

제6장 시설물의 안전성평가

6.1 개요

6.2 구조해석 및 안전성 검토

6.3 내하력 평가

6.4 안전성평가 등급 산정

제6장 시설물의 안전성평가

6.1 개요

구조물의 안전성평가는 그 기능과 역할을 유지할 수 있는 구조적 및 사용상의 안전성에 대한 확보여부를 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. 검토구간 선정 및 사유

본 과업 대상 교량인 북삼교는 경기도 연천군 왕징면 북삼리에 위치하고 있으며 상부 PSC BEAM의 총 연장은 $7 \times (3 \times 30) = 630\text{m}$, 폭원 11.0m, 3경간 연속구간 21개소로 구성되어 있으며 활하중 DB-24, DL-24 으로 설계되었다. 안전성 검토 및 내하력평가는 재하시험 위치와 동일한 S1~S3 구간에 대해서 수행하였다.

【표 6.1】 구조검토구간 선정

상부구조	구간	연속구분	지간구분	거더수
PSC BEAM	S1~S3	3경간연속	L=3@30m=90m	5
	선정사유	발주처와 협의하여 재하시험 위치를 선정하였으며, 재하시험을 실시한 S3 구간에 대하여 안전성 검토를 실시한다. S1 ~ S3		

평면도 S=1:1,200

종단면도 S=1:1,200

나. 구조검토 조건

본 교량은 설계 시와 현재의 설계기준을 비교하여 현 기준에 의하여 안전성 검토 및 내하력 평가를 실시하며, 사용재료의 특성 및 철근간격, 피복두께 등을 설계도서와 현장측정 값을 비교하여 적용하였다. 최초 설계단계와 안전성 평가시 비교표는 다음 표와 같다.

【표 6.2】설계시와 정밀안전진단의 구조검토 조건비교

구 분		설 계 당 시	금회 안전성 평가시
설계기준		- 도로교 표준시방서(1992) - 콘크리트 표준시방서(1988)	- 도로교 설계기준(2010) - 콘크리트구조기준(2012)
적용하중		고정하중+활하중	고정하중+활하중
플랜지 및 바닥판유효폭		유효폭 고려	유효폭 고려
적용하중	고정하중	- 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 : $\gamma_a = 23.0 \text{kN/m}^3$
	활하중	DB-24, DL-24	DB-24, DL-24
설계방법		- 바닥판 : 강도설계법 - P.S.C Beam Girder : 허용응력설계법, 강도설계법	- 바닥판 : 강도설계법 - P.S.C Beam Girder : 허용응력설계법, 강도설계법
프리스트레스 도입		프리스트레스 도입시 Con 압축강도 : 320 kgf/cm^2	프리스트레스 도입시 Con 압축강도 : 32 MPa
허용응력	프리스트레스 도입시	- 허용휨압축 = $0.55f_{ci} = 176 \text{ kgf/cm}^2$ - 허용휨인장 = $0.75\sqrt{f_{ci}} = -13.4 \text{ kgf/cm}^2$	- 허용휨압축 = $0.60f_{ci} = 19.2 \text{ MPa}$ - 허용휨인장 = $0.25\sqrt{f_{ci}} = -1.41 \text{ MPa}$
	사용하중	- 허용휨압축 = $0.4f_{ck} = 160 \text{ kgf/cm}^2$ - 허용휨인장 = $1.50\sqrt{f_{ck}} = -30 \text{ kgf/cm}^2$	- 허용휨압축 = $0.45f_{ck} = 18 \text{ MPa}$ - 허용휨인장 = $0.63\sqrt{f_{ck}} = -3.98 \text{ MPa}$
사용재료	콘크리트 강도	- 바닥판 : 270 kgf/cm^2 - 빔 : 400 kgf/cm^2	- 비파괴 강도 값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준 강도 적용 - 설계기준강도 적용 - 바닥판 27MPa, 빔 40MPa
	탄성계수	- 콘크리트 - 바닥판 : $2.46 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, - 빔 : $3.00 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ - 철근 : $2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$	- 콘크리트 $E_c = 0.077m^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}}$ - 바닥판: 26681 MPa, - 빔: 29985 MPa - 철근 : 200000 MPa
	철근 항복강도	바닥판(SD40) $f_y = 4000 \text{ kgf/cm}^2$	바닥판(SD40) $f_y = 400 \text{ MPa}$
	PS강재	인장강도 $f_{pu} = 190 \text{ kgf/mm}^2$	인장강도 $f_{pu} = 1900 \text{ MPa}$
검토결과		- 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 구조해석 검토시 사용재료의 특성 및 피복 등은 설계기준, 준공도서 및 현장조사 자료를 분석하여 보수적으로 적용	

다. 검토방법

대상교량은 1등교(DB-24, DL-24)로 설계 및 시공되어 있으며, 설계 당시 빔은 허용응력설계법과 강도설계법, 바닥판은 강도설계법을 적용한 것을 확인하였으며, 구조검토 상세내용은 부록에 추가 수록토록 하였다.

안전성검토는 대상 시설물의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것이 원칙이기 때문에 현행 설계법인 한계상태설계법(신뢰성 이론)을 미적용 하였으며, 설계당시 거더의 종방향은 허용응력설계법, 거더의 횡방향은 강도설계법을 적용하여 안전성평가를 실시하였다.

재하시험은 선택과업으로서 현장조사시 대상교량의 구조적 결함 및 손상은 없는 것으로 분석되었으며, 재하시험 위치는 발주처와 협의하여 선정하였고, 구조해석 결과를 활용한 기본내하력과 공용내하력 평가를 수행하였다.

안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석 및 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 Midas/Civil을 이용하여 수행하였다.

라. 구조계산의 기본가정

- 1) 사용된 해석모델은 보요소를 이용하여 격자해석을 실시한다.
- 2) 철근량은 측정값을 기준으로 하며 철근의 종류는 도면을 참조한다. 유효높이는 철근탐사결과 측정된 피복두께와 준공도를 참조하여 단면력 검토시 안전측으로 적용한다.
- 3) 콘크리트 강도는 비파괴 압축강도 시험결과와 설계기준값의 만족여부를 고려하여 적용한다.
- 4) 고정하중은 바닥판, 거더, 방호벽 및 기타하중에 대해서 합성전 고정하중 및 합성후 고정하중으로 구분하여 고려한다.
- 5) 포장두께는 현장조사 및 시험에서 코어채취를 통해 얻은 실측포장두께 중 안전측 검토를 위해 최대두께를 적용하여 검토한다.
- 6) 활하중은 DB, DL하중 및 충격하중을 고려하여 산정한다.
- 7) 강도검토시 하중계수는 도로교설계기준(2010)을 이용한다.
- 8) 구조검토 결과는 도로교설계기준에 준하여 SI단위계를 사용한다.

$$\ast 1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.098 \text{ MPa} \approx 0.1 \text{ MPa}$$

$$(1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2 = 106 \text{ N/m}^2, 1 \text{ N} = 0.102\text{kgf} \approx 0.1 \text{ kgf})$$

6.2 구조해석 및 안전성검토

6.2.1 구조검토조건

가. 구조형식

- 1) 교 량 명 : 북삼교
- 2) 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- 3) 교량형식 : PSC Beam Girder
- 4) 교 장 : $7(3@30)=630\text{m}$
- 5) 교 량 폭 : $B = 11.00\text{m}$
- 6) 빔 제원 : $B = 0.660\text{m}$, $H = 2.000\text{m}$
- 7) 사 각 : 0°

나. 교량제원

- 1) 고정하중
 - 철근 콘크리트 : $W_c = 25.000 \text{ kN/m}^3$
 - 아스콘 포장 : $W_a = 23.500 \text{ kN/m}^3$
- 2) 활하중
 - DB-24, DL-24
 - 충격계수 : $i = 15 / (40+L) \leq 0.3$

다. 사용재료

- 1) 콘크리트
 - ① 설계기준강도
 - PSC Beam : $f_{ck} = 40.0 \text{ MPa}$
 - 바닥판 : $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$
 - ② 탄성계수
 - PSC Beam : $E_c = 0.077m_c^{1.5} \sqrt{f_{cu}} = 29,985 \text{ MPa}$
 - 바닥판 : $E_c = 0.077m_c^{1.5} \sqrt{f_{cu}} = 26,681 \text{ MPa}$
 - ③ 단위중량
 - 철근콘크리트 : $W_c = 25 \text{ kN/m}^3$

④ 바닥판 슬래브

- 콘크리트 허용 휨 압축강도

$$f_{ca} = 0.4 \times f_{ck} = 0.4 \times 27.0 = 10.8 \text{ MPa}$$

⑤ P.S.C BEAM 본체

- 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도

$$f_{ci}' = 0.8 \times f_{ck} = 0.8 \times 40.0 = 32.0 \text{ MPa}$$

⑥ 허용응력

- 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 허용응력

$$\text{휨압축응력} : f_{cat}' = 0.60 \times f_{ci}' = 0.60 \times 32.0 = 19.2 \text{ MPa}$$

$$\text{휨인장응력} : f_{cat} = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 0.25 \times \sqrt{32.0} = 1.4 \text{ MPa}$$

(부착된 철근이 없는 인장구역)

$$: f_{cat} = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 0.50 \times \sqrt{32.0} = 2.8 \text{ MPa}$$

(부착된 철근이 있는 인장구역)

- 모든 손실이어난후 사용하중 상태에서의 허용응력

$$\text{휨압축응력} : f_{caw}'' = 0.45 \times f_{ck} = 0.45 \times 40.0 = 18.0 \text{ MPa}$$

- 허용균열응력

$$f_{cr} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 0.63 \times \sqrt{40.0} = 3.9 \text{ MPa (보통 콘크리트)}$$

$$f_{cr} = 0.53 \times \sqrt{f_{ck}} = 0.53 \times \sqrt{40.0} = 3.3 \text{ MPa (부분 경량 콘크리트)}$$

$$f_{cr} = 0.47 \times \sqrt{f_{ck}} = 0.47 \times \sqrt{40.0} = 2.9 \text{ MPa (전 경량 콘크리트)}$$

- 정착부의 허용지압응력

$$0.70f_{ci} \sqrt{\frac{A_b}{A_c}} - 0.2 \leq 1.10f_{ci} \text{ (긴장재 정착 직후)}$$

$$0.50f_{ck} \sqrt{\frac{A_b}{A_c}} \leq 0.90f_{ck} \text{ (프리스트레스 손실 발생 후)}$$

2) 철근

① 항복응력

- PSC Beam : $f_y = 300 \text{ MPa (SD30)}$

- 바닥판 콘크리트 : $f_y = 400 \text{ MPa (SD40)}$

② 탄성계수 : $E_c = 200,000 \text{ MPa}$

3) PS강재

① P.S STRAND - (SWPC 7B 5 - 12 × 12.7mm)

- P.S STRAND 면적

$$A = 98.71 \text{mm}^2/\text{EA} \times 12.0 = 1184.5 \text{mm}^2$$

$$\Sigma A = 4.0 \text{ CABLE} \times 1184.5 = 4738.0 \text{mm}^2$$

- 인장강도 : $f_{pu} = 1900.0 \text{ MPa}$ - 항복강도 : $f_{py} = 1600.0 \text{ MPa}$ - 파상마찰계수 : $k = 0.0066 \text{ 1/m}$ - 곡률마찰계수 : $\mu = 0.30 \text{ 1/rad}$

② 허용응력

- 프리스트레스 부재

$$\text{허용인장응력 : } f_{py}' = 0.94 \times f_{py} = 0.94 \times 1,600 = 1,504 \text{ MPa}$$

(긴장을 할 때 허용응력)

$$f_{py}' = 0.82 \times f_{py} = 0.82 \times 1,600 = 1,312 \text{ MPa}$$

(프리스트레스 도입직후 허용응력)

$$f_{py}' = 0.70 \times f_{pu} = 0.70 \times 1,900 = 1,330 \text{ MPa}$$

(정착구와 커플러의 위치에서 프리스트레스 도입직후 허용응력)

라. 검토방법

1) 철근콘크리트 : 강도 설계법

하중계수

고정하중 : 1.3, 활 하 중 : 2.15, 풍 하 중 : 1.3

강도감소계수

휨 : 0.85, 전단 : 0.75, 압축 : 0.70

2) 설계방법

- 바닥판 : 강도설계법

- PSC Beam : 허용응력설계법, 강도설계법

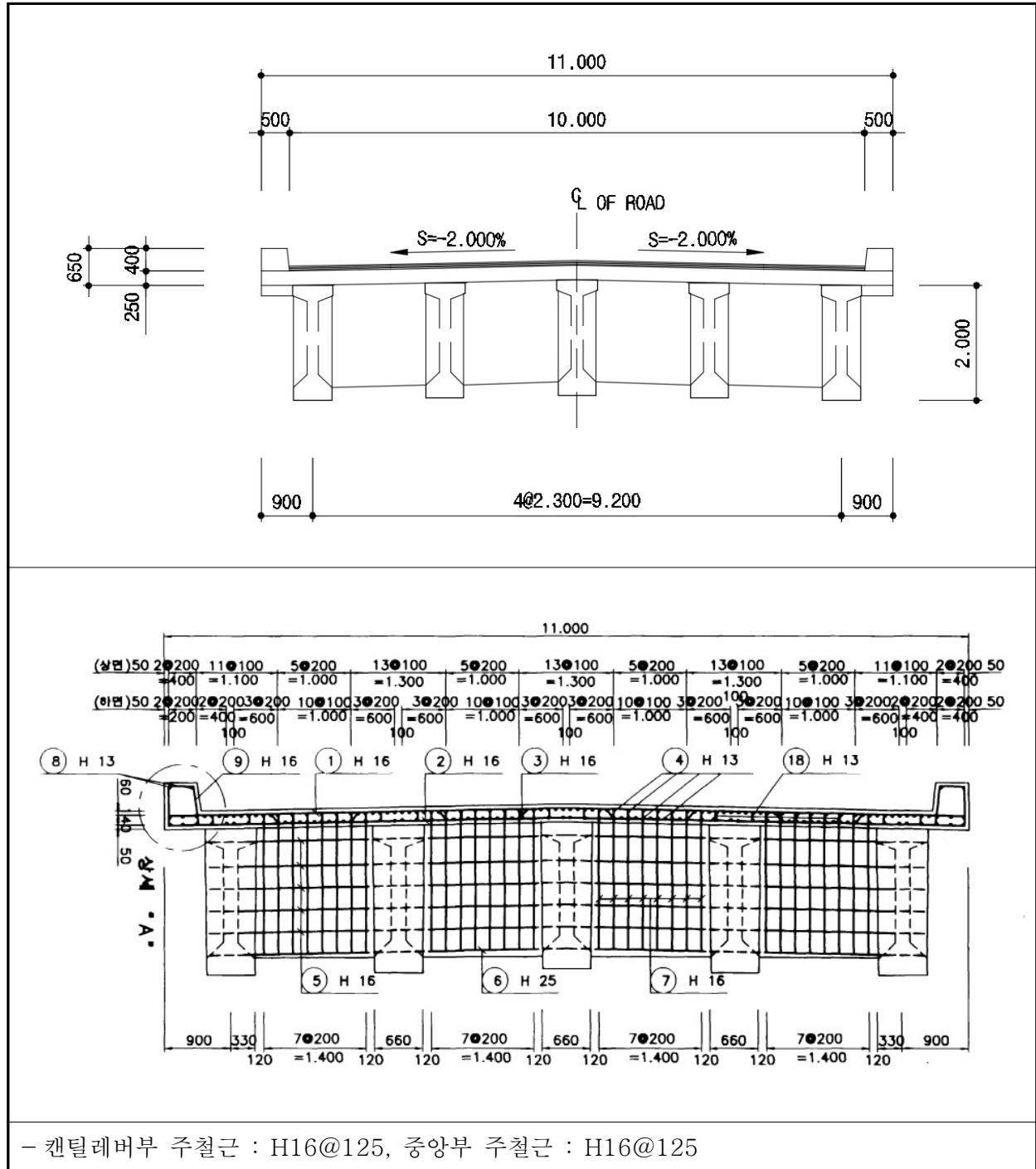
마. 참고문헌

- | | |
|-------------------|------------------|
| 1) 도로교 설계기준 | - 국토해양부 (2010년) |
| 2) 콘크리트 구조기준 | - 국토해양부 (2012년) |
| 3) 도로설계편람 | - 국토해양부 (2008년) |
| 4) 도로설계요령 제3권 교량편 | - 한국도로공사 (2009년) |

