

제 6 장 구조해석 및 안전성평가

6.1 개요

6.2 구조해석 및 안전성검토

6.3 내하력평가

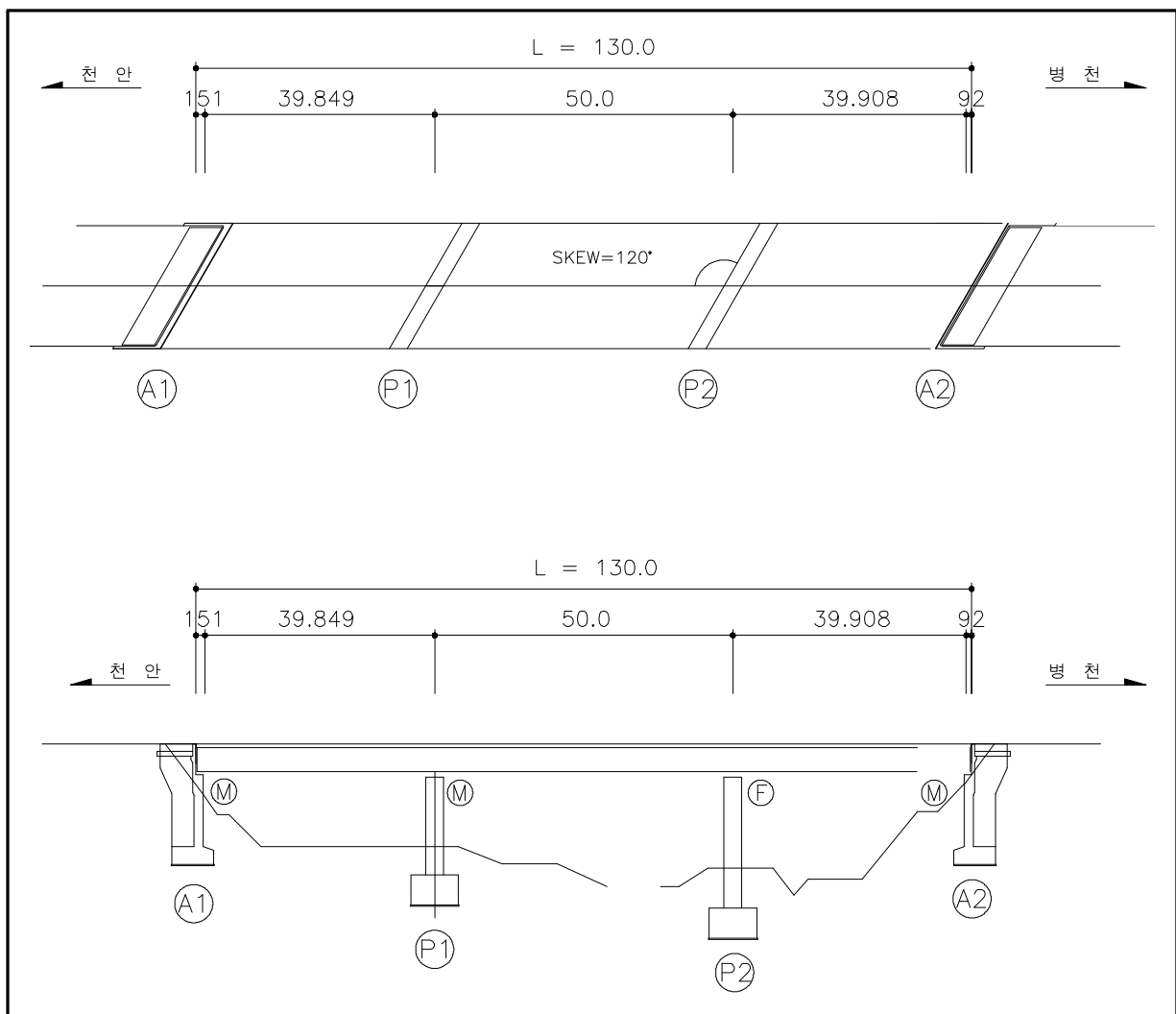
6.4 안전성 평가등급 산정

제6장 구조해석 및 안전성평가

6.1 개요

신계1교는 충청남도 천안시 동남구 목천읍 신계리에 위치한 국도 21호선 내의 교량으로 총 연장 130.0m, 폭 20.5m의 4차선으로서, 상부구조는 <그림 6.1>에 나타난 것과 같이 3경간 연속 강박스 거더교(40.0m+50.0m+40.0m)로 구성되어 있다.

