격(S_a) (mm)	비고
벽체	1922.130	68.617	150	100	918.135	O.K
홍벽	130.610	52.868	150	100	1191.656	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

5.4.2.2 교각(P10) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : 중공형 구주식
- ② 상부구조형식 : PSC Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 확대(전면)기초

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- ② 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ③ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.150$ (구조계산서 참조)

3) 지반조건

- ① 기초지반의 N치 : $N = 50.000$
- ② 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi_2 = 42.386^\circ$ ($\Phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ③ 기초지반의 점착력 : $c = 0.000 \text{ kN/m}^2$
- ④ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.600$ ($\tan \Phi_b = 0.60, C_b = 0$: 암과 콘크리트)

4) 사용재료

① 콘크리트

㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(기둥, 기초)

㉡ 탄성계수(E_c) : 27,849MPa(기둥, 기초)

② 철근(SD300)

㉠ 항복강도(f_y) : 300MPa(기둥, 기초)

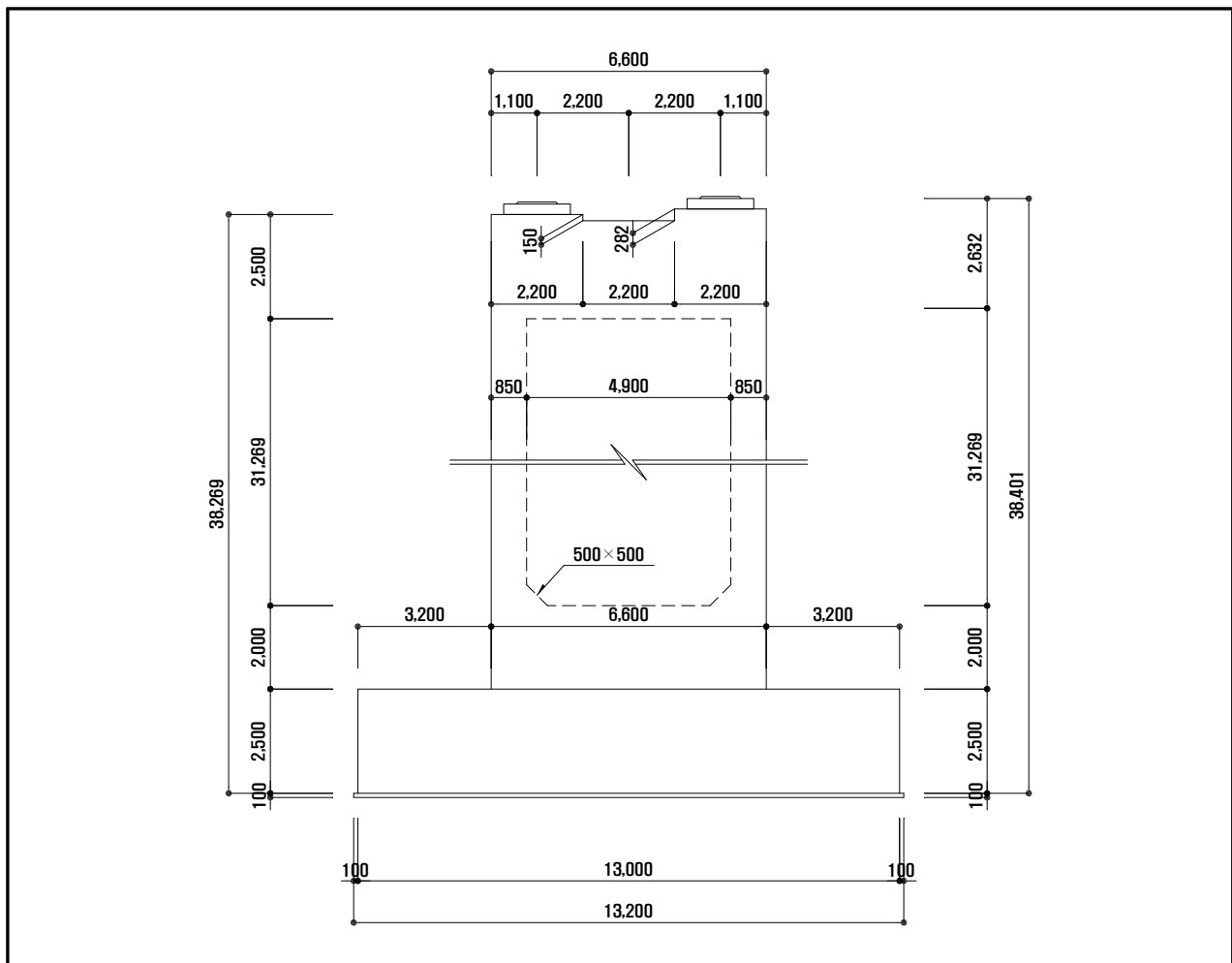
㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