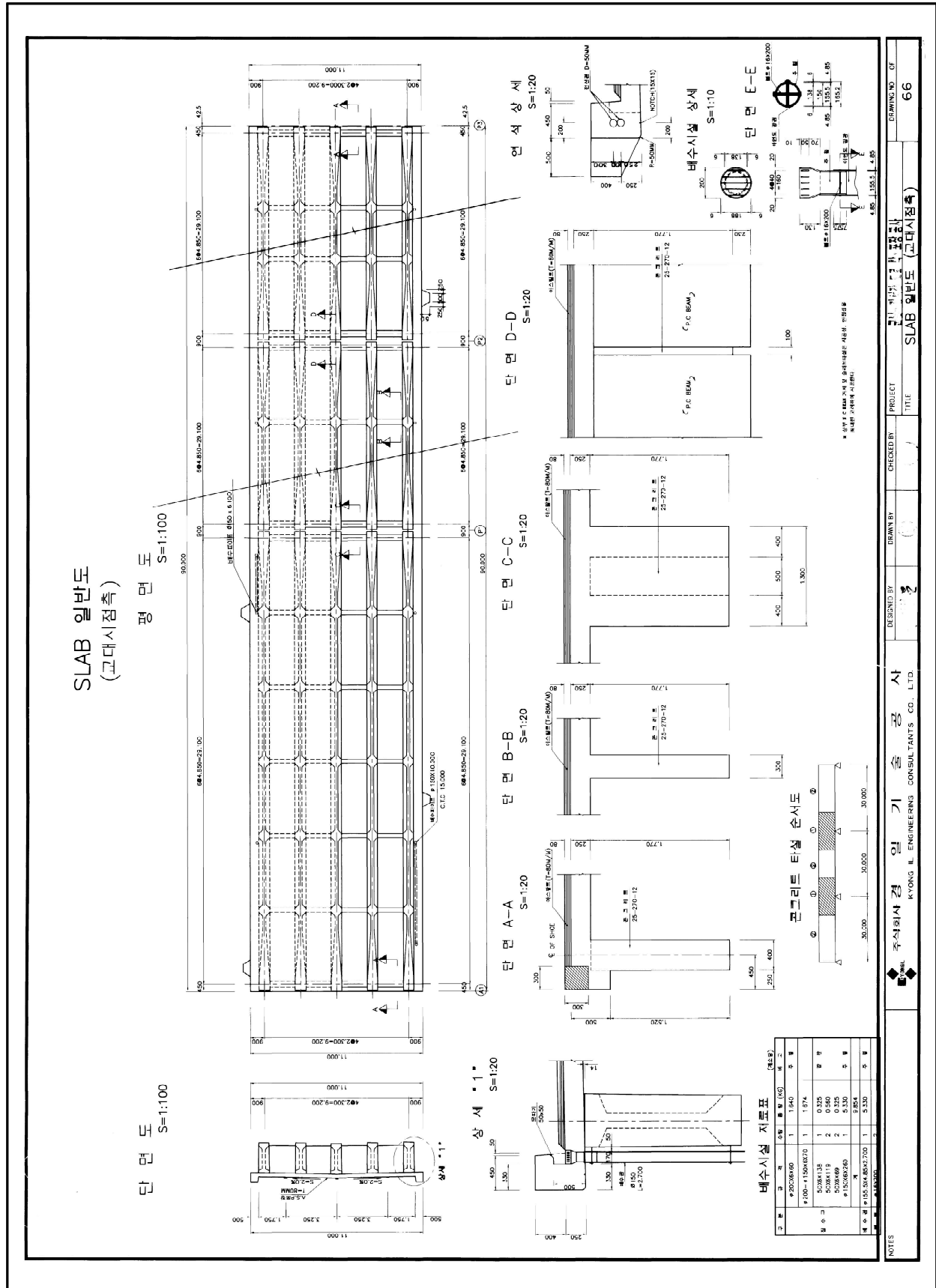
6.2.2 PSC Beam 안전성평가

북삼교 상부 PSC BEAM의 총 연장은 7(3@30)=630m (S1~S21)이며, 경간구성은 3경간 연속구간 7개소(S1~S21)로 구성되어 있으며, 금회 안전성 검토는 3경간 연속구간(S1~S3)에 대하여 수행하였다.

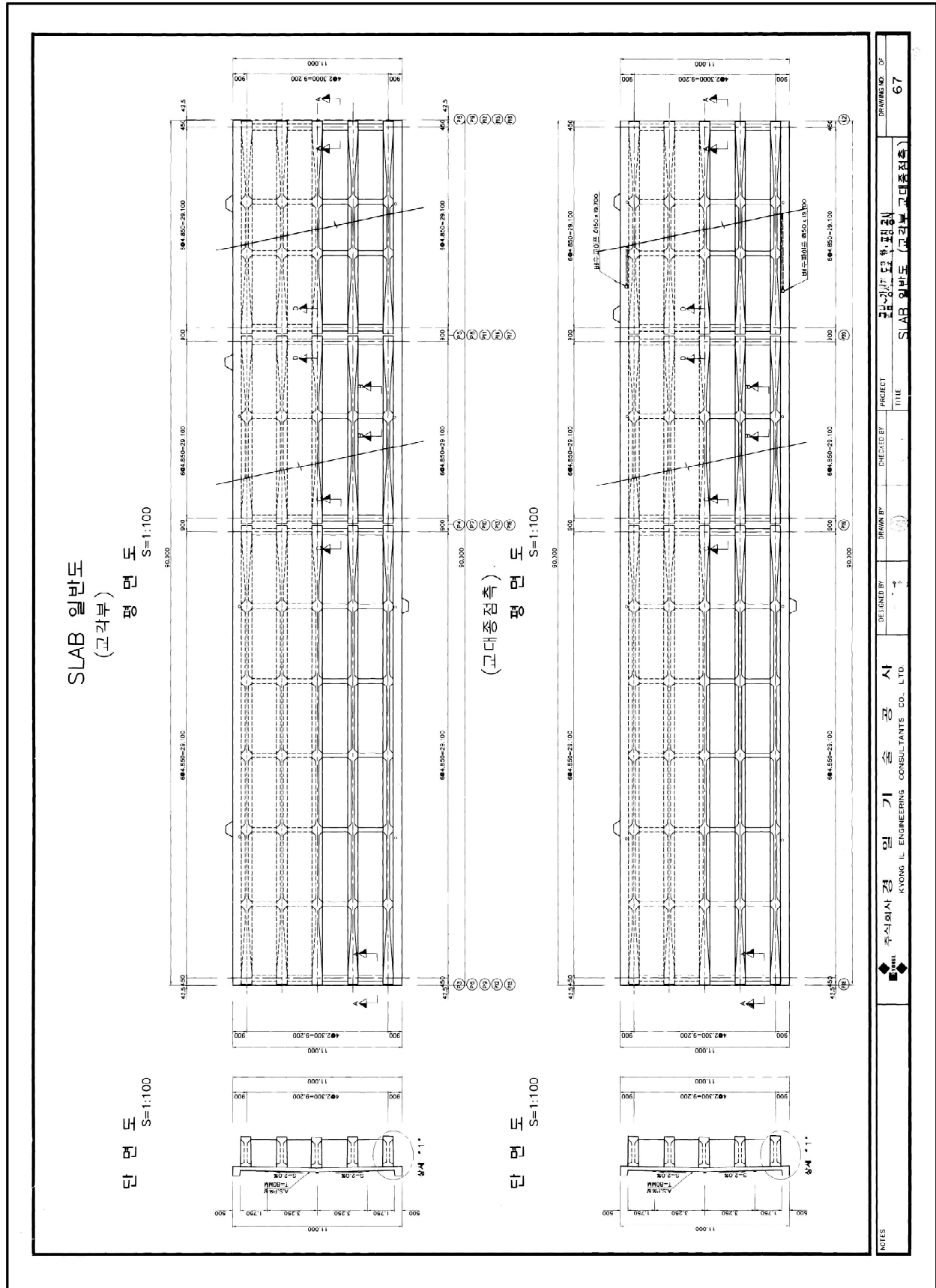
가. 관련도면



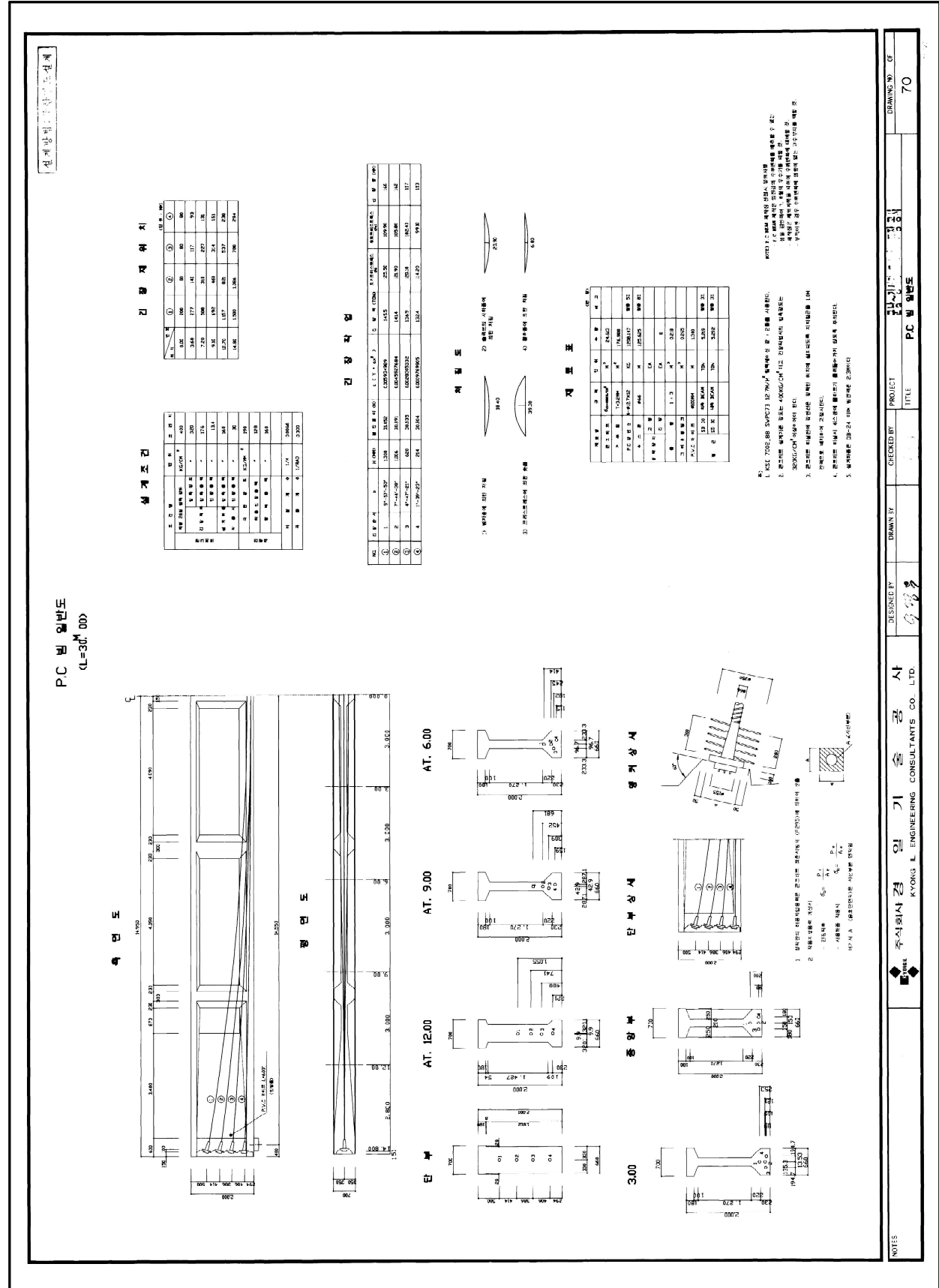
【그림 6.1】 상부구조 표준횡단면도



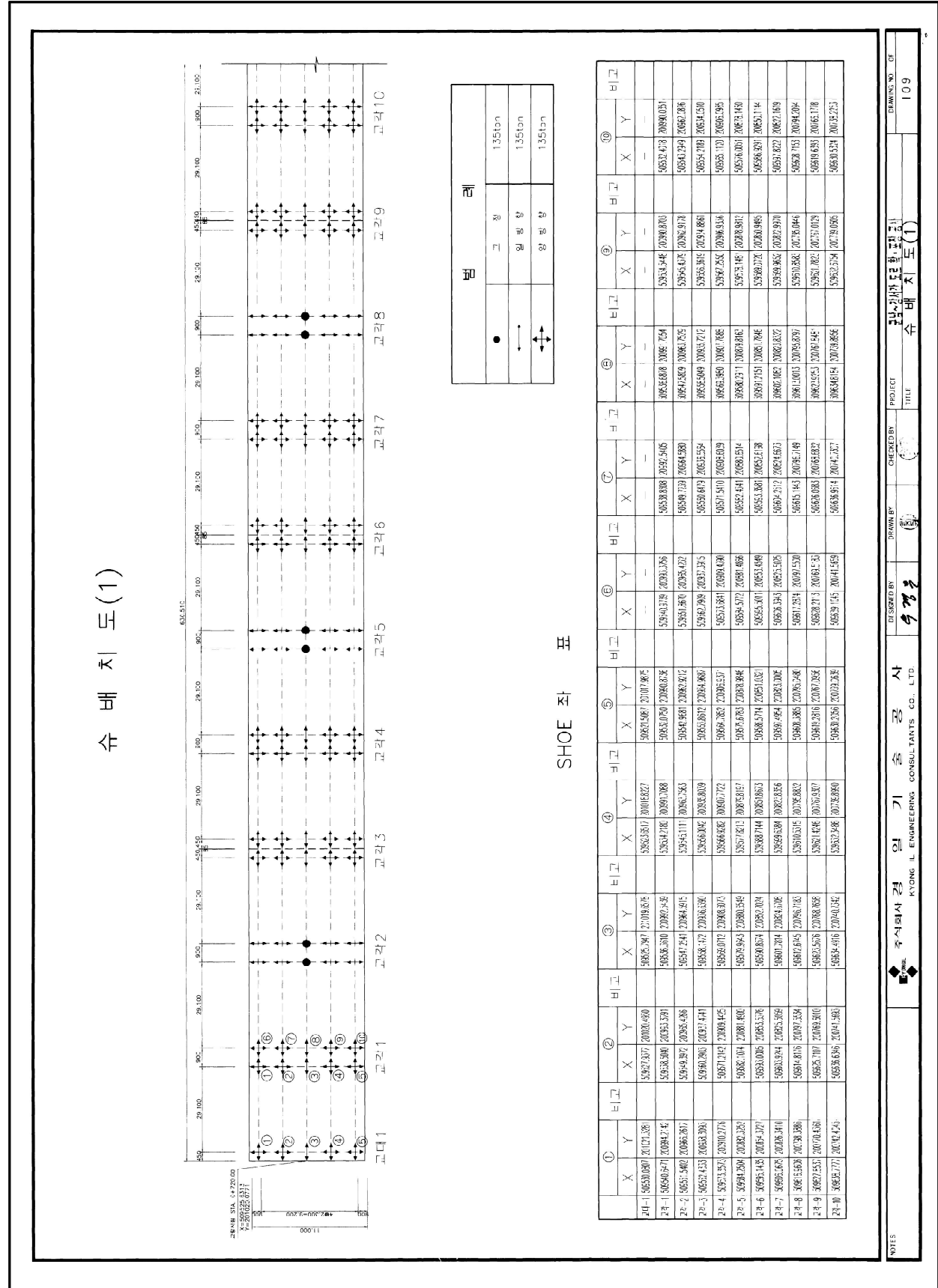
【그림 6.2】 슬래브일반도(1)