본 교량의 설계하중은 DB-24, DL-24로 현재 보유하고 있는 내하력은 2010년 개정된 도로교 설계기준으로 평가하였다.

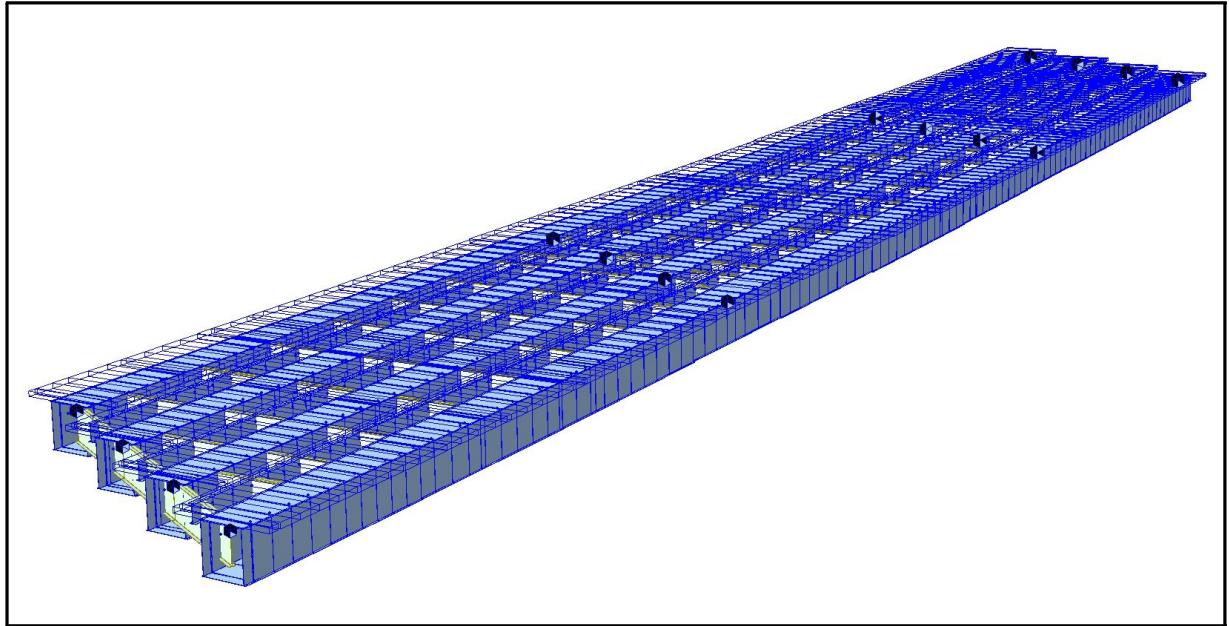


<그림 6.1> 신계1교 종평면도

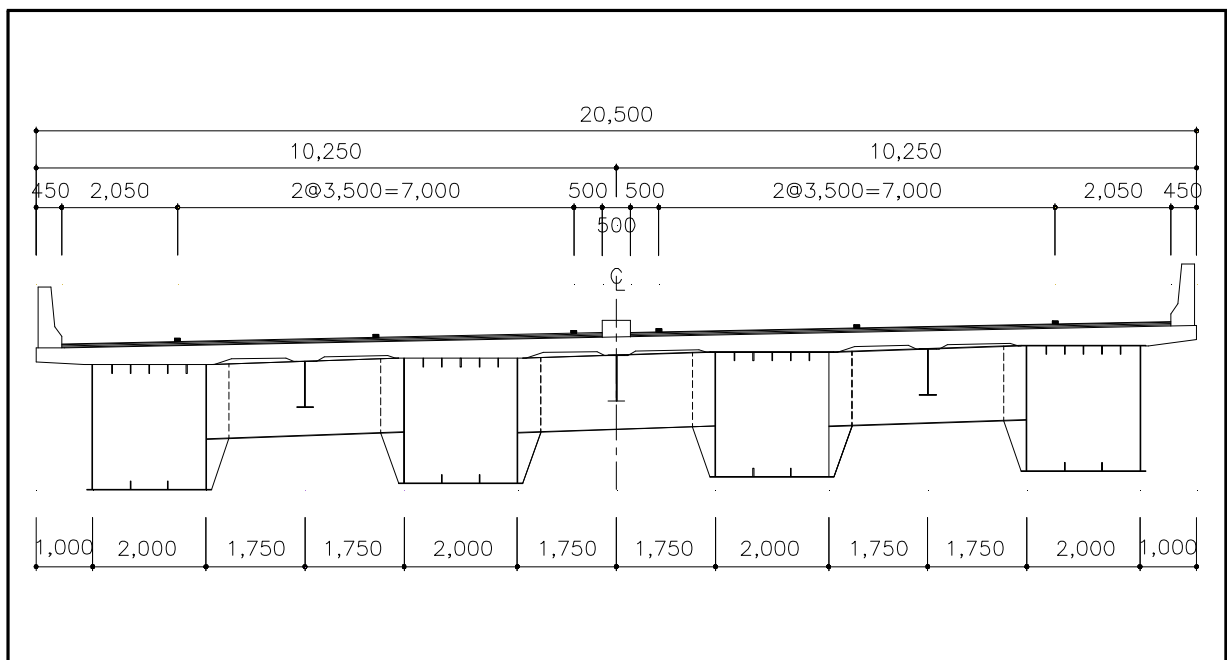
6.2 구조해석 및 안전성검토

6.2.1 구조해석 모델

대상교량에 대한 해석은 다음과 같이 주거더와 가로보 및 세로보를 보요소(Frame Element)를 사용하여 3차원으로 모델링하였고, 구조해석 모델은 강재 및 콘크리트의 자중을 하중으로 고려한 합성전 모델과 콘크리트와 강재가 일체로 거동하는 합성후 모델에 대하여 해석을 수행하였다.



〈그림 6.2〉 구조해석 모델링



〈그림 6.3〉 구조해석 모델 횡단면도

6.2.2 구조해석 조건

가. 구조형식 및 제원

- (1) 교량형식 : 3경간 연속 Steel Box Girder
- (2) 연 장 : $L = 40.0 + 50.0 + 40.0 = 390.0\text{m}$
- (3) 폭 원 : $B = 20.50\text{m}$
- (4) 교량등급 : 1등급(DB-24)

나. 사용재료

(1) 강재

- 종류 : 주부재 SM490, 부부재 SM400
- 탄성계수 : $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{MPa}$
- 단위중량 : $\gamma_s = 78.5 \text{kN/m}^3$