5) 설계방법

① 안정성검토 : 허용응력설계법

② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5.52】 해석단면(여주, P10)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측 편재하시(L2)	우측 편재하시(L3)
1	6882.321	1392.871	1392.871	0.000
2	6882.321	1392.871	0.000	1392.871
계	13764.642	2785.742	1392.871	1392.871

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향(W-TR)

㉠ 상부구조에 작용하는 풍하중

- $B/D = 12.600 / 4.300 = 2.930 [1 \leq B/D < 8]$
- $W_1 = [4.0 - 0.2 \times (12.600 / 4.300)] \times 4.300 = 14.7 \text{ kN/m} \geq 6.0$ 이므로
 $= 14.680 \text{ kN/m}$
- $P_1 = 14.680 \times (46.000 + 46.000) / 2 \times \sin 90.000$
 $= 675.28 \text{ kN}$
- 작용위치 $h = 4.300 / 2 + 0.400 + 0.000 / 2 = 2.550 \text{ m}$
- 작용모멘트 $M_y = P_h \times h = 675.280 \times 2.550 = 1721.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$

㉡ 하부구조에 작용하는 풍하중

- $W'_{\text{column}} = 3.000 \times 3.500 = 10.500 \text{ kN/m}$ (풍상측)
- ※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향(W-LO)

㉠ 하부구조에 작용하는 풍하중

- $W'_{\text{column}} = 3.000 \times 6.600 = 19.800 \text{ kN/m}$
- ※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다.

- $P_h = 1.500 \times (46.000 + 46.000)/2 \times \sin 90.000 = 69.000 \text{ kN}$
- 작용위치 $h = 3.579 + 1.500 + 0.000 / 2 = 5.079 \text{ m}$
- 작용모멘트 $M_y = P_h \times h = 69.000 \times 5.079 = 350.485 \text{ kN}\cdot\text{m}$

4) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

- 연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ \text{ C}$ 적용

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

- $\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 46.0 = 0.0138 \text{ m}$

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

- $P_h = 3 \times 27849000 \times 21.19985 \times 1 \text{ EA} \times 0.01380 / 35.769^3 \times \sin 90.000$
 $= 534.100 \text{ kN}$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

- 상부고정하중 : $V_d = 13764.642 \text{ kN}$
- 교량받침마찰계수 : $\mu = 0.150$
- $P_h = \mu \times W = 13764.642 \times 0.150 \times \sin 90.000 = 2064.696 \text{ kN}$

수평력은 ㉠, ㉡ 중 작은 값 534.100kN를 적용한다.

㉢ 작용모멘트

- $M_h = 534.100 \times (0.400 + 0.000/2) = 213.640 \text{ kN}\cdot\text{m}$

라. 하중조합

1) 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00									1.00
SVB23	1.00	1.00							1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00						1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00					1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00				1.00	1.00

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL : 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 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 : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력