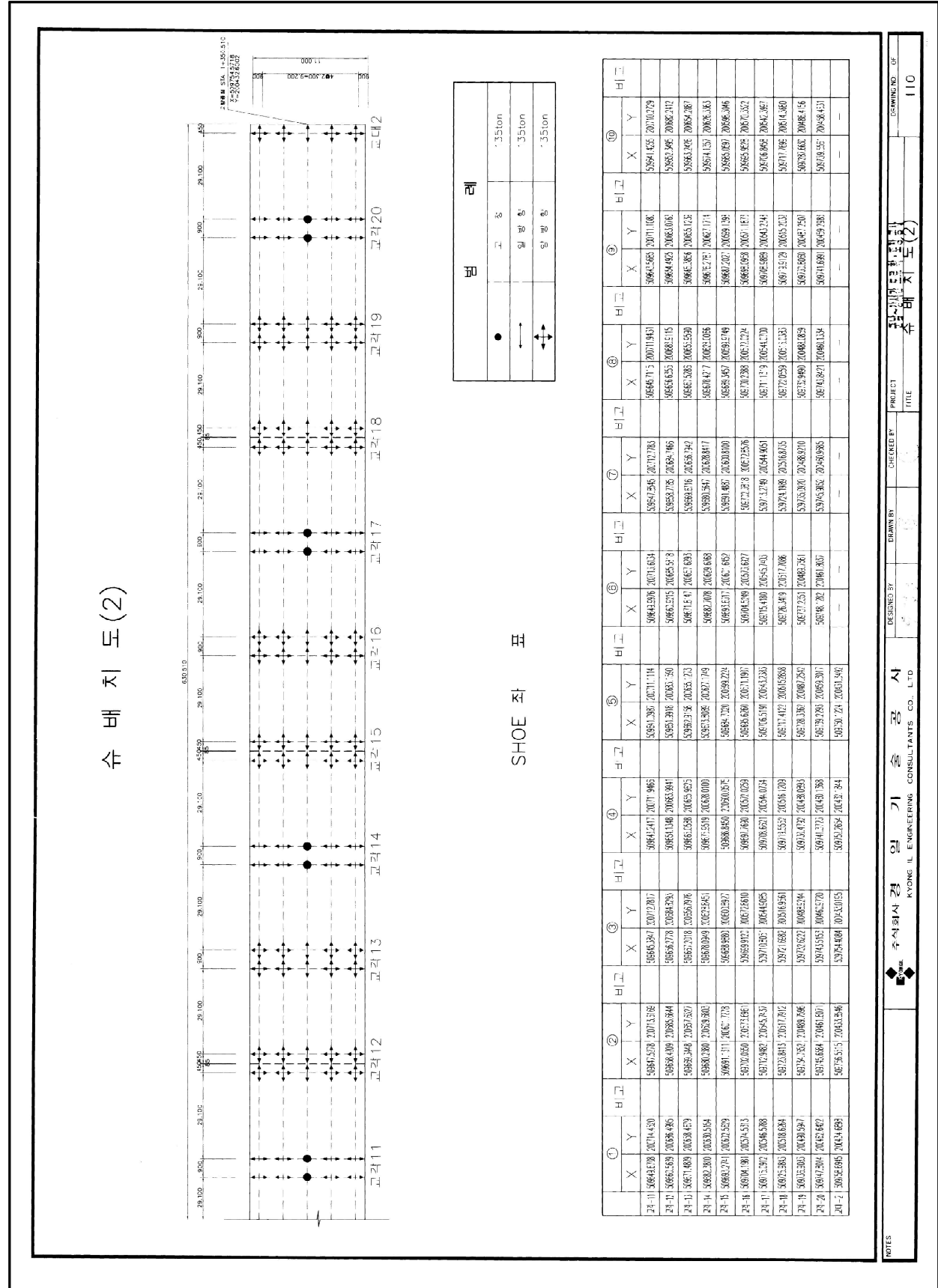
[그림 6.3] 슬래브일반도(2)



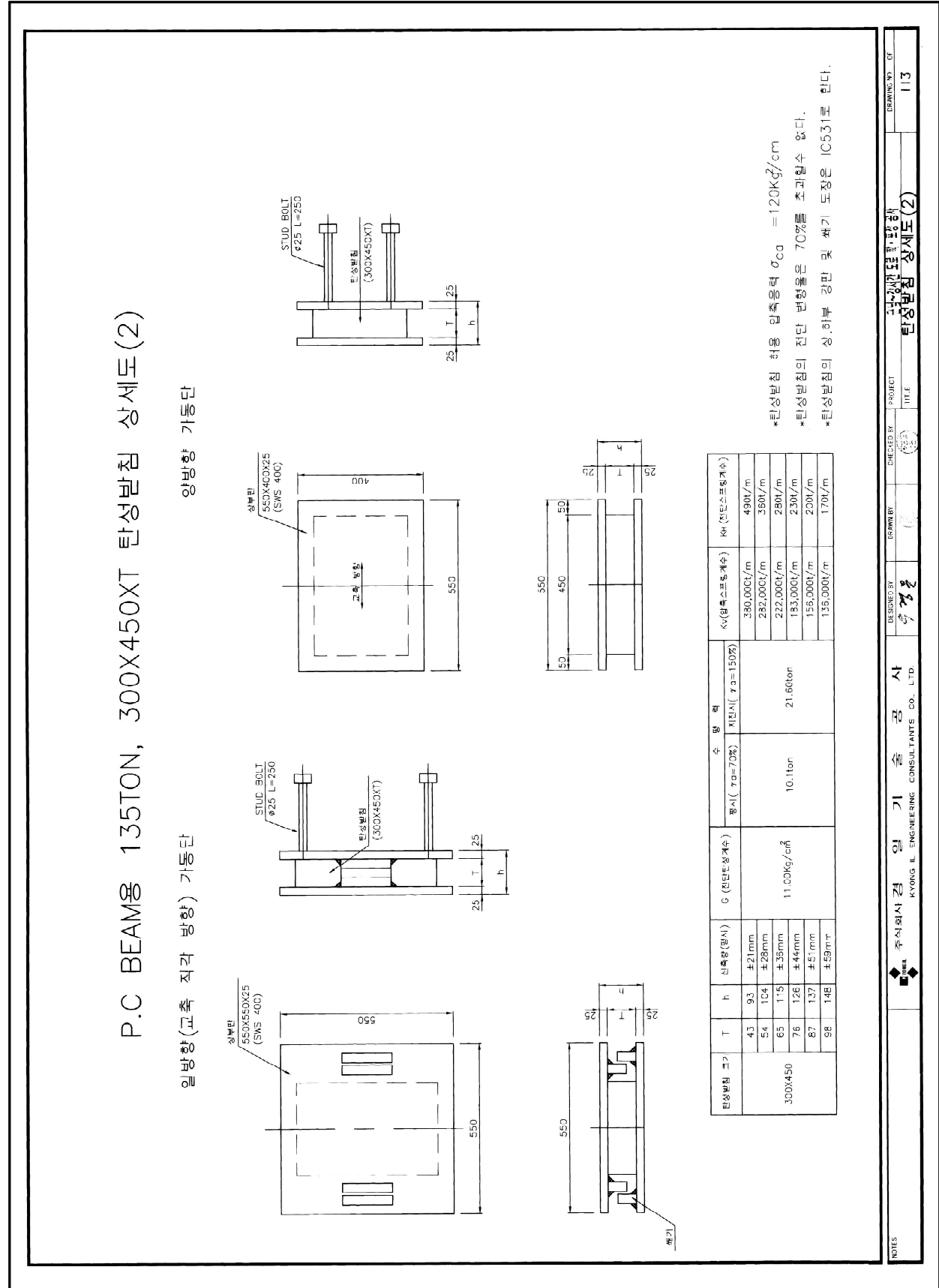
【그림 6.4】PSC BEAM일반도



【그림 6.5】 슈배치도(1)

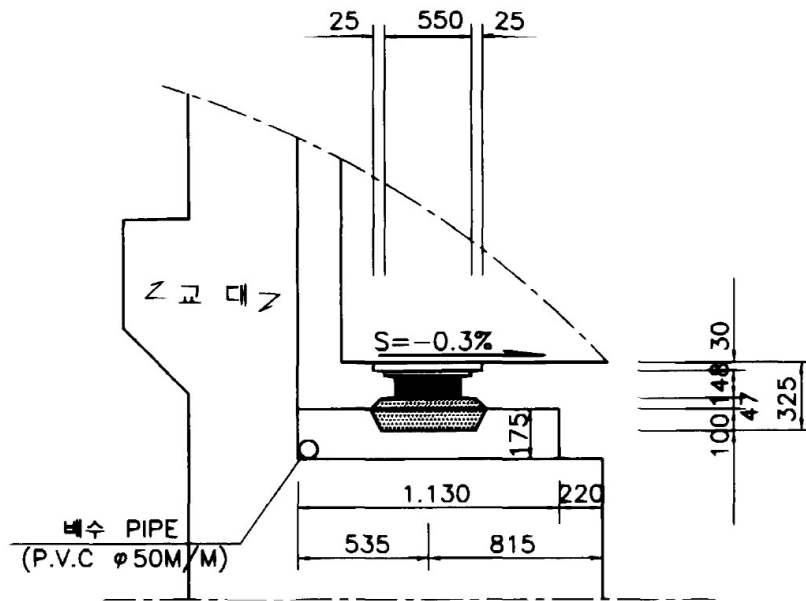


【그림 6.6】 슈배치도(2)

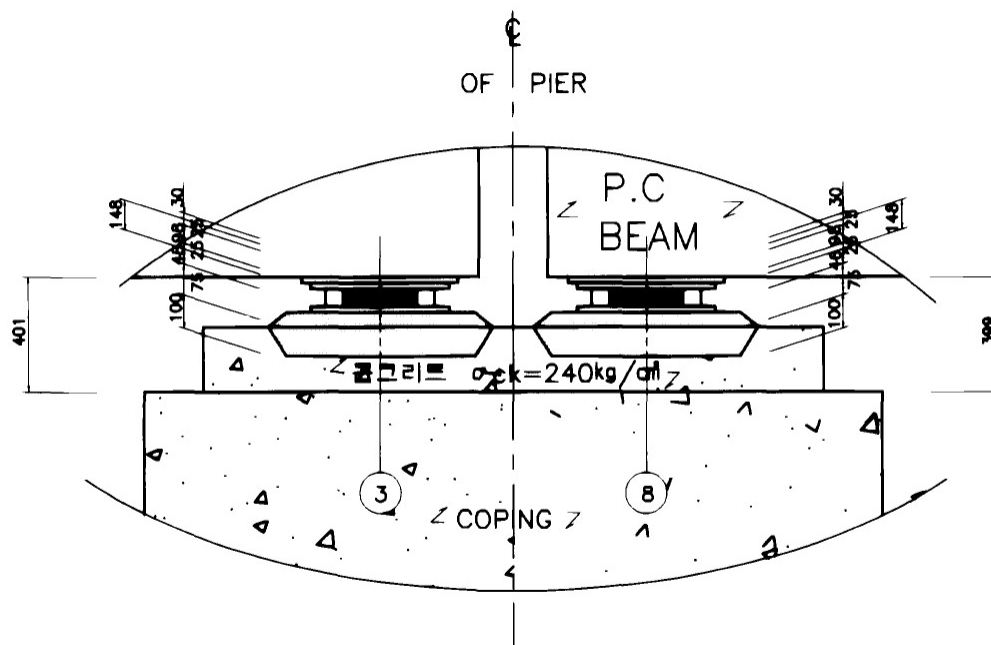


NOTES	◆ TOTAL ◆	주식회사 경 일 기 술 공 사			탄성받침 상세도(2)		DRAWING NO. OF
		KYONG IL ENGINEERING CONSULTANTS CO., LTD.					
		DESIGNED BY	CHECKED BY	PROJECT			
		이영준	이영준	탄성받침 상세도(2)			113

【그림 6.8】 탄성받침 상세도(2)



교대부 135톤 탄성받침(h=148mm) 스프링계수 : $K_v = 1,360,000 \text{ kN/m}$, $K_h = 1,700 \text{ kN/m}$
(탄성받침 상세도참조)



교각부 135톤 탄성받침(h=148mm) 스프링계수 : $K_v = 1,360,000 \text{ kN/m}$, $K_h = 1,700 \text{ kN/m}$
(탄성받침 상세도참조)

【그림 6.9】 교대 및 교각의 탄성받침 스프링계수 제원

나. 하중산정

1) 합성전 고정하중

(가) PSC BEAM

거더의 자중은 표준구간, 단부, 가로보 연결 위치의 콘크리트블록 자중을 구분하여 산정하여 반영하였다.

① Beam 자중

$$\cdot \text{표준구간}(W1) = 0.6714 \times 25.0 = 16.785 \text{ kN/m}$$

$$\cdot \text{단부}(W2) = 1.3724 \times 25.0 = 33.184 \text{ kN/m}$$

② Beam 콘크리트 블록 자중(W3)

$$\cdot (0.300 \times 1.270 \times 0.230 + 0.230 \times 0.220/2 \times 0.300) \times 25.0 \times 2ea = 4.761 \text{ kN}$$

$$\cdot 0.230 \times 0.230 / 2 \times 1.270 \times 25.0 \times 4ea = 3.359 \text{ kN}$$

$$\cdot 0.230 \times 0.230 / 2 \times 0.220 / 3 \times 25.0 \times 4ea = 0.194 \text{ kN}$$

$$\cdot 0.092 \times 0.230 / 2 \times 0.300 \times 25.0 \times 2ea = 0.159 \text{ kN}$$

$$\cdot 0.230 \times 0.230 / 2 \times 0.092 / 3 \times 25.0 \times 4ea = 0.081 \text{ kN}$$

$$\text{합계} \quad 8.554 \text{ kN}$$

③ Beam 총중량

$$\begin{aligned} Wt &= [33.184 \times 0.600 + (33.184 + 16.785)/2 \times 3.400 + 16.785 \times 10.950] \times 2 + 8.554 \times 5 \\ &= 620.077 \text{ kN} \end{aligned}$$

(나) Cross Beam

외측빔, 내측빔, 중앙부, 단부, 연속지점부로 구분하여 산정하고 집중하중으로 재하하였다.

① 외측 Beam

$$\begin{aligned} \cdot \text{중앙부}(Wc1) &= [1.770 \times 1.640 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020/2) \times 2] \times 0.300 \times 25.0 / 2 \\ &= 10.858 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{단부}(Wc2) &= [1.770 \times 1.640 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020/2) \times 2] \times 0.400 \times 25.0 / 2 \\ &= 14.477 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{연속지점부}(Wc3) &= [1.770 \times 1.640 - (0.180 \times 0.020 + 0.008 \times 0.020/2) \times 2] \times 0.650 \\ &\quad \times 25.0/2 = 23.525 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 외측 Beam

$$\cdot \text{중앙부}(Wc4) = 10.858 \times 2 = 21.716 \text{ kN}$$

$$\cdot \text{단부}(Wc5) = 14.4778 \times 2 = 28.954 \text{ kN}$$

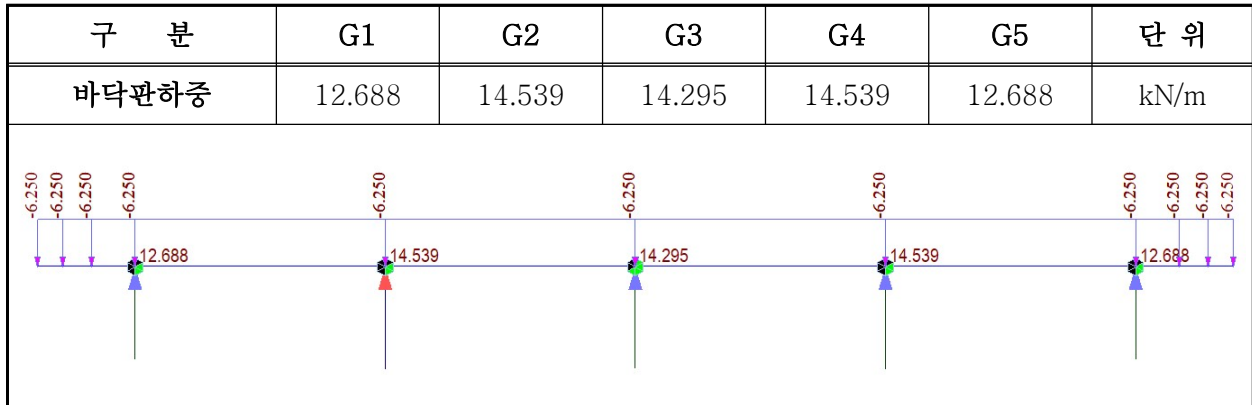
$$\cdot \text{연속지점부}(Wc6) = 23.525 \times 2 = 47.050 \text{ kN}$$

(다) 바닥판

거더 복부를 지점으로 하는 2차원 프레임 모델을 사용하여 반력으로 산출한 후, 이를 단위길이 당 분포하중으로 변환하여 적용하였다.

- 바닥판 자중 : $0.250 \times 25.0 = 6.250 \text{ kN/m}$

【표 6.3】 바닥판 자중의 거더별 횡분배 결과



2) 합성후 고정하중

합성후 고정하중은 현장 실측값을 사용하였으며, 준공 이후 교량상부의 추가시설물 설치 및 준공당시와 변화된 부분이 있는지 현장 확인 후 해석에 반영하였다.