- 허용응력 : 주부재 $f_{sa} = 190 \text{MPa}$, $\tau_a = 110 \text{MPa}$
부부재 $f_{sa} = 140 \text{MPa}$, $\tau_a = 80 \text{MPa}$

(2) 콘크리트

- 설계강도 : $f_{ck} = 27 \text{MPa}$
- 탄성계수 : $E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}} = 26,681 \text{MPa}$ 여기서, $f_{cm} = f_{ck} + 4$
- 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{kN/m}^3$
- 허용응력 : $f_{ca} = 0.4 f_{ck} = 10.80 \text{MPa}$, $f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.89 \text{MPa}$

(3) 철근

- 종 류 : SD40
- 항복응력 : $f_y = 400 \text{MPa}$
- 탄성계수 : $E_r = 2.0 \times 10^5 \text{MPa}$
- 허용응력 : $f_{ta} = 160 \text{MPa}$, $f_{ca} = 180 \text{MPa}$

다. 하중조건

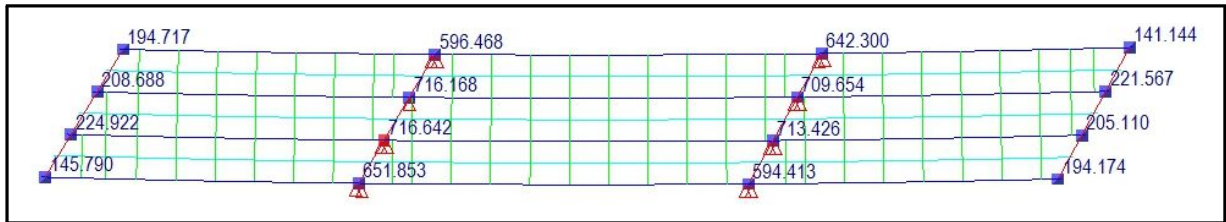
(1) 합성전 고정하중

① 강재자중

교량의 강재 자중은 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중을 포함하여 주부재 자중의 1.4074배를 적용하였다.