2) 계수하중 검토시

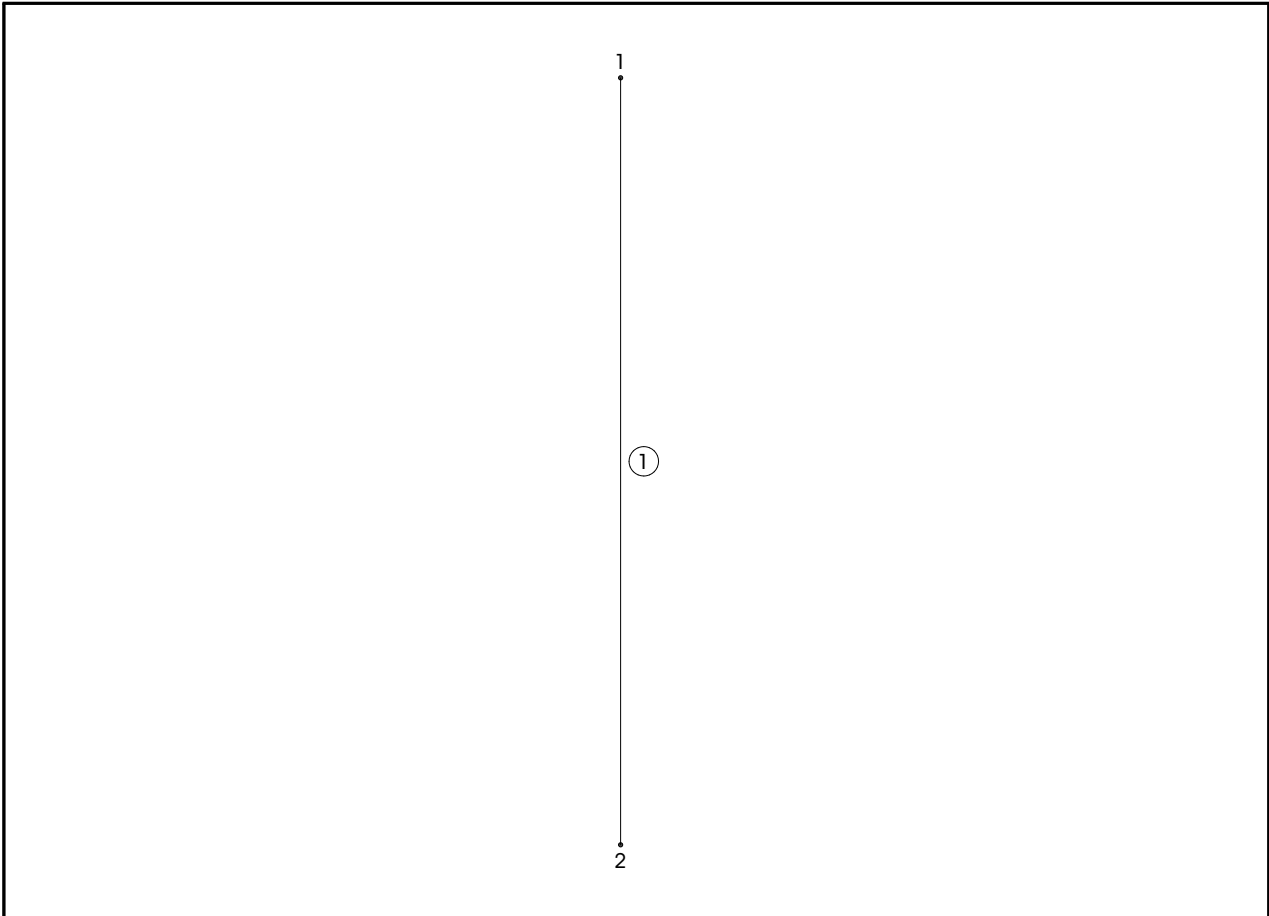
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00									1.00
ULB23	1.30	1.30							1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30						1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30					1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20				1.20	1.20

3) 계수하중 검토시(최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO	Q
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00									1.00
UEB23	1.00	1.30							1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30						1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30					1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20				1.20	1.20

마. 구조해석

1) 해석모델링



【그림 5.53】 해석모델링 (여주, P10)

2) 절점 좌표

절 점	X(m)	Z(m)	절 점	X(m)	Z(m)
1	3.300	35.769	2	3.300	0.000

3) 단면제정수

【표 5.50】 단면제정수 산정 (여주, P10)

구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I22(m ⁴)	I33(m ⁴)	적용 절점
①	6.600	3.500	14.280	21.199850	66.205650	기둥상단
②	6.600	3.500	14.280	21.199850	66.205650	기둥하단