① 연석+강재방호책(좌)

- 방호벽 : 5.750 kN (캔틸레버 끝단에서 작용점까지의거리 : 0.235m)

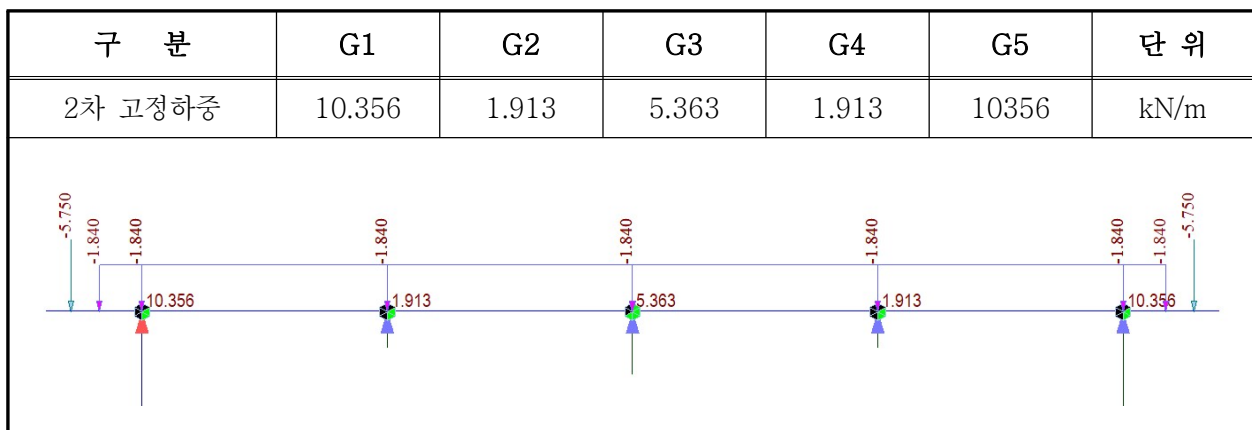
② 연석+강재방호책(우)

- 방호벽 : 5.750 kN (캔틸레버 끝단에서 작용점까지의거리 : 0.235m)

③ 아스콘 포장

- 포장두께(T=80mm) : $0.080 \times 23.0 \text{ kN/m}^3 = 1.84 \text{ kN/m}^2$

【표 6.4】 합성후 고정하중의 거더별 횡분배 결과

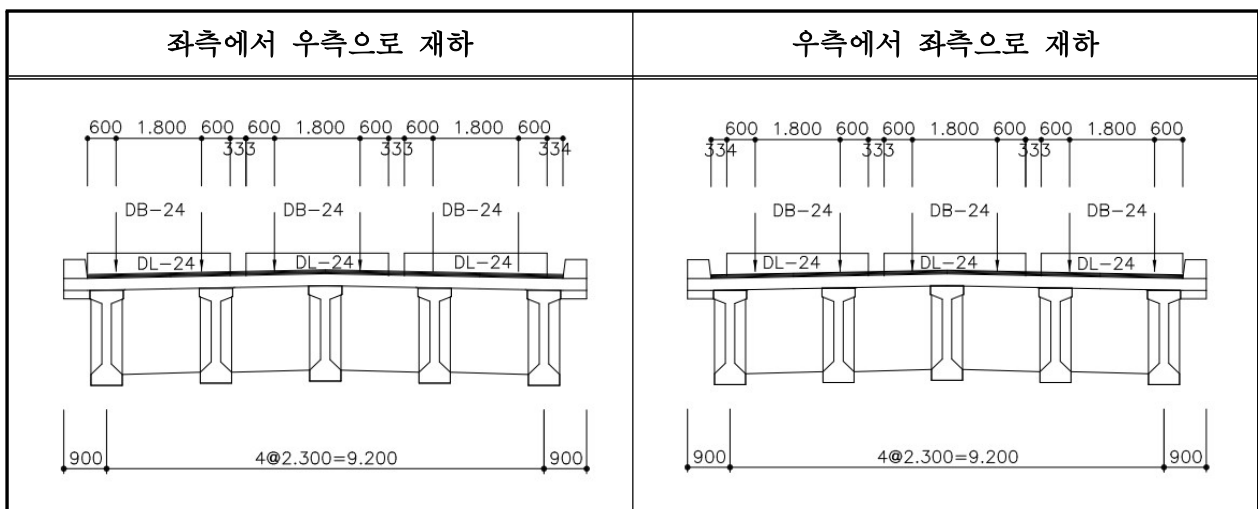


3) 활하중

설계활하중의 재하는 해석프로그램 내의 이동하중해석 옵션을 사용하였으며 도로교설계기준 (2010년)을 적용하여 가장 불리한 하중조건이 되도록 설정하였다.

【표 6.5】 활하중 검토

구 분	하 중 산 정	
해석지간(L)	• 3@30=90.0m (3경간 연속)	
유효폭(Wc)	• 유효폭 = 10.00m	
재하차로수(N)	• $9.1 \leq W_c < 12.8 \text{ m} \quad \therefore 3\text{차로재하}$	
설계차로폭(W)	• $10.000 / 3 = 3.333 \text{ m} \geq 3.600 \text{ m} \quad \therefore W = 3.333 \text{ m}$	
활하중 (DB-24, DL-24)	표준트럭하중(DB-24)	
	전륜(1축)	48 kN
	후륜(2축)	192 kN
	후륜(3축)	192 kN
	표준차로하중(DL-24)	
	Pm	108 kN
	PS	156 kN
	등분포하중	12.7 kN/m
충격계수(I)	• $15 / (40 + 29.1) = 0.217 < 0.3 \quad \therefore i = 0.217 \text{ 적용}$	



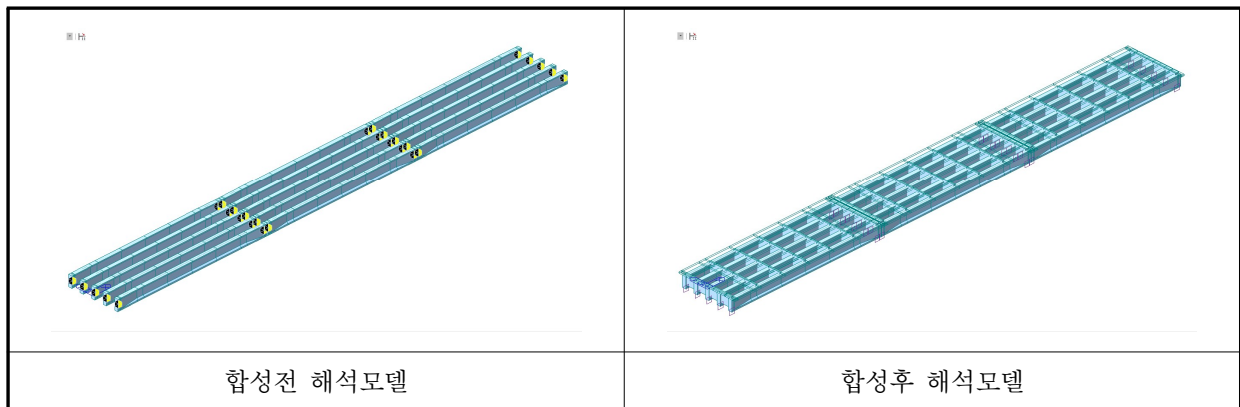
【그림 6.10】 활하중 재하도

다. 해석모델

1) 모델링

해석모델은 3차원격자 모델을 적용하였으며 시공단계별로 대상 교량의 실제 강성과 최대한 근접할 수 있도록 모델링하였다. 기타 세부내용은 다음과 같다.

- 대상교량은 활하중합성 PSCI 교량이므로 시공단계별 해석을 하여야 하며, 이를 감안하여 합성전과 합성후 단계로 나누어 모델링하였다.
- 합성전 모델링 시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 하므로 바닥판에 의한 횡분배효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 설계활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용 하였으며 도로교설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 준공도서분석 및 현장조사 시 확인된 각 지점의 탄성받침의 Spring계수를 고려하여 설정하였다. (탄성받침 135톤 : $K_v=1,360,000$ kN/m, $K_v=1,700$ kN/m)



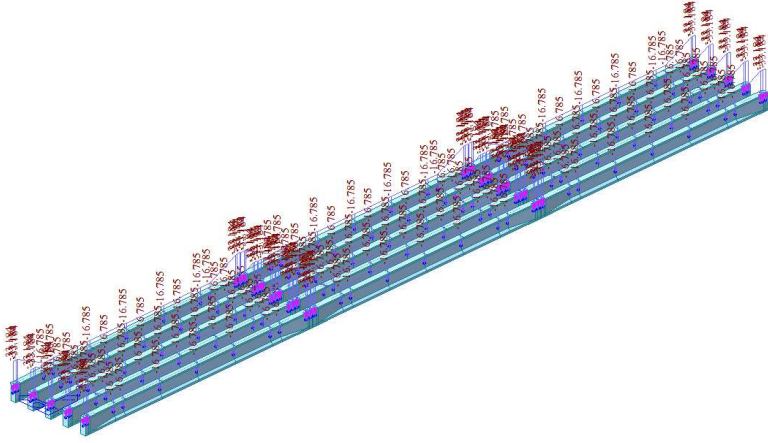
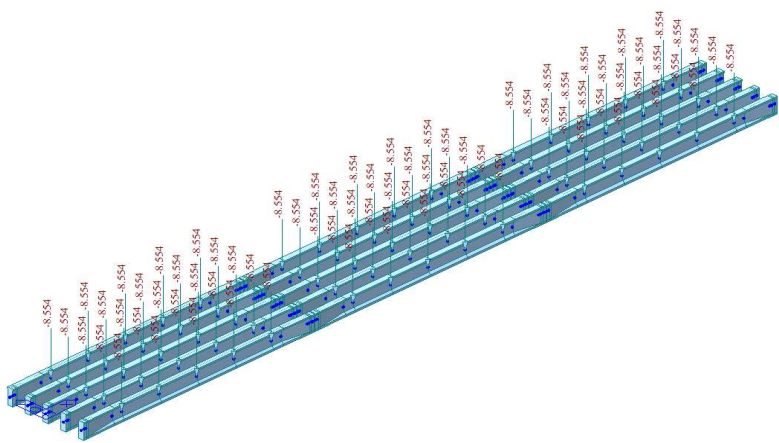
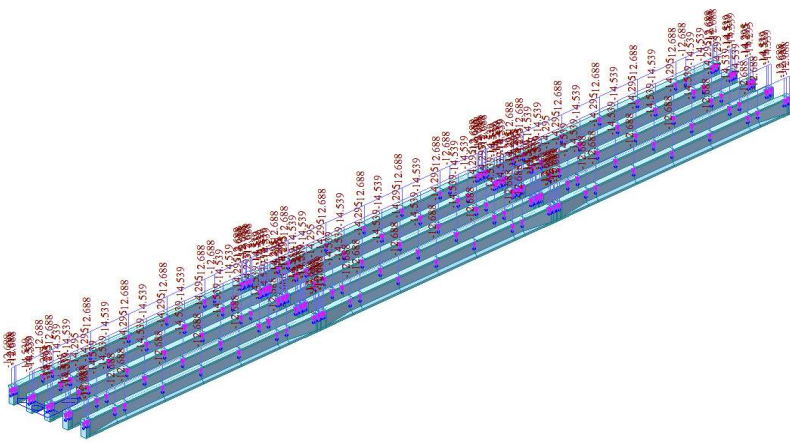
【그림 6.11】 구조해석 모델

2) 단면특성

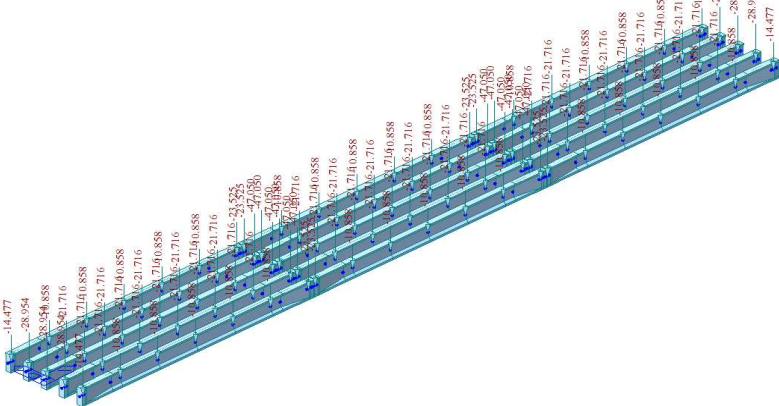
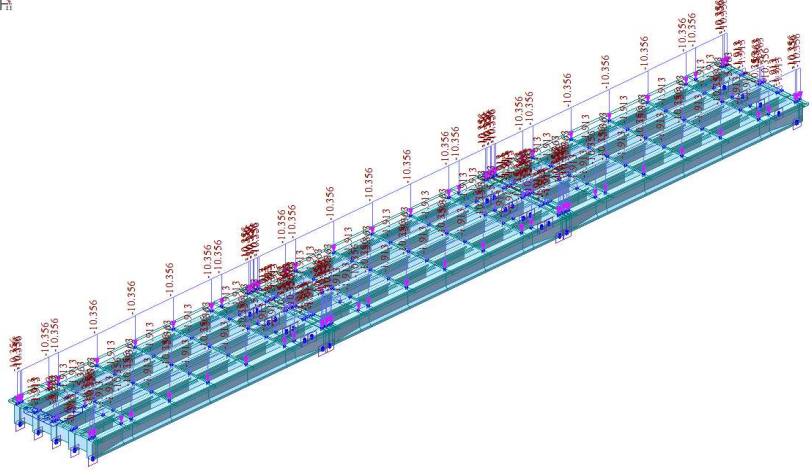
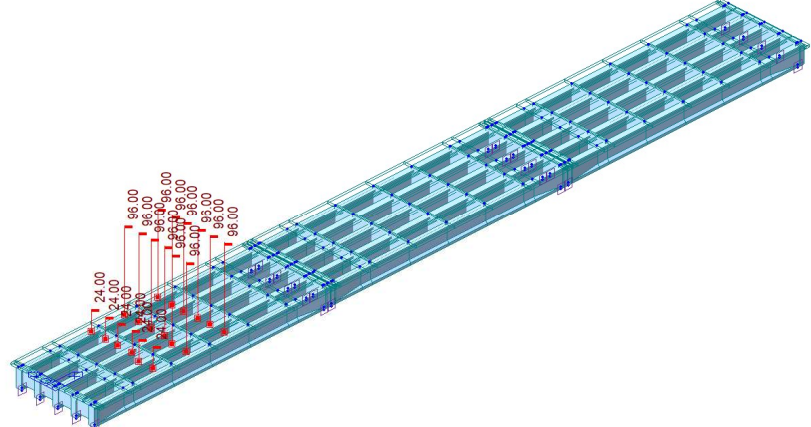
【표 6.6】 단면특성 산정 결과

구 분		순단면	PS강선 환산단면	바닥판 합성단면	
				외측	내측
A (mm ²)		6.58E+05	6.89E+05	1.12E+06	1.20E+06
바닥판	y _{st} (mm)	—	—	854.0	807.0
거 더	y _t (mm)	1023.0	1063.0	604.0	557.0
y _b (mm)		977.0	937.0	1396.0	1443.0
e _p (mm)		86.70	827.0	1286.0	1333.0
I _c (mm ⁴)		3.20E+11	3.43E+11	7.21E+11	7.60E+11
바닥판	Z _{st} (mm ³)	—	—	8.44E+08	9.42E+08
거 더	Z _t (mm ³)	3.13E+08	3.23E+08	1.19E+09	1.36E+09
Z _b (mm ³)		3.28E+08	3.66E+08	5.16E+08	5.27E+08
Z _p (mm ³)		3.70E+08	4.15E+08	5.60E+08	5.70E+08