- 모델링 반력합계 : 6,877.036 kN

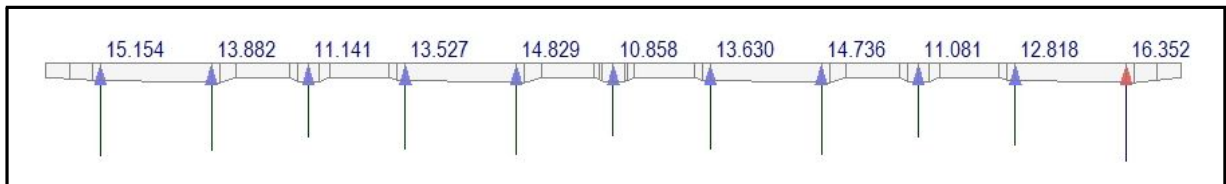
- 강재재료표 합계 : 9,678.637 kN
- 강재자중 할증율 : 강재총중량/모델링반력합계 = $9,678.637 / 6,877.036 = 1.4074$



〈그림 6.4〉 해석모델링의 강재 반력

② 바닥판 하중

바닥판 하중산정은 경간중앙부의 단면을 적용하여, 박스거더의 복부판과 세로보의 복부판을 지점으로 하는 횡방향 모델링으로 바닥판 하중에 의한 복부판의 반력을 계산하여 거더에 작용하는 하중을 산정하였다.



〈그림 6.5〉 바닥판 하중에 의한 복부판의 반력

〈표 6.1〉 바닥판 하중

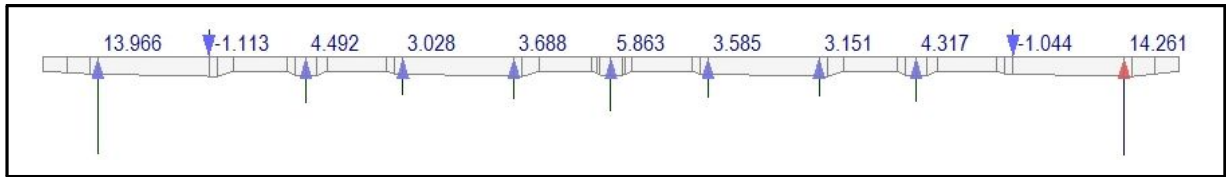
구분	G1		ST1	G2		ST2
	G1-1	G1-2		G2-1	G2-2	
반력 (kN)	-15.154	-13.882	-11.141	-13.527	-14.829	-10.858
연직하중 (kN)	-29.036		-11.141	-28.356		-10.858
비틀림 (kN·m)	-1.272		-	1.302		-
구분	G3		ST3	G4		비고
	G3-1	G3-2		G4-1	G4-2	
반력 (kN)	-13.630	-14.736	-11.081	-12.818	-16.352	-
연직하중 (kN)	-28.366		-11.081	-29.170		-
비틀림 (kN·m)	1.106		-	3.534		-

(2) 합성후 고정하중

포장, 방호벽, 방호난간 등의 하중을 고려하여 다음과 같은 하중을 적용하였다.

- 방호벽 : $0.301 \times 25.0 = 7.525$ kN/m
- 중분대 : $0.300 \times 0.500 \times 25.0 = 3.750$ kN/m
- 방호난간 : 1.000 kN/m

· 아스팔트 포장 : $0.080 \times 23.0 = 1.840 \text{ kN/m}^2$



〈그림 6.6〉 합성후 고정하중에 의한 복부판의 반력

〈표 6.2〉 합성후 고정하중

구분	G1		ST1	G2		ST2
	G1-1	G1-2		G2-1	G2-2	
반력 (kN)	-13.966	1.113	-4.492	-3.028	-3.688	-5.863
연직하중 (kN)	-12.853		-4.492	-6.716		-5.863
비틀림 (kN·m)	-15.079		-	0.660		-
구분	G3		ST3	G4		비고
	G3-1	G3-2		G4-1	G4-2	
반력 (kN)	-3.585	-3.151	-4.317	1.044	-14.261	-
연직하중 (kN)	-6.736		-4.317	-13.217		-
비틀림 (kN·m)	-0.434		-	15.305		-

(3) 활하중(DB-24, DL-24)

설계활하중은 DL-24가 지배적이고 다음 그림과 같이 차선하중 1~6차선 재하의 경우 중 최대 활하중 효과가 발생 하중경우에 대하여 검토하였다. 설계충격계수는 아래의 식으로 계산되어진 값을 사용하였다.