바. 기둥검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

구 분		P_e (kN)	P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	$M2$ (kN·m)	V (kN)	Δ (m)	비 고
교축 직각 방향	ULO01	-34494.373	-40483.714	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
	ULO04	-34494.373	-34494.373	2238.548	42370.916	-1366.111	0.00983	모멘트최대
	UEO26	-23880.720	-23880.720	2066.352	39111.615	-1261.025	0.00908	편심최대
교축 방향	ULB01	-34494.373	-40483.714	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
	ULB14	-33167.666	-33167.666	267.050	39985.480	1553.056	0.02640	모멘트최대
	UEB14	-25207.426	-25207.426	267.050	39985.480	1553.056	0.02640	편심최대

※ P_e : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 $\times$ 고정하중 계수)

P_u : 전체축력 , $M1, M2$: 기둥 상단, 하단 모멘트

V_u : 전단력 , Δ : 기둥 상단의 변위량

2) 기둥 단면검토

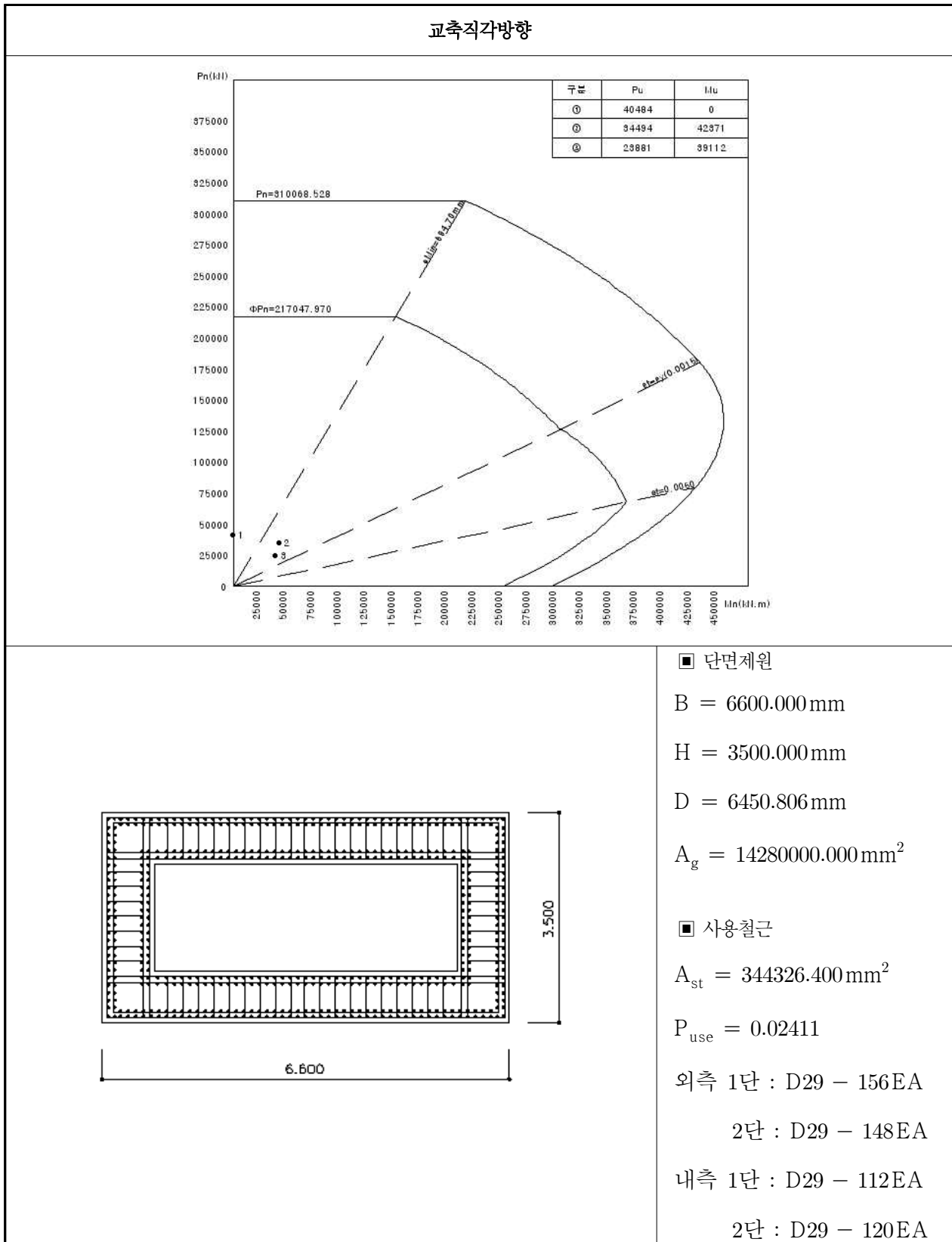
【표 5.51】 기둥 단면검토 결과(여주, P10)