라. 하중재하도

구 분	하 중 재 하
합 성 전 고정하중	
	• PSC Beam 자중 
	• PSC Beam 콘크리트블럭 
	• 바닥판

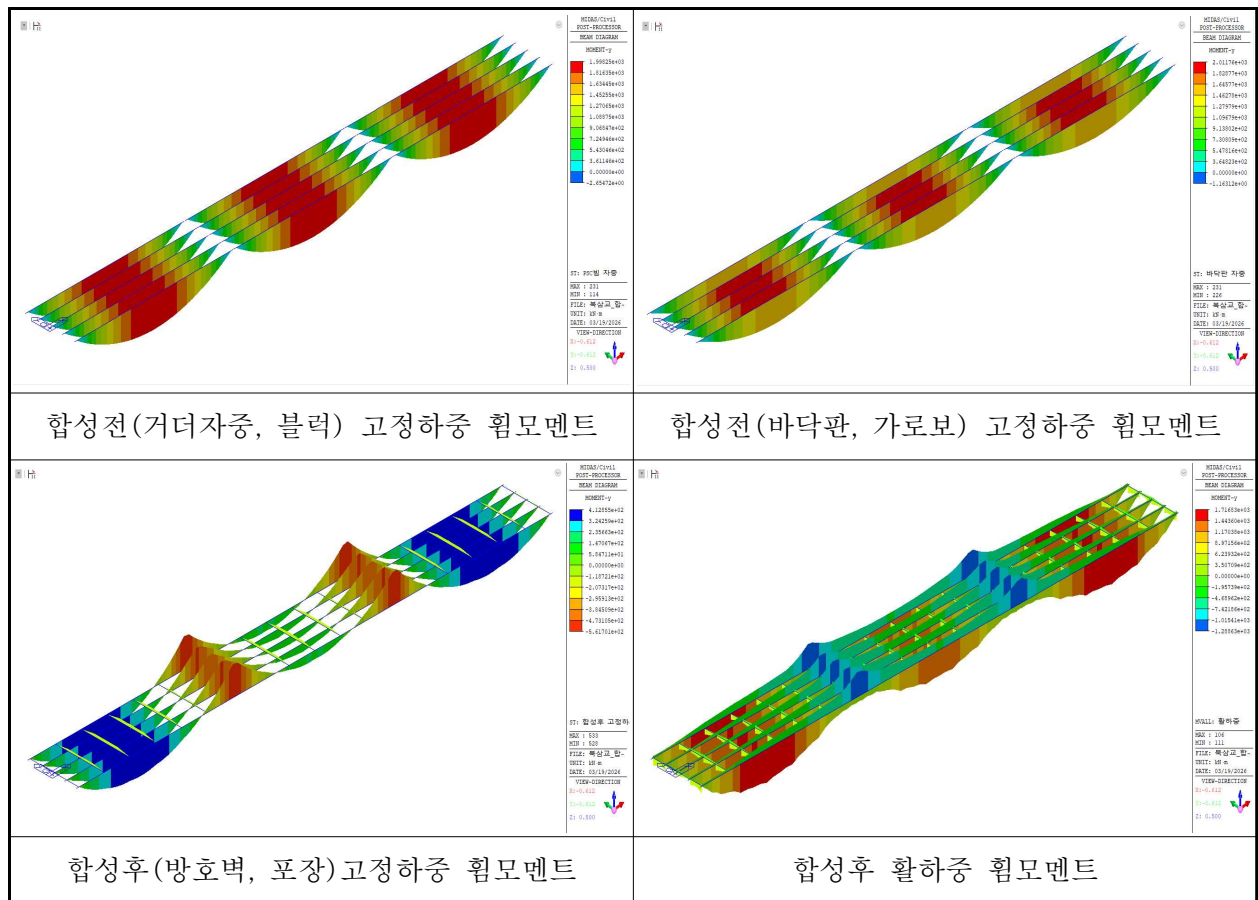
【그림 6.12】 하중재하도

구 분	하 중 재 하
합 성 전 고정하중	 • 가로보
합 성 후 고정하중	 • 강제방호책, 포장
활하중	 • 활하중(DB-24, DL-24)

【그림 6.12】 하중재하도(계속)

마. 해석결과

1) 단면력도



【그림 6.13】 하중조건별 단면력도

2) 단면력 산정결과

【표 6.7】 휨모멘트 산출 결과 (단위: kN·m)

구 분		합성전 고정하중		합 성 후		계	비고
		거더자중, 콘크리트블럭	바닥판, 가로보	고정하중	활 하 중 (충격포함)		
휨모멘트	외측거더	1,998.249	1,579.001	412.855	1,716.827	5,706.932	
	내측거더	1,998.249	2,011.760	398.198	1,484.229	5,892.436	

3) 휨응력 산정

휨응력 검토는 최대 정모멘트가 작용하는 지간 중앙부의 내·외측 거더에 대해서 수행하였으며 압축을 정(+)으로 하고 인장을 부(-)로 하여 검토하였다. 또한 계산과정은 부록에 수록하였다.

【표 6.8】 외측거더 휨응력 산정 결과

구 분	모 멘 트 (kN.m)	단면계수 Z(mm ³)	콘크리트단면 휨응력(MPa)				P.S강선 (MPa)
			바닥판	거 더			PS강선도심
			상 연	상 연	하 연	PS강선도심	
거 더 중	1998.249	313222792	-	6.380	-	-	-
		327981389	-	-	-6.093	-	-
		369594607	-	-	-	-5.407	36.062
합 성 전 고정하중	1579.001	322833937	-	4.891	-	-	-
		366073928	-	-	-4.313	-	-
		414751970	-	-	-	-3.807	25.393
합 성 후 고정하중	412.855	1193836891	-	0.346	-	-	-
		516466215	-	-	-0.799	-	-
		844331333	0.489	-	-	-	-
		560641131	-	-	-	-0.736	4.912
활 하 중	1716.827	1193836891	-	1.438	-	-	-
		516466215	-	-	-3.324	-	-
		844331333	2.033	-	-	-	-
		560641131	-	-	-	-3.062	20.425
합 계	5706.932	-	2.522	13.055	-14.529	-13.012	86.792

【표 6.9】 내측거더 휨응력 산정 결과

구 분	모 멘 트 (kN.m)	단면계수 Z(mm ³)	콘크리트단면 휨응력(MPa)				P.S강선 (MPa)
			바닥판	거 더			PS강선도심
			상 연	상 연	하 연	PS강선도심	
거 더 중	1998.249	313222792	-	6.380	-	-	-
		327981389	-	-	-6.093	-	-
		369594607	-	-	-	-5.407	36.062
합 성 전 고정하중	2011.760	322833937	-	6.232	-	-	-
		366073928	-	-	-5.496	-	-
		414751970	-	-	-	-4.851	32.353
합 성 후 고정하중	398.198	1365435351	-	0.292	-	-	-
		526645595	-	-	-0.756	-	-
		942272331	0.423	-	-	-	-
		570094421	-	-	-	-0.698	4.659
활 하 중	1484.229	1365435351	-	1.087	-	-	-
		526645595	-	-	-2.818	-	-
		942272331	1.575	-	-	-	-
		570094421	-	-	-	-2.603	17.365
합 계	5892.436	-	1.998	13.991	-15.163	-13.559	90.439

4) PSC Beam 응력검토

프리스트레스의 손실을 고려하여, 내·외측 거더의 응력을 검토하였으며, 설계하중 작용시의 총 하중의 휨응력은 허용응력 이내로 안전성을 확보하고 있는 것으로 분석되었다. 검토 결과를 요약하면 다음과 같으며 거더응력 검토과정은 부록에 수록하였다.

【표 6.10】 PSC Beam 응력 검토결과 (단위:MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용		
		Prestress	BEAM 자중	계	유효 Prestress	총하중 D+L(1+i)	계
외측빔	상연	-5.903	6.380	0.477	-4.882	13.055	8.173
	하연	19.703	-6.093	13.610	16.294	-14.529	1.765
	허용응력	-1.414(인장) < 계 < 19.200(압축)			-3.984(인장) < 계 < 18.000(압축)		
내측빔	상연	-5.903	6.380	0.477	-4.917	13.991	9.074
	하연	19.703	-6.093	13.610	16.413	-15.163	1.250
	허용응력	-1.414(인장) < 계 < 19.200(압축)			-3.984(인장) < 계 < 18.000(압축)		

5) 극한강도 검토

(가) 외측거더

① 극한 모멘트

$$\bullet M_u = 1.3 \times (1998.249 + 1579.001 + 412.855) + 2.15 \times 1716.827 = 8878.315 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 휨강도 검토

$$\bullet B = 2050 \text{ mm}$$

$$\bullet d = 2000 + 250 - 110 = 2140 \text{ mm} : \text{바닥판상단에서 강연선도심까지 거리}$$

$$\bullet A_p = 98.71 \times 12ea \times 4ea = 4738.1 \text{ mm}^2 : \text{PS강연선의 총단면적}$$

$$\bullet f_{ps} = 1900 \times (1 - 0.28/0.766 \times 0.00108 \times 1900/40) = 1864.4 \text{ MPa}$$

$$\bullet a = 4738.1 \times 1864.4 / (0.85 \times 40 \times 2050) = 126.7 < t_f = 250 \text{ mm}$$

∴ 직사각형 부재로 계산

$$\bullet \phi M_n = \phi A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 4738.1 \times 1864.4 \times \left(2140 - \frac{126.7}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 16068.202 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 8878.315 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore O.K. \quad [S.F = 1.810]$$

(나) 내측거더

① 극한 모멘트

$$\bullet M_u = 1.3 \times (1998.249 + 2011.760 + 398.198) + 2.15 \times 1484.229 = 8921.761 \text{ } kN \cdot m$$

② 휨강도 검토

$$\bullet B = 2300 \text{ } mm$$

$$\bullet d = 2000 + 250 - 110 = 2140 \text{ } mm : \text{바닥판상단에서 강연선도심까지 거리}$$

$$\bullet A_p = 98.71 \times 12ea \times 4ea = 4738.1 \text{ } mm^2 : \text{PS강연선의 총단면적}$$

$$\bullet f_{ps} = 1900 \times (1 - 0.28/0.766 \times 0.00096 \times 1900/40) = 1868.2 \text{ } MPa$$

$$\bullet a = 4738.1 \times 1868.2 / (0.85 \times 40 \times 2300) = 113.2 < t_f = 250 \text{ } mm$$

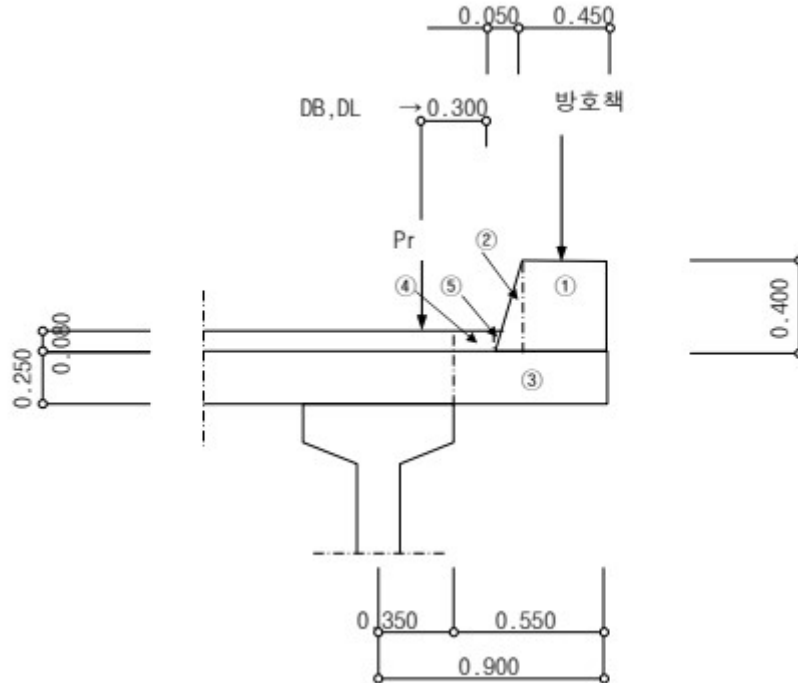
$\therefore$ 직사각형 부재로 계산

$$\bullet \phi M_n = \phi A_p f_{ps} (d_p - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 4738.1 \times 1868.2 \times (2140 - \frac{113.2}{2}) \times 10^{-6}$$

$$= 16101.580 \text{ } kN \cdot m > M_u = 8921.761 \text{ } kN \cdot m \quad \therefore O.K \quad [S.F = 1.805]$$

6.2.3 바닥판 안전성평가

가. 캔틸레버부



1) 고정하중

구 분	하 중 (kN)	거리(m)	Md (kN · m)
①	$0.450 \times 0.400 \times 25.0 = 4.500$	0.325	1.463
②	$0.050 \times 0.400 / 2 \times 25.0 = 0.250$	0.083	0.021
강재방호책	1.000	0.325	0.325
소 계	5.750		1.809
③	$0.250 \times 0.550 \times 25.0 = 3.438$	0.275	0.945
④	$0.080 \times 0.050 \times 23.0 = 0.092$	0.025	0.002
⑤	$0.080 \times 0.010 / 2 \times 23.0 = 0.009$	0.355	0.001
합 계	9.289		2.757

2) 활하중(DB-24)

캔틸레버부의 지간이 적어서 활하중에 대한 영향이 없으므로 검토 불필요.

3) 충돌하중

① 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용시

$$\begin{aligned} \cdot H &= (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\ &= (40 / 60)^2 \times 7500 + 2500 = 5833.333 \text{ N/m} = 5.833 \text{ kN/m} \\ \cdot \text{작용높이 } h &= 1.080\text{m} \\ \cdot M_{co1} &= 5.833 \times 1.080 = 6.300 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

② 방호벽 상단에 횡방향으로 $H = 10 \text{ kN/m}$ 의 수평하중 재하시

$$\begin{aligned} \cdot \text{작용높이 } h &= 1.200\text{m} \\ \cdot M_{co2} &= 10 \times 1.200 = 12.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \therefore M_{co} &= \text{Max} [M_{co1}, M_{co2}] = 12.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

4) 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot P_w &= 3.000 \text{ kN/m}^2 \\ \cdot M_w &= 3.810 \times 0.720 \times 0.440 = 0.950 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

5) 원심하중

· 활하중이 작용하지 않으므로 원심하중 미적용

6) 하중조합

구분	M_D	M_{L+i}	M_{co}	M_w	M_{CF}	소 계 ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)	비고
M_{U1}	1.30	2.15			1.30	3.583	
M_{U2}	1.30			1.30		4.819	
M_{U3}	1.30	1.30		0.65	1.30	4.201	
M_{U4}	1.25	1.25		0.625	1.25	4.040	
M_{U5}	1.30	1.30	1.30		1.30	19.183	◎
M_{U6}	1.20		1.20	1.20		18.848	
M_{U7}	1.00	1.00		0.30		3.042	

7) 단면검토

① 검토조건

콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 27.0\text{MPa}$	철근의 항복강도	$f_y = 400.0\text{MPa}$
설계 모멘트	$M_u = 19.183\text{kN} \cdot \text{m}$	휨강도 감소계수	$\phi_f = 0.85$
부재 높이	$h = 250.0\text{mm}$	부재 폭	$b = 1000.0\text{mm}$
인장 피복	$d' = 60.0\text{mm}$	유효높이	$d = 190.0\text{mm}$

② 검토결과

구분	폭(mm)	높이(mm)	피복(mm)	사용철근량(mm ²)	$M_u(\text{kN} \cdot \text{m})$	$\phi M_n(\text{kN} \cdot \text{m})$	결과
휨검토	1000.0	250.0	60.0	H16@250 = 794.4 H16@250 = 794.4	19.183	95.157	O.K S.F=4.960
사용성검토	$M_{\max}$		최외단철근 소요중심간격		최외단철근 평균배근간격		결과
	3.042 kN · m/m		5651.1mm		125.0mm		O.K

나. 중앙부

1) 고정하중(바닥판, 아스팔트포장)

$$\cdot W = 0.25\text{m} \times 25.0 + 0.08\text{m} \times 23.0 = 8.090 \text{ kN/m}^2$$

$$\cdot M_D = (1/10) \times 8.09 \times 1.600^2 = 2.071 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 활하중

$$\cdot \text{지간} : L = 1.600\text{m}$$

$$\cdot \text{충격계수} : i = 15 / (40 + L) = 0.361 \geq 0.300, \therefore i = 0.300$$

$$\cdot \text{활하중 모멘트} : M_{l+i} = \left(\frac{L+0.6}{9.6} \right) \times 96 \times (1+0.3) = 28.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속바닥판이므로 } M_{l+i} = 0.8 \times 28.600 = 22.880 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

3) 작용모멘트

구분	고정하중 (M_D)	활하중 (M_{L+i})	충돌하중 (M_{Co})	풍하중 (M_W)	원심하중 (M_{CF})
모멘트 ($kN \cdot m/m$)	2.071	22.880	—	—	—

4) 하중조합

구분	M_D	M_{L+i}	M_{Co}	M_W	M_{CF}	소 계 ($kN \cdot m/m$)	비고
M_{U1}	1.30	2.15	—	—	—	51.884	
M_{U2}	1.00	1.00	—	—	—	24.951	

5) 단면검토

① 검토조건

콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 27.0MPa$	철근의 항복강도	$f_y = 400.0MPa$
설계 모멘트	$M_u = 51.884kN \cdot m$	휨강도 감소계수	$\phi_f = 0.85$
부재 높이	$h = 250.0mm$	부재 폭	$b = 1000.0mm$
인장 피복	$d' = 50.0mm$	유효높이	$d = 200.0mm$