구 분		P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
교축 직각 방향	축력 최대	40483.714	217047.970	0.000	0.000	O.K (5.361)	
	모멘트 최대	34494.373	182639.937	42370.920	224344.480	O.K (5.295)	
	편심 최대	23880.720	183988.219	39111.620	301334.186	O.K (7.704)	
교축 방향	축력 최대	40483.714	217047.970	0.000	0.000	O.K (5.361)	
	모멘트 최대	33167.666	159356.940	39985.480	192113.721	O.K (4.805)	
	편심 최대	25207.426	134252.088	39985.480	212958.442	O.K (5.326)	
- $f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 300\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\Phi_c = 0.70$							

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

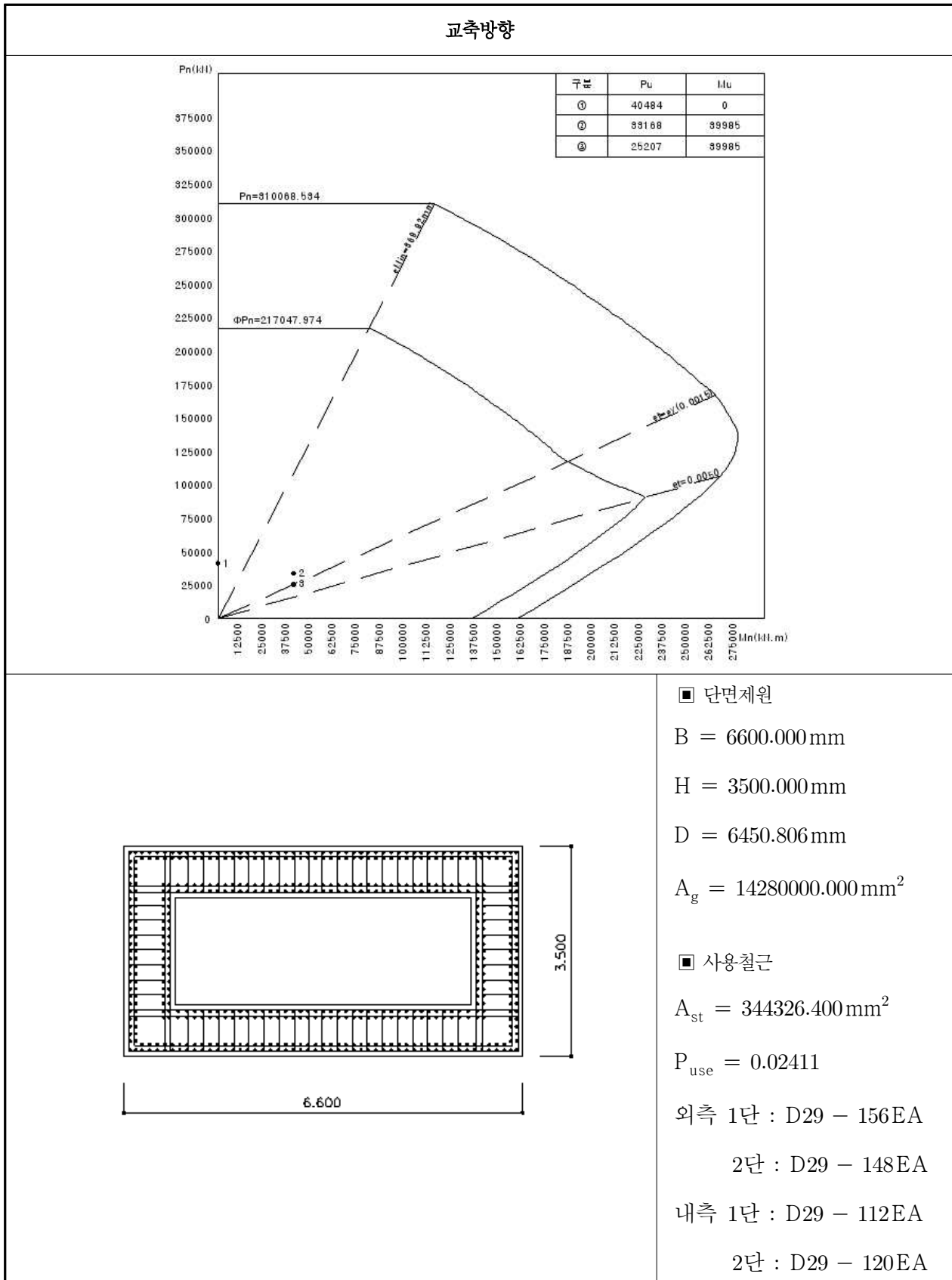
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



【그림 5.54】 교축직각방향 P-M상관도(여주, P10)

② 교축방향



【그림 5.55】 교축방향 P-M상관도(여주, P10)

사. 기초검토

1) 기초 안정검토

① 기초중앙 작용력 산정

구 분		P (kN)	V _y (kN)	M _x (kN·m)	ΣV (kN)	M _r (kN·m)	M _o (kN·m)	비 고
교축 직각 방향	SVO05	29319.873	594.427	19115.052	39069.873	253954.174	20601.120	축력최대
	SVO04	26534.133	1050.855	32593.012	36284.133	235846.865	35220.150	모멘트최대
	SVO26	26534.133	1050.855	32593.012	36284.133	235846.865	35220.150	편심최대
교축 방향	SVB16	29319.873	888.273	-25653.123	39069.873	234419.238	23432.442	축력최대
	SVB14	26534.133	1242.445	-31988.384	36284.133	217704.798	28882.271	모멘트최대
	SVB14	26534.133	1242.445	-31988.384	36284.133	217704.798	28882.271	편심최대

② 전도에 대한 안정검토

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6 이내에 있어야 함.
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상.

【표 5.52】 전도에 대한 안정검토 결과(여주, P10)

구 분		M _r (kN·m)	M _o (kN·m)	V (kN)	안전율	e(m)	허용폭(m)	비 고
교축 직각 방향	SVO05	253954.174	20601.120	39069.873	12.327	0.527	2.167	O.K
	SVO04	235846.865	35220.150	36284.133	6.696	0.971	2.167	O.K
	SVO26	235846.865	35220.150	36284.133	6.696	0.971	2.167	O.K
교축 방향	SVB16	234419.238	23432.442	39069.873	10.004	0.600	2.000	O.K
	SVB14	217704.798	28882.271	36284.133	7.538	0.796	2.000	O.K
	SVB14	217704.798	28882.271	36284.133	7.538	0.796	2.000	O.K
- B : 기초의 폭원 (m) , $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$ - 안전율 (S.F) = $M_r / M_o \geq 2.0$								

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

③ 활동에 대한 안정검토

- 직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 함.

$$H_u = C_b A + V \tan \Phi_b$$

여기서, H_u : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단저항력(kN)

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φ_b : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값.

【표 5.53】 활동에 대한 안정검토 결과(여주, P10)

구 분		V(kN)	H_u (kN)	H(kN)	안전율	허용안전율	비 고
교축 직각 방향	SVO05	39069.873	23441.924	594.427	39.436	1.500	O.K
	SVO04	36284.133	21770.480	1050.855	20.717	1.500	O.K
	SVO26	36284.133	21770.480	1050.855	20.717	1.500	O.K
교축 방향	SVB16	39069.873	23441.924	888.273	26.390	1.500	O.K
	SVB14	36284.133	21770.480	1242.445	17.522	1.500	O.K
	SVB14	36284.133	21770.480	1242.445	17.522	1.500	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

④ 지지력에 대한 안정검토

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력 이내에 있어야 함.
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우(사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

【표 5.54】 지지력에 대한 안정검토 결과(여주, P10)