② 검토결과

구분	폭(mm)	높이(mm)	피복(mm)	사용철근량(mm ²)	$M_u (kN \cdot m)$	$\phi M_n (kN \cdot m)$	결과
휨검토	1000.0	250.0	50.0	H16@250 = 794.4 H16@250 = 794.4	51.884	100.559	O.K S.F=1.938
사용성 검 토	M_{max}		최외단철근 소요중심간격		최외단철근 평균배근간격		결과
	24.951 $kN \cdot m/m$		726.8mm		125.0mm		O.K

다. 바닥판 검토결과

구분	M_D ($kN \cdot m$)	M_{L+i} ($kN \cdot m$)	M_u ($kN \cdot m$)	ϕM_n ($kN \cdot m$)	안전율	최소안전율
캔틸레버부	9.289	—	19.183	95.157	4.960	1.938
중앙부	2.071	22.880	51.884	100.559	1.938	

6.3 내하력 평가

6.3.1 내하력 평가 방법

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

가. 허용응력법에 의한 공용내하력 평가

1) 내하율의 평가

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

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

여기서, f_a = 실측 허용응력, f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_l = 설계 활하중에 의한 응력, i = 설계 충격계수

2) 공용내하력의 산정

허용응력법에 의한 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

$$\text{공용내하력(P)} = K_s \times \text{RF} \times P_r$$

$$\text{여기서, } K_s = \text{응답 보정계수} = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}} \quad \text{또는} \quad \frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

$i_{\text{계산}}$ = 도로교의 경우 도로교설계기준,

철도교의 경우 철도설계기준에 의한 충격계수

$i_{\text{실측}}$ = 동적재하시험으로부터 평가된 최대 충격계수

P_r = 설계 활하중(도로교의 경우 DB 또는 DL하중, 철도교의 경우KRL하중)

$$\delta_{\text{계산}}(\delta_{\text{실측}}) = \text{이론적인 처짐량(실측 처짐량)}$$

$$\epsilon_{\text{계산}}(\epsilon_{\text{실측}}) = \text{이론적인 변형률(실측 변형률)}$$

나. 강도설계법에 의한 공용내하력 평가

1) 내하율의 평가

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

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

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

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

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

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

M_d = 실측 고정하중에 의한 모멘트, M_l = 설계 활하중에 의한 모멘트

r_d = 고정하중 계수 = 1.30, r_l = 활하중 계수 = 2.15

i = 설계 충격계수

2) 공용내하력의 산정

$$\text{내하력 : } P = K_s \times \text{RF} \times P_r$$

P_r = 설계 활하중

$$K_s = \text{응답보정계수} = \left(\frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}} \right)$$

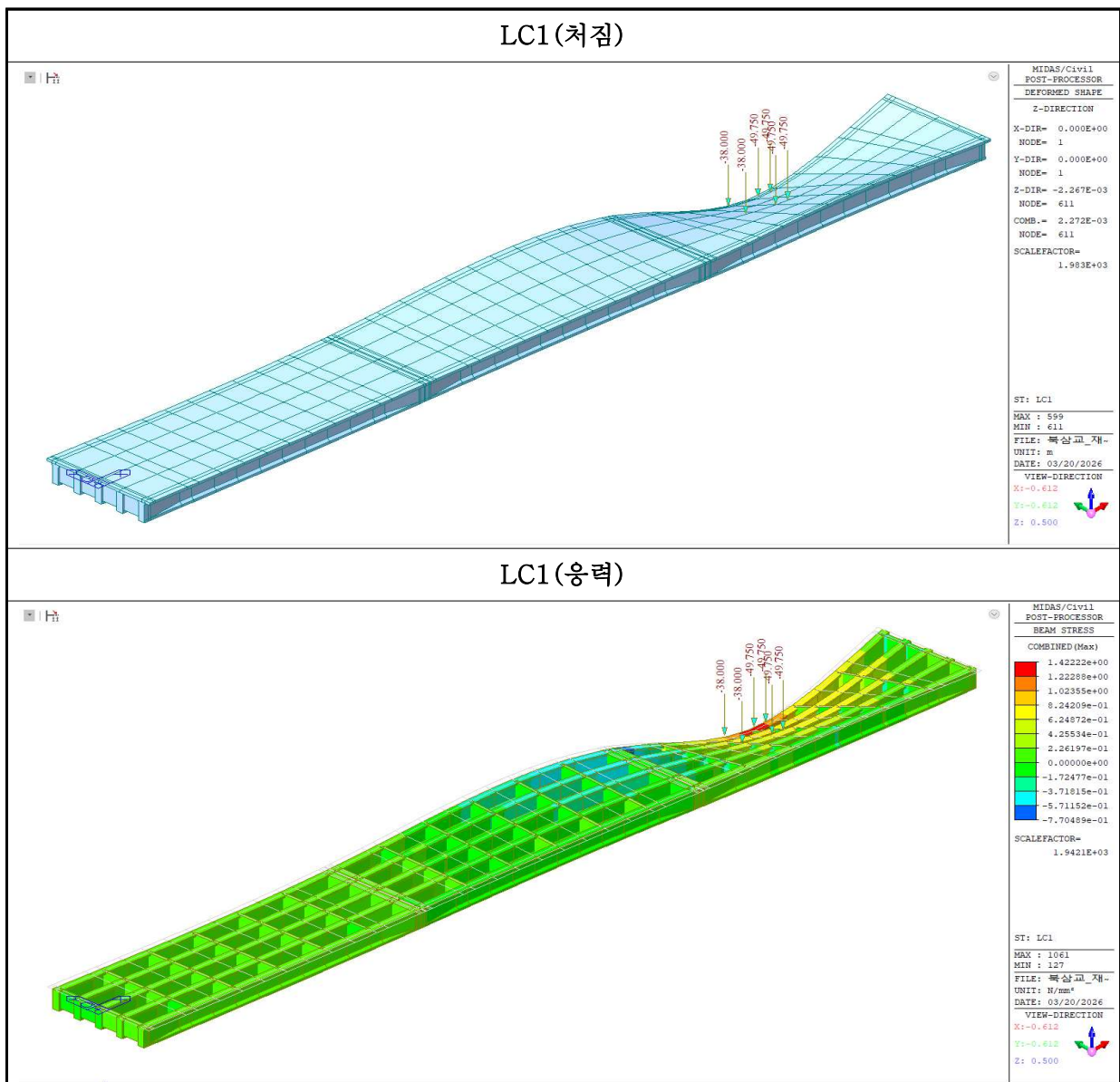
$$\text{또는 응답보정계수} = \left(\frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}} \right)$$

6.3.2 응답보정계수 산정

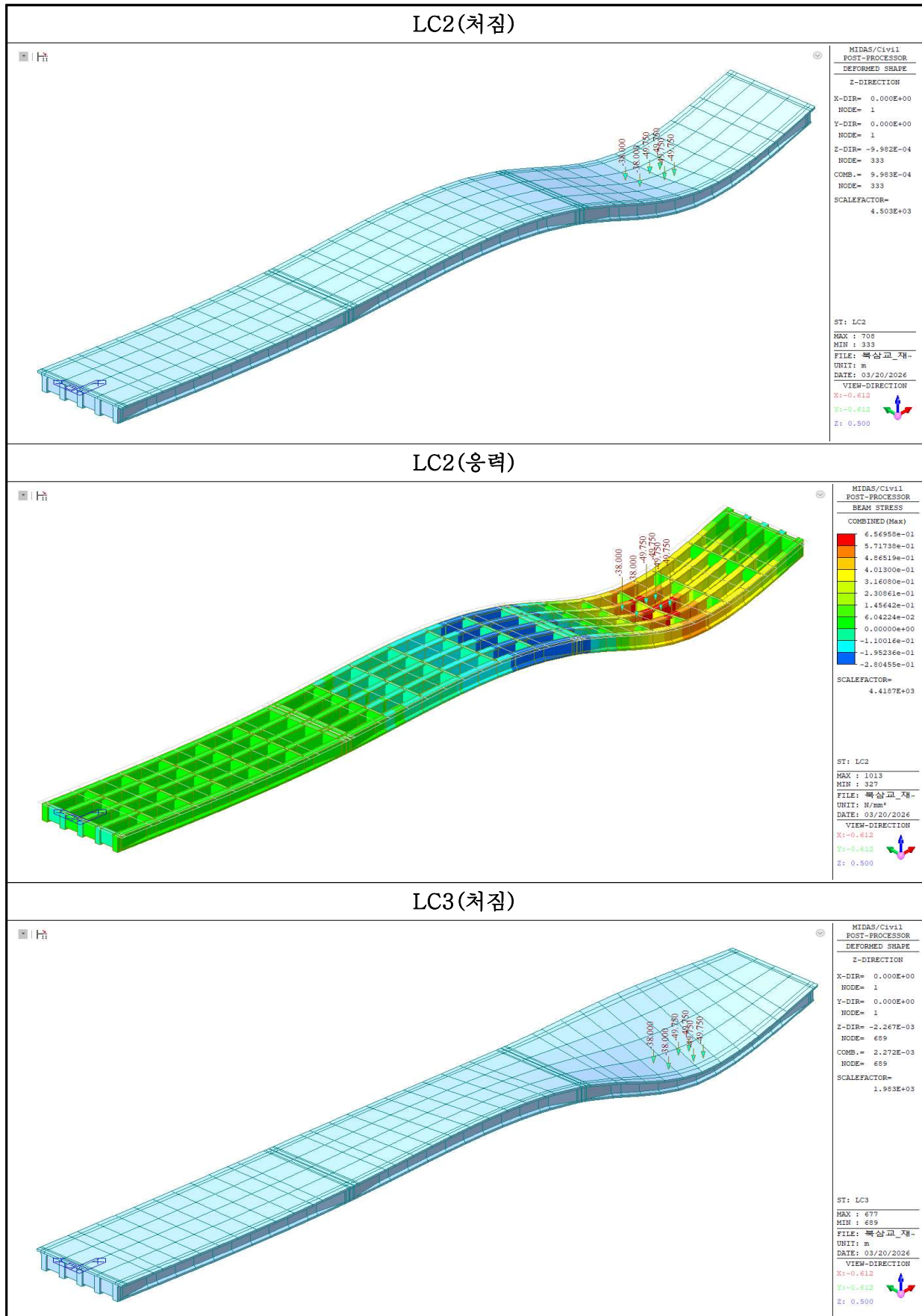
재하 차량에 의한 구조해석 결과로 이론적인 계산 처짐 및 변형을 값을 구한 후 현장 재하시험에서 측정된 실측 값을 비교하여 응답보정계수(K_s)를 산출한다. 교량의 설계하중에 의한 기본 내하력에 응답보정계수를 고려하여 공용내하력을 산정한다. PSC Beam의 경간중앙부의 외측 거더와 내측거더가 계산 단면으로 적용되었으며, Plate와 Frame 요소를 사용하여 계산하였다. 상세한 검토내용은 부록에 수록하였다.

가. 재하시험 차량에 의한 구조해석 결과

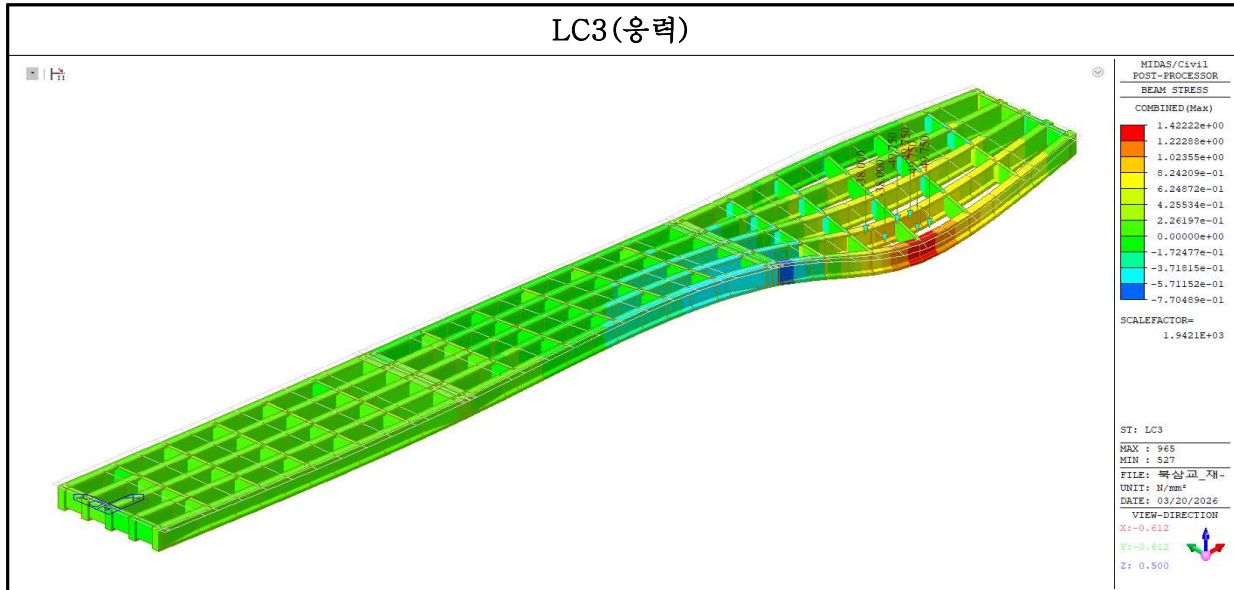
1) 처짐 및 응력도



【그림 6.14】 재하Case별 처짐



【그림 6.14】 재하Case별 처짐(계속)



【그림 6.14】 재하Case별 처짐(계속)

2) 처짐 및 응력 집계

【표 6.11】 재하시험 차량에 의한 처짐해석 결과

하 중 재 하		처짐(mm)					비고
		G1(DT1)	G2(DT2)	G3(DT3)	G4(DT4)	G5(DT5)	
재하 Case	L.C 1	2.049	1.496	0.934	0.408	-0.098	
	L.C 2	0.918	0.965	0.998	0.965	0.918	
	L.C 3	-0.098	0.408	0.934	1.496	2.049	

※ 부호 + : 하향처짐, - : 상향처짐

【표 6.12】 재하시험 차량에 의한 응력해석 결과

하 중 재 하		응력(MPa)					비고
		G1(ST1)	G2(ST2)	G3(ST3)	G4(ST4)	G5(ST5)	
재하 Case	L.C 1	1.422	1.043	0.658	0.341	0.028	
	L.C 2	0.527	0.629	0.657	0.629	0.527	
	L.C 3	0.028	0.341	0.658	1.043	1.422	

※ 부호 + : 인장

나. 응답비 산정

변형의 응답비는 재하시험에서 시험차량하중의 재하경우에 측정된 실 구조물의 변형에 대한 구조해석에서 해석모델 상에 동일한 시험차량 하중을 적용하였을 경우의 이론적인 변형의 비(이론치/실측치)를 말한다.

재하시험시 측정된 변형은 계측장비 및 센서의 정밀도, 측정시의 기후조건, 교량의 기하학적 특성 및 차량재하시 하중 집중으로 인한 국부적인 변형의 증가 등의 요인으로 인하여 오차를 포함하게 되므로 일반적으로 1.000에 가장 가까운 값을 응답비로 사용한다.

【표 6.13】 처짐응답비

구 분		G1	G2	G3	G4	G5	비 고
LC1	실측(mm)	1.415	1.050	0.658	0.297	-0.074	최저응답비: 외측빔 : 1.448 내측빔 : 1.323
	이론(mm)	2.049	1.496	0.934	0.408	-0.098	
	응답비	1.448	1.424	1.419	1.373	-	
LC2	실측(mm)	0.570	0.646	0.747	0.729	0.691	
	이론(mm)	0.918	0.965	0.998	0.965	0.918	
	응답비	1.610	1.493	1.336	1.323	1.328	
LC3	실측(mm)	-0.077	0.302	0.672	1.074	1.399	
	이론(mm)	-0.098	0.408	0.934	1.496	2.049	
	응답비	-	1.350	1.389	1.392	1.464	

【표 6.14】 변형율응답비

구 분		G1	G2	G3	G4	G5	비 고
LC1	실측($\mu\epsilon$)	39.588	27.355	17.085	7.531	0.331	최저응답비: 외측빔 : 1.197 내측빔 : 1.153
	이론($\mu\epsilon$)	47.423	34.784	21.944	11.372	0.933	
	응답비	1.197	1.271	1.284	1.510	2.818	
LC2	실측($\mu\epsilon$)	15.136	17.297	18.983	18.186	15.187	
	이론($\mu\epsilon$)	17.575	20.977	21.91	20.977	17.575	
	응답비	1.161	1.212	1.154	1.153	1.157	
LC3	실측($\mu\epsilon$)	-2.030	7.953	14.852	25.751	36.050	
	이론($\mu\epsilon$)	0.933	11.372	21.944	34.784	47.423	
	응답비	-	1.429	1.477	1.350	1.315	

다. 응답보정계수(Ks) 산정

변형에 대한 실측치와 해석 모델상에 동일한 시험차량 하중을 적용하였을 경우의 이론적인 변형의 비(계산치/실측치)를 말하며, 이 변형률의 응답비와 충격계수의 응답비(이론충격계수/실측 충격계수)를 곱한 값이 응답보정계수이다.