구 분		V (kN)	M(kN·m)	e(m)	$Q_{\max}$ (kN)	$Q_{\min}$ (kN)	Q_a (kN)	비 고
교축 직각 방향	SVO05	39069.873	233353.054	0.527	311.398	189.498	600.000	O.K
	SVO04	36284.133	200626.715	0.971	336.792	128.389	600.000	O.K
	SVO26	36284.133	200626.715	0.971	336.792	128.389	600.000	O.K
교축 방향	SVB16	39069.873	210986.796	0.600	325.552	175.344	600.000	O.K
	SVB14	36284.133	188822.527	0.796	325.162	140.019	600.000	O.K
	SVB14	36284.133	188822.527	0.796	325.162	140.019	600.000	O.K
- B : 기초의 폭원 (m) , $M = M_t - M_o$, $e = B/2 - M / V$								

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 내서방향

가. 안전성 평가결과

1) 상부구조

【표 5.55】 상부구조 안전성 평가결과(내서)

구 분			계산식	판정	비고
종방향	허용응력법		$\frac{f_a}{f} = \frac{18.000}{13.014} = 1.38$	O.K	MPa
	강도설계법		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{180,454.6}{95,403.1} = 1.89$	O.K	kN·m
횡방향	단면 검토	상부슬래브 중앙부	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{167.58}{129.18} = 1.30$	O.K	kN·m
		캔틸레버 지점부	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{640.32}{501.76} = 1.28$	O.K	kN·m
		상부슬래브 지점부	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{675.26}{562.61} = 1.20$	O.K	kN·m
		벽 체	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{169.60}{146.30} = 1.16, \frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{514.82}{259.46} = 1.98$	O.K	kN
		하부슬래브 중앙부	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{67.04}{62.36} = 1.08, \frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{183.24}{118.86} = 1.54$	O.K	kN
		하부슬래브 지점부	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{296.80}{92.21} = 3.22, \frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{261.09}{196.35} = 1.33$	O.K	kN

2) 하부구조

【표 5.56】 하부구조 안전성 평가결과(내서)

구 분				계산식	판정	비고
A2	단면 검토	벽체	휨모멘트	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{3,466.332}{1,013.496} = 3.420$	O.K	kN·m
			전단	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{1,776.697}{337.243} = 5.268$	O.K	kN
		홍벽	휨모멘트	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{656.739}{219.377} = 2.994$	O.K	kN·m
			전단	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{600.941}{101.876} = 5.899$	O.K	kN
	안정성 검토	전도		$\frac{M_r}{M_o} (= 5.408) > 2.0$	O.K	kN·m
		활동		$\frac{H_u}{H} (= 2.356) > 1.5$	O.K	kN
		지지력		$Q_{max} (= 227.559) < 600$	O.K	kN/m ²
P9	기둥 검토	교축직각방향		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{181,863.478}{34,867.443} = 5.216 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{225,725.975}{43,276.900} = 5.216 > 1$	O.K	kN kN·m
		교축방향		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{161,009.609}{33,526.387} = 4.802 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{190,647.277}{39,697.720} = 4.802 > 1$	O.K	kN kN·m
	안정성 검토	교축 직각 방향	전도	$\frac{M_r}{M_o} (= 7.757) > 2.0$	O.K	kN·m
			활동	$\frac{H_u}{H} (= 20.744) > 1.5$	O.K	kN
			지지력	$Q_{max} (= 325.097) < 600$	O.K	kN/m ²
		교축 방향	전도	$\frac{M_r}{M_o} (= 7.648) > 2.0$	O.K	kN·m
			활동	$\frac{H_u}{H} (= 17.885) > 1.5$	O.K	kN
			지지력	$Q_{max} (= 326.389) < 600$	O.K	kN/m ²

나. 내하력 평가결과

【표 5.57】 내하력 평가결과(내서)

PSC Box Girder	허용응력법	$\frac{f_a - (f_d + f_{ps} + f_{cs} + f_{sd} + f_T)}{f_{\ell+I}} = \frac{3.221}{1.642} = 1.96$	DB-24 이상
	강도설계법	$\frac{\phi M_n - (\gamma_d M_d + \gamma_{ps} M_{ps} + \gamma_{cs} M_{cs})}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)} = \frac{99182.14}{22402.61} = 4.43$	DB-24 이상
바닥판 (강도설계법)		$\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)} = \frac{621.352}{508.705} = 1.22$	DB-24 이상

5.5.2 여주방향

가. 안전성 평가결과

1) 상부구조

【표 5.58】 상부구조 안전성 평가결과(여주)

구 분			계산식	판정	비고
종방향	허용응력법		$\frac{f_a}{f} = \frac{18.000}{13.046} = 1.38$	O.K	MPa
	강도설계법		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{180,454.6}{95,684.0} = 1.89$	O.K	kN·m
횡방향 (방호벽구간)	단면 검토	상부슬래브 중앙부	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{167.58}{129.18} = 1.30$	O.K	kN·m
		캔틸레버 지점부	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{675.26}{562.61} = 1.20$	O.K	kN·m
		상부슬래브 지점부	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{675.26}{562.61} = 1.20$	O.K	kN·m
		벽 체	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{169.60}{146.30} = 1.16, \frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{514.82}{259.46} = 1.98$	O.K	kN
		하부슬래브 중앙부	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{67.04}{62.36} = 1.08, \frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{183.24}{118.86} = 1.54$	O.K	kN
		하부슬래브 지점부	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{296.80}{92.21} = 3.22, \frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{261.09}{196.35} = 1.33$	O.K	kN
횡방향 (방음벽구간)	단면 검토	상부슬래브 중앙부	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{167.58}{130.00} = 1.29$	O.K	kN·m
		캔틸레버 지점부	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{640.32}{528.91} = 1.21$	O.K	kN·m
		상부슬래브 지점부	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{675.26}{575.31} = 1.17$	O.K	kN·m
		벽 체	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{169.60}{144.16} = 1.18, \frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{514.82}{245.01} = 2.10$	O.K	kN
		하부슬래브 중앙부	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{67.04}{65.27} = 1.03, \frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{183.24}{122.59} = 1.49$	O.K	kN
		하부슬래브 지점부	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{296.80}{95.11} = 3.12, \frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{261.09}{201.99} = 1.29$	O.K	kN

2) 하부구조

【표 5.59】 하부구조 안전성 평가결과(여주)

구 분				계산식	판정	비고
A1	단면 검토	벽체	휨모멘트	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{7,455.180}{3,056.414} = 2.439$	O.K	kN·m
			전단	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{1,548.078}{679.537} = 2.278$	O.K	kN
		홍벽	휨모멘트	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{656.739}{222.036} = 2.958$	O.K	kN·m
			전단	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{600.941}{102.652} = 5.854$	O.K	kN
	안정성 검토	전도		$\frac{M_r}{M_o} (= 3.316) > 2.0$	O.K	kN·m
		활동		$\frac{H_u}{H} (= 2.224) > 1.5$	O.K	kN
		지지력		$Q_{max} (= 557.425) < 600$	O.K	kN/m ²
P10	기둥 검토	교축직각방향		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{182,639.937}{34,494.373} = 5.295 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{224,344.480}{42,370.920} = 5.295 > 1$	O.K	kN kN·m
		교축방향		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{159,356.940}{33,167.666} = 4.805 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{192,113.721}{39,985.480} = 4.805 > 1$	O.K	kN kN·m
	안정성 검토	교축 직각 방향	전도	$\frac{M_r}{M_o} (= 6.696) > 2.0$	O.K	kN·m
			활동	$\frac{H_u}{H} (= 20.717) > 1.5$	O.K	kN
			지지력	$Q_{max} (= 336.792) < 600$	O.K	kN/m ²
		교축 방향	전도	$\frac{M_r}{M_o} (= 7.538) > 2.0$	O.K	kN·m
			활동	$\frac{H_u}{H} (= 17.522) > 1.5$	O.K	kN
			지지력	$Q_{max} (= 325.552) < 600$	O.K	kN/m ²

나. 내하력 평가결과

【표 5.60】 내하력 평가결과(여주)

PSC Box Girder	허용응력법	$\frac{f_a - (f_d + f_{ps} + f_{cs} + f_{sd} + f_T)}{f_{\ell+I}} = \frac{3.205}{1.642} = 1.95$	DB-24 이상
	강도설계법	$\frac{\phi M_n - (\gamma_d M_d + \gamma_{ps} M_{ps} + \gamma_{cs} M_{cs})}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)} = \frac{99029.883}{22402.613} = 4.42$	DB-24 이상
바닥판 (강도설계법)		$\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)} = \frac{608.655}{508.705} = 1.20$	DB-24 이상