재하시험 시 측정된 변형은 계측장비 및 센서의 정밀도, 측정시의 기후조건, 교량의 기하학적 특성 및 차량재하 시 하중집중으로 인한 국부적인 변형의 증가 등으로 인하여 오차를 포함하게 되므로 계측값이 큰 Load Case의 응답비를 이용하여 응답보정계수를 산정한다.

【표 6.15】 충격계수 비

구분	충격계수		충격계수비 $\left(\frac{1+A}{1+B}\right)$	비고
	계산(A)	실측(B)		
S3 경간 중앙	0.217	0.175	1.035	

【표 6.16】 응답보정계수(Ks)

구 분			응답비	충격계수비	응답보정계수(Ks)	비고
S3 경간 중앙	치짐	외측빔	1.448	1.035	1.499	
		내측빔	1.323	1.035	1.369	◎
	변형율	외측빔	1.197	1.035	1.238	
		내측빔	1.153	1.035	1.193	◎

6.3.3 내하력 평가

각 구간별 슬래브와 거더의 내하력 검토결과, 내하율이 1.0 이상으로 내하력을 확보하는 것으로 평가되었다.

가. 기본내하율 산정

1) PSC Beam의 기본내하율(허용응력설계법) 산정

【표 6.17】 거더의 기본 내하율 산정(허용응력설계법)

구 분	고정하중 (MPa)	활하중 (MPa)	유효 Prestress (MPa)	허용응력 (MPa)	내하력 계산과정	내하율	내하력
외측 빔	상연 11.617	1.438	-4.882	18.000	$\frac{18.000 - (11.617 - 4.882)}{1.438}$	7.834	DB-24 이상
	하연 -11.205	-3.324	16.294	-3.984	$\frac{-3.984 - (-11.205 + 16.294)}{-3.324}$	2.730	DB-24 이상
내측 빔	상연 12.904	1.087	-4.917	18.000	$\frac{18.000 - (12.904 - 4.917)}{1.087}$	9.212	DB-24 이상
	하연 -12.345	-2.818	16.413	-3.984	$\frac{-3.984 - (-12.345 + 16.413)}{-2.818}$	2.858	DB-24 이상

2) PSC Beam의 기본내하율(강도설계법) 산정

【표 6.18】 거더의 기본 내하율 산정(강도설계법)

구 분	ϕM_n	M_D	M_{L+i}	내하율 계산과정	내하율	내하력
외측빔	16068.202	3990.105	1716.827	$\frac{16068.202 - 1.3 \times 3990.105}{2.15 \times 1716.827}$	2.948	DB-24 이상
내측빔	16101.580	4408.207	1484.229	$\frac{16101.580 - 1.3 \times 4408.207}{2.15 \times 1484.229}$	3.250	DB-24 이상

3) 바닥판의 기본내하율(강도설계법) 산정

【표 6.19】 바닥판의 기본 내하율 산정(강도설계법)

구 분	ϕM_n	M_D	M_{L+i}	내하율 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부 (방호벽)	95.157	9.289	0.000	-	-	활하중 비재하
중앙부	100.559	2.071	22.880	$\frac{100.559 - 1.3 \times 2.071}{2.15 \times 22.880}$	1.989	DB-24 이상

나. 공용내하력 평가

각 응답비는 재하시험을 통해 선정하였으며, 각 경간의 재하시험에 산정된 응답보정계수를 이용하여 공용내하력 평가에 적용하였다.

구조해석 결과를 바탕으로 산정된 공용 내하율의 최소값은 PSC Beam 3.256, 바닥판 1.989로 설계 활하중인 1등급(DB-24, DL-24)의 설계조건을 만족하는 것으로 평가되었다,

【표 6.20】 공용내하력 산정

구 분				기본내하율	응답보정계수		공용내하율		공용내하력
					치짐	변형율	치짐	변형율	
허용응력 설계법	PSC Beam	외측 빔	상연	7.834	1.369	1.193	10.724	9.345	DB-24이상
			하연	2.730			3.737	3.256	DB-24이상
		내측 빔	상연	9.212			12.611	10.989	DB-24이상
			하연	2.858			3.912	3.409	DB-24이상
강도 설계법	PSC Beam	외측빔		2.948			4.035	3.516	DB-24이상
		내측빔		3.250			4.449	3.877	DB-24이상
강도 설계법	바닥판	중앙부		1.989	-		1.989		DB-24이상

6.4 안전성평가 등급 산정

외관상태와 내구성조사를 근거로 교량구조물의 대표등급을 산정하는 경우 구조물의 실제적인 안전성에 대한 효과적인 고려가 곤란하다. 따라서 정밀점검(필요시)이나 정밀안전진단시에는 안전성평가 결과에 의하여 안전성평가등급을 산정하도록 한다.

6.4.1 안전성 평가 기준

가. 구조물의 안전성평가 기준

구조물의 안전성평가는 주요 구조부재의 정밀육안검사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다. 현재 도로교와 철도교는 강교의 경우 허용응력설계법, 콘크리트교는 강도설계법으로 설계되고 있다. 안전성 검토는 대상교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고 있다.

또한 교량의 안전성 평가는 내하력평가 개념으로 규정되어 왔으나, 내하력은 활하중 여유도로서 하중비에 따라 내하력의 변동폭이 크게 변하므로 교량의 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다. 따라서 안전성평가는 교량의 안전을 개념을 도입하여 평가하였다. 그러나 안전율이 0.9에서 1.0 사이에 있어 재하시험에 의한 공용내하력 평가를 실시한 경우 공용내하력 산정결과에 따라 안전성평가등급을 산정한다.

【표 6.21】 구조물의 안전성 평가기준

등급	안전성평가 기준	비 고
A	$SF > 1.0$	◦허용응력설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}}$ ◦강도설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u}$
B	$0.9 \leq SF < 1$ 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	
C	$0.9 \leq SF < 1$	
D	$0.75 \leq SF < 0.9$	
E	$SF < 0.75$	

나. 세굴에 대한 안전성평가 기준

교량의 안전성능에 영향을 주는 모든 하부구조 부재의 불안정한 흔적에 대하여 특별히 관리를 하여야 하며, 하부구조의 평가는 정확한 공학적 판단 하에 실시한다. 하부 구조물의 적정성 여부는 준공도면, 시공도면, 구조 계산, 평가 결과 및 기타 적절한 자료를 토대로 한다.

교각 및 교대를 포함한 하부구조는 상부구조를 지지할 수 있는 최소한의 안전성능 확보 유무가 평가되어야 하며, 우물통과 교각기초 사이의 거동, 기초가 암반에 근입된 상태, 교대의 부등침하, 전방이동 등을 고려해야 한다.

하천(해상)을 횡단하는 공용중인 교량에 대한 세굴을 포함한 기초안전성 평가방법은 세굴조사 기반 평가 및 세굴심 검토와 기초지반의 안전성을 검토하는 2단계의 평가절차를 적용한다.

1단계 평가의 경우, (1) 기초의 형식, (2) 지반의 종류, (3) 지반 및 세굴상태, 세굴심 검토 (4) 보호공의 상태를 검토하여 “a~e”로 판정하고, 판정의 근거가 되는 조사자료 등을 제시하여야 한다.

기초의 형식(우물통기초)과 지반의 종류(암반)인 경우, 세굴 저항성과 안정성 검토 결과가 충분히 입증되는 경우는 “a”로 판정한다.

【표 6.22】 (1)기초 형식 및 (2)지반 종류에 따른 등급판정

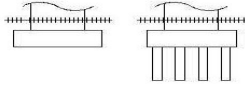
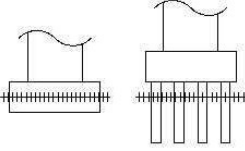
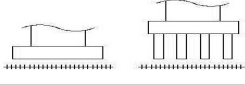
기초 및 지반	등급 판정 기준	등 급
기초 형식	우물통 기초인 경우 ¹⁾	a
지반 종류	지반이 암반인 경우 ¹⁾	a
세굴 저항성과 안정성 검토 결과가 충분히 입증되는 경우	a	

주1) 기초의 하단부가 세굴 등에 의해 지반과 맞닿아 있지 않은 경우 2단계(기초안전성) 평가를 실시하고 그 결과에 따라 등급을 지정하며, 지반조건 변화가 반영된 값에 대해 구조해석을 실시하는 경우 선택과업으로 실시한다.

이에 해당되지 않는 경우에는 (3) 지반 및 세굴 상태, 세굴심 검토에 따른 등급판정에 따라 “a~e”로 판정한다.

구조적 손상이나 진행 중인 세굴이 확인되는 경우에는 추가적인 검토를 진행하여야 하며 상향 보정 시 설계·시공 자료, 조사·시험 결과 등 객관적 근거를 명시하여야 한다.

【표 6.23】 (3) 지반 및 세굴 상태, 세굴심 검토에 따른 등급판정

등급	지반 및 세굴상태	세굴심 검토	비 고
a	기초상단보다 위 (0%)	세굴심도가 기초상단보다 높을 경우	
b	기초 또는 말뚝 상단 일부 노출 (1~30%)	세굴심도가 기초 또는 말뚝 사이에 있을 경우	
c	기초 또는 말뚝 깊이내 (31~70%)	-	
d	기초 또는 말뚝 하단 일부 노출 (71~100%)	-	
e	기초 또는 말뚝 하단보다 아래 (100% 초과)	세굴심도가 기초 또는 말뚝 하단보다 낮을 경우	

“a” 와 “e” 는 해당등급으로 판정하고, 이를 제외한 “b~d” 는 (4)보호공 상태에 따른 등급판정에 따라 등급을 보정하여 판정한다.

【표 6.24】 (4) 세굴보호공 상태에 따른 등급판정

보호공 상태	등급 판정 기준	등급 보정
상	적정 세굴보호공이 설치되어 있으며 세굴보호공이 원래 기능을 충분히 수행 중인 상태	한 등급 상향
중	세굴보호공이 설치되어 있으나 설계기준을 만족하지 못하는 상태 또는 손상 또는 기능 저하로 부분적으로 기능 유지중인 상태	등급 유지
하	세굴보호공이 없거나 기능이 사실상 상실된 상태	한 등급 하향

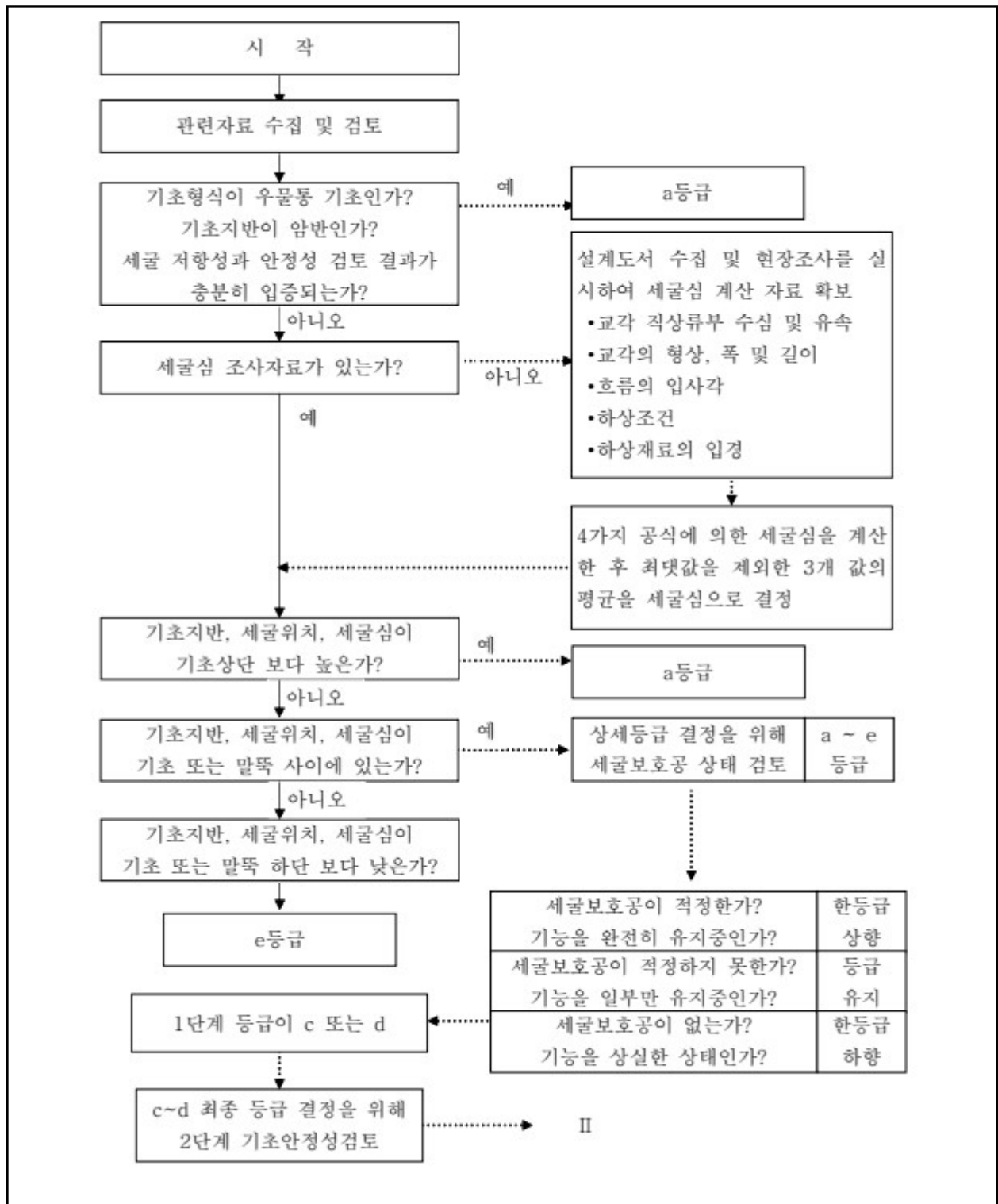
(4) 세굴보호공 상태를 적용한 등급판정에 따라 “c~d” 로 판정되는 경우 구조해석 결과에 따라 안전율을 확보한 경우는 특별한 안전조치가 필요하지 않는 안전에 지장이 없는 상태이므로 등급 “c” 로, 안전율을 확보하지 못한 경우 세굴방지공 설치 등의 긴급한 보수·보강 조치가 필요하므로 등급 “d” 로 구분한다.

또한 교량기초는 기초형식에 따라 지지력, 전도, 활동에 안정하여야 하며 기초의 변위량은 허용변위량을 초과하지 않아야 한다.

【표 6.25】 기초의 안전성능 평가기준

구 분	1단계 평가에 의한 등급	2단계 (기초안전성)
a	•1단계 평가 결과가 ‘a’	—
b	•1단계 평가 결과가 ‘b’	—
c	•1단계 평가 결과가 ‘c’ 또는 ‘d’	•기초 지지력 확보 $S.F. \geq 1.0$ •허용변위량 이내일 경우
d		•기초 지지력 부족 $S.F. < 1.0$ •허용변위량을 초과할 경우
e	•1단계 평가 결과가 ‘e’	—
< 해 설 > • 1단계 검토 중 세굴심도 계산은 건설기준코드(구 하천설계기준, 도로교설계기준) 등 관련설계기준을 참고하여 수행함. • 2단계(기초안전성) 평가의 기초지지력은 기초형식별로 건설기준코드(구 도로교설계기준) 등 관련 설계기준을 참고하여 책임기술자의 판단에 따라 산정할 수 있음. • 2단계(기초안전성) 평가의 실시가 곤란한 경우 책임기술자의 판단에 따라 1단계 검토에 의한 구조안전성능결과를 산정할 수 있음. • 지지력의 안전율($S.F.$) = 지반의 허용지지력/작용응력 • 기초형식별 허용변위량은 건설기준코드(구 도로교설계기준, 구조물 기초 설계기준) 등 관련 설계기준을 참고하여 결정함.		

① 1단계 세굴심 평가



【그림 6.15】 1단계 지반, 세굴, 세굴심 결과 산정 방법

다. 안전성평가결과 산정방법

교량의 안전성평가결과 = $\text{Min}(\text{구조안전성}, \text{기초안전성})$

6.4.2 안전성 평가등급 산정결과

가. 구조물 안전성평가 결과

1) PSC Beam(허용응력설계법)

【표 6.26】 PSC Beam 안전성검토 결과(허용응력 설계법)

구 분		fmax (MPa)	fa (MPa)	안전율 (fa/fmax)	안전성 평가등급
외측빔	상연	8.173	18.000	2.202	a
	하연	1.765	18.000	10.198	a
내측빔	상연	9.074	18.000	1.984	a
	하연	1.250	18.000	14.400	a

2) PSC Beam(강도설계법)

【표 6.27】 PSC Beam 안전성검토 결과(강도설계법)

구 분	Mu(kN·m)	ϕ Mn(kN·m)	안전율 (ϕ Mn/Mu)	안전성 평가등급
외측빔	16068.202	8878.315	1.810	a
내측빔	16101.580	8921.761	1.805	a

3) 바닥판(강도설계법)

【표 6.28】 바닥판 안전성검토 결과(강도설계법)

구 분	Mu(kN·m)	ϕ Mn(kN·m)	안전율 (ϕ Mn/Mu)	안전성 평가등급
켄틸레버부	19.183	95.157	4.960	a
중앙부	51.884	100.559	1.938	a

나. 세굴에 대한 안전성평가 결과

북삼교는 임진강을 횡단하는 교량으로, 안전성 평가시 구조물 안전성평가와 세굴을 포함한 기초 안전성을 평가하여야 한다. 평가방법은 세굴조사 기반 평가 및 세굴심 검토와 기초지반의 안전성을 검토하는 2단계의 평가절차를 적용한다. 세굴을 포함한 기초안전성 평가를 포함해야 한다.

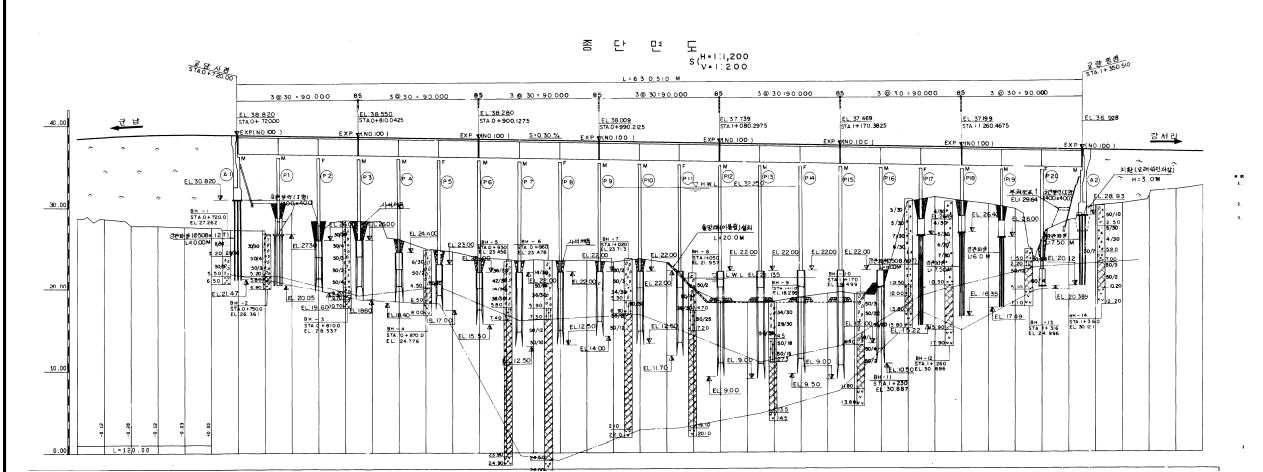
1단계 평가의 경우, (1)기초의 형식, (2)지반의 종류, (3)지반 및 세굴상태, 세굴심 검토 (4)보호공의 상태를 검토하여야 한다. 현장조사결과 및 준공도서 등을 참조하여 세굴에 대한 안정성을 평가 하였다.

1) 기초형식, 지반, 세굴보호공 현황

북삼교의 기초형식은 말뚝기초, 우물통기초, 직접기초로 계획되어 있고 교각 기초지반의 지층 분포현황은 퇴적층, 풍화토, 풍화암층으로 구성되어 있으므로, 세부지침 기준에 의거하여 지반 및 세굴상태, 세굴심검토에 의한 안전성등급을 판정하여야 한다,

준공도서분석 및 현장조사결과 세굴방지보호공이 설치되어 있고, 사석보호공의 상태가 기능을 충분히 수행하는 양호한 상태이므로 지반 및 세굴상태, 세굴심검토에 따른 판정등급에서 한단계 상향 해서 안전성등급을 산정한다.

【표 6.29】 기초, 지반 및 세굴방지보호 현황



하천부지	기초형식	대상교각	지반종류	세굴방지보호공	
				종류	상태
고수부지	말뚝기초	P1, P17, P18,P19	퇴적층, 풍화토, 풍화암	사석	기능유지
	우물통기초	P2~P10	퇴적층, 풍화토, 풍화암	사석	기능유지
	직접기초	P20	퇴적층, 풍화토, 풍화암	사석	기능유지
유심부	우물통기초	P11~P16	퇴적층, 풍화토, 풍화암	사석	기능유지

2) 지반 및 세굴상태, 세굴심도검토

세굴심도는 준공도서 중 구조계산서에 수록된 세굴검토서를 참조하였으며, 채택된 세굴심은 유심부 2.5m, 고수부지 2.0m이다. 준공도서에 검토된 적용 공식별 세굴심에 대한 검토내용은 다음과 같으며, 상세검토 내용은 발췌하여 부록에 수록하였다.

(가) 준공도서 세굴심 검토내용

【표 6.30】 북삼교 세굴심도(준공도서 발췌)

준공 도서(구조 및 수리계산서) 중 세굴심도 검토 내용

	LAURSEA 추정법	Qureshi 공식	Poona 공식
유 심 부	2.07	3.14	1.64
고수부지	2.25	1.72	1.91

$$\text{유 심 부} \quad \frac{2.07+3.14+1.64}{3} = 2.28$$

따라서 $Z_s = 2.50\text{M}$ 적용

$$\text{고수부지} \quad \frac{2.25+1.72+1.91}{3} = 1.98$$

따라서 $Z_s = 2.00\text{M}$ 적용

2) 세굴범위

$$bs = 3.57Z_s + b \quad (\text{수자원학회 학술논문집 PP48-53})$$

유심부의 경우 $Z_s = 2.28$ $b = 6.0$ 이므로

$$bs = 3.57 \times 2.28 + 6.0 = 14.13\text{M} \rightarrow 14.50\text{M}$$

고수부지의 경우 $Z_s = 1.98$ $b = 1.8$

$$bs = 3.57 \times 1.98 + 1.8 = 8.94\text{M} \rightarrow 9.0\text{M}$$

3) 사석직경 (D_p)

$$D_p = \frac{0.795V_o^{2.35}b^{0.15}}{(S_s-1)^{1.12}g^{1.12}y_o^{0.27}} \quad (\text{수자원학회 학술논문집 PP48-53})$$

V_o : 교각직상류부 유속 (m/sec) 1.3 V_o

y_o : 교각직상류부 수심

b : 교각폭

저수로의 경우 $b = 3.0$ $h = 14.0$

$$D_p = \frac{0.795 \times (1.3 \times 2.25)^{2.35} \times 3.0^{0.15}}{(2.65-1)^{1.12} \times 9.8^{1.12} \times 14.0^{0.27}} = 0.227\text{M}$$

(나) 지반 및 세굴상태, 세굴심 위치에 따른 등급 산정

【표 6.31】 세굴심 위치에 따른 안전성평가 등급 산정

교 각	지반 및 세굴상태	지반고 (GL.m)	세굴심 (m)	세굴심 (EL.m)	기초상단 (EL.m)	기초하단 (EL.m)	세굴심위치	안전성 평가등급	조정 등급
P1	기초상단보다 위	30.30	2.0	28.30	29.30	27.30	기초상단~하단	b	a
P2	기초상단보다 위	27.90	2.0	25.90	26.00	19.60	기초상단~하단	b	a
P3	기초상단보다 위	28.34	2.0	26.34	26.00	18.600	기초상단 이상	a	a
P4	기초상단보다 위	26.13	2.0	24.13	24.40	18.40	기초상단~하단	b	a
P5	기초상단보다 위	24.77	2.0	22.77	23.00	17.00	기초상단~하단	b	a
P6	기초상단보다 위	23.81	2.0	21.81	22.00	15.50	기초상단~하단	b	a
P7	기초상단보다 위	23.63	2.0	21.63	22.00	12.50	기초상단~하단	b	a
P8	기초상단보다 위	23.48	2.0	21.48	22.00	12.50	기초상단~하단	b	a
P9	기초상단보다 위	23.43	2.0	21.43	22.00	14.00	기초상단~하단	b	a
P10	기초상단보다 위	23.71	2.0	21.71	22.00	12.50	기초상단~하단	b	a
P11	기초일부노출	21.53	2.5	19.03	22.00	11.70	기초상단~하단	b	a
P12	기초일부노출	18.38	2.5	15.88	22.00	9.10	기초상단~하단	b	a
P13	기초일부노출	18.30	2.5	15.80	22.00	9.00	기초상단~하단	b	a
P14	기초일부노출	18.85	2.5	16.35	22.00	9.50	기초상단~하단	b	a
P15	기초일부노출	19.27	2.5	16.77	22.00	9.00	기초상단~하단	b	a
P16	기초일부노출	20.26	2.5	17.76	22.00	10.50	기초상단~하단	b	a
P17	기초상단보다 위	30.89	2.0	28.89	28.49	26.49	기초상단 이상	a	a
P18	기초상단보다 위	30.70	2.0	28.70	28.40	26.40	기초상단 이상	a	a
P19	기초상단보다 위	30.02	2.0	28.02	28.00	26.00	기초상단 이상	a	a
P20	기초상단보다 위	25.96	2.0	23.96	22.39	20.39	기초상단 이상	a	a

북삼교의 지반 및 세굴상태 검토결과, 고수부지 구간은 기초상단보다 위에 있는 상태이고 유침부 구간의 기초상단은 일부 노출이 되어 있는 상태이다. 세굴심도 위치는 기초사이에 있는 교각과, 기초상단 이상인 교각으로 분류가 된다. 따라서, 안전성평가 등급은 a와 b로 분석되었으나, 전교각이 세굴방지보호공이 설치되어, 보호공의 기능을 수행하고 있는 양호한 상태이고 준공도서 분석결과, 기초안전성에 대해서 충분한 안전율을 확보하고 있으므로 북삼교의 세굴에 대한 안전성평가 등급은 a등급으로 상향 조정하여 평가하였다.

다. 안전성평가 결과요약

본 과업대상 교량인 북삼교는 임진강을 횡단하고 있으며, 교량 연장 L=630m, 폭원 B=11.0m로 구성된 PSC Beam 형식의 교량으로 재하시험 대상 경간의 3경간 연속구간(S1~S3)을 모델링하여 안전성과 내하력을 평가 하였다. 본 안전성검토는 해석의 일관성을 유지하기 위하여 당초 설계개념을 바탕으로 안전성검토를 실시하였다.

허용응력설계법 및 강도설계법에 의한 구조물 안전성 평가결과, 최소안전율이 1.0이상인 a등급으로 산정되었으며, 세굴을 고려한 기초 안전성검토는 지반 및세굴상태, 세굴심 위치, 세굴보호공 기능유지 등을 고려하여 a등급으로 평가하였다. 따라서 북삼교의 전반적인 안전성 평가등급은 “A등급” 으로 평가되었다.

【표 6.32】 안전성평가 결과요약

구 분				구조물 안전성평가		내하력 평가		세굴 안전성 평가
				안전율	평가	기본 내하율	공용 내하율	
PSC Beam	허용응력 설계법	외측	상연	2.202	a	7.834	9.345	a
			하연	10.198	a	2.730	3.256	
		내측	상연	1.984	a	9.212	10.989	
			하연	14.400	a	2.858	3.409	
	강도설계법	외측		1.810	a	2.948	3.516	
		내측		1.805	a	3.250	3.877	
바닥판	캔틸레버부			4.960	a	—	—	
	중앙부			1.938	a	1.989	1.989	
최저 안전성 평가결과				1.805	A	1.989	1.989	

라. 기 진단 및 금회 안전성평가 결과비교

기 시행된 정밀안전진단 및 금회 진단 결과를 비교·분석한 결과, 고정하중, 물성치, 재하시험조건, 모델링차이 등에 의한 미소한 차이가 발생하였으나, 전반적으로 구조물 안전성평가 결과는 모두 a등급으로 평가되었으며, 비교·분석 결과표는 다음과 같다.

【표 6.33】 기 진단 결과와의 비교·분석표

항 목		기 진단(2020)	금회진단(2026)
적용 물성치	바닥판	· $E_c = 26,893 \text{ MPa}$ (근거없음)	· $E_c = 0.077m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}} = 26,681 \text{ MPa}$
	PSC빔	· $E_c = 31,879 \text{ MPa}$ (근거없음)	· $E_c = 0.077m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}} = 29,985 \text{ MPa}$
주요 하중조합		· 강도설계법 : 1.3D+2.15L · 허용응력설계법 : 1.0(D+L+T+G)	· 강도설계법 : 1.3D+2.15L · 허용응력설계법 : 1.0(D+L+T+G)
방호벽하중		· 연석 적용(강재방호책 미고려)	· 연석+강재방호책 적용
PC 강연선		· 파상마찰계수 : $k = 0.0050 \text{ 1/m}$ · 곡률마찰계수 : $k = 0.25 \text{ 1/rad}$	· 파상마찰계수 : $k = 0.0066 \text{ 1/m}$ · 곡률마찰계수 : $k = 0.30 \text{ 1/rad}$ (준공도서 제원 적용)
PSC빔 허용응력		· 인장 3.16 MPa , · 압축 18.0 MPa ,	· 인장 : $0.63 \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$, · 압축 : $0.45 f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$,
안전성 평가	바닥판(중앙부)		· $\phi M_n = 100.600 \text{ kN} \cdot \text{m}$ · $M_u = 51.900 \text{ kN} \cdot \text{m}$ · 안전율 : 1.938
	PSC빔	허용응력 설계법	· $f_{max} = 8.783 \text{ MPa}$ · $f_a = 18.00 \text{ MPa}$ · 안전율 : 2.049
		강도설계법	미검토
	구조해석프로그램		SAP 2000
내하력 평가	구조해석프로그램		Midas Civil
	재하시험위치		S3 경간
	응답비 (이론/실측)	충격계수	1.046
		처짐	1.290
		변형율	미검토
	응답보정계수	처짐	1.348
		변형율	미검토
	바닥판 기본 내하율		1.989
	거더 공용 내하율		2.995
	이론 고유진동수(Hz)		4.020(질량참여율 7.05%)

※ 안전율, 응답비, 응답보정계수, 내하율은 최소값을 정리하여 수록하였음.

- 금회 이론고유진동수 분석결과, 종방향 1차 휨모드는 질량참여율 8.31%, 고유진동수 4.056 Hz로 분석되었고, 종방향 2차 휨모드는 질량참여율 61.39%, 고유진동수 6.885Hz로 분석되었다. 따라서, 북삼교의 이론고유진동수는 실측치(4.688~5.078Hz)와 유사한 종방향 1차 휨모드의 고유진동수 4.056 Hz로 선정하는 것이 타당한 것으로 판단된다.
- 기 진단대비 이론고유진동수는 유사하게 분석되었으며, 미세한 차이는 모델링시 강성 및 질량 등의 차이에 의한 것으로 판단된다.
- 금회진단의 경우 종방향 1차 휨모드가 모드5에서 발생하였으나, 기 진단의 경우는 모드 1에서 발생하였다. 그 사유는 탄성받침의 지점경계조건은 연직방향, 수평방향의 스프링강성 제원을 적용하여야 하나, 기 진단의 경우는 받침의 가동 및 고정 상태를 고려한 힌지롤러의 Support경계조건으로 설정하였기 때문이다.
- 기 진단과 금회진단 대비, 물성치, 프로그램, 모델링 차이 등으로 인해 미세한 차이가 발생하였으나, 모두 다 최소안전율이 1.0 이상으로 평가되어 교량은 구조안전성을 확보하는 것으로 판단된다.