① 재하조건 및 횡방향 재하

- 차도폭 : $W_c = 9.55 \text{ m}$ (상·하행) · 차선수 : $N = 3$
- 설계차선폭 : $W = W_c / N = 9.55 / 3 = 3.183 \text{ m} < 3.6 \text{ m} \quad \therefore W = 3.183 \text{ m}$ 적용
- 설계활하중 : DB-24 : $P_f = 24.0 \text{ kN}$, $P_r = 96.0 \text{ kN}$

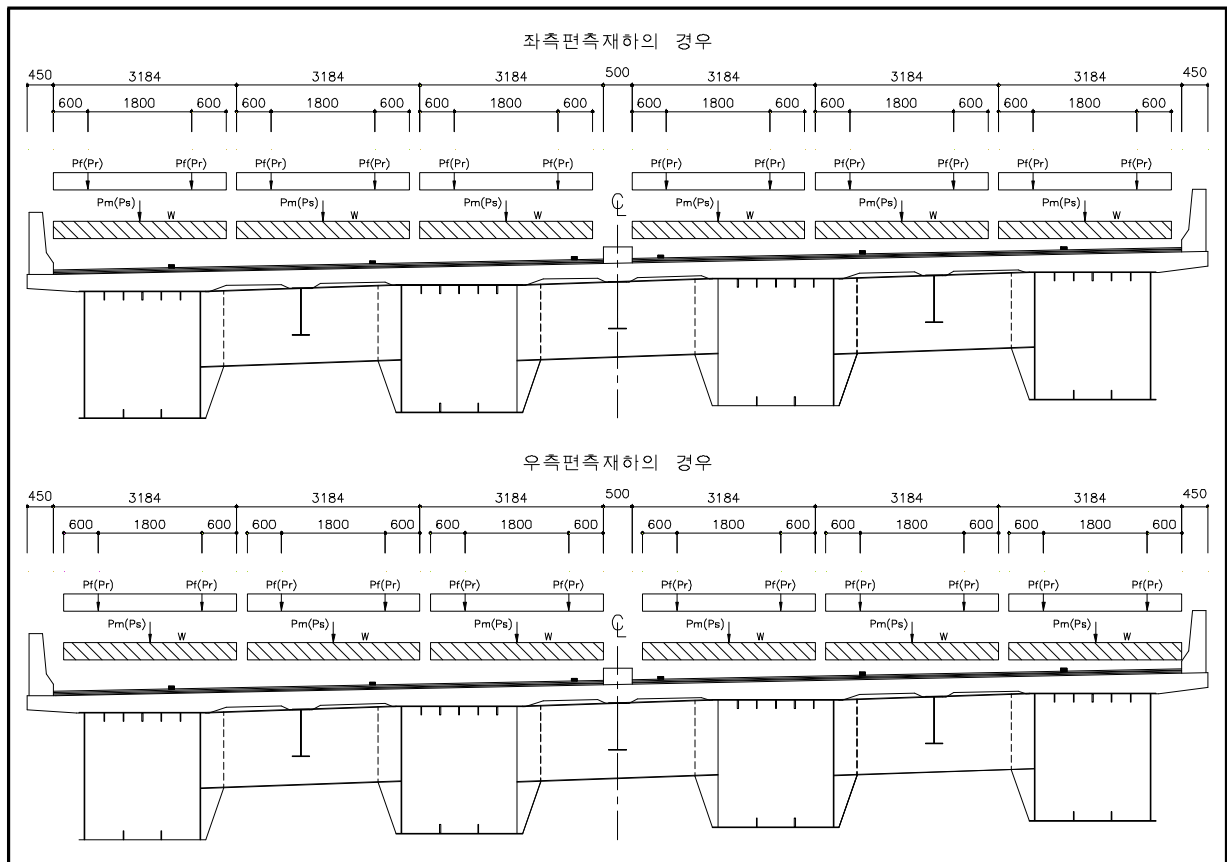
$$DL-24 : w = 12.7 \text{ kN/m}, P_m = 108.0 \text{ kN}, P_s = 156.0 \text{ kN}$$

② 충격계수

$$\cdot i = \frac{15}{40 + L_1} = \frac{15}{40 + 40.00} = 0.188 \text{ (S1~S3)}$$

$$\cdot i = \frac{15}{40 + L_4} = \frac{15}{40 + 50.00} = 0.167 \text{ (S2)}$$

$$\cdot i = \frac{15}{40 + (L_2 + L_3)/2} = \frac{15}{40 + (40.00 + 50.00)/2} = 0.176 \text{ (P1, P2)}$$



〈그림 6.7〉 설계활하중 재하의 경우

(4) 재하시험 차량하중

대상교량의 내하력을 평가하기 위해 재하차량에 대한 해석을 수행하였다. 제원은 보고서 재하시험 편에 수록되어 있으며 각 하중경우에 해당하는 최대응답을 산정하였다.

(5) 온도하중

온도하중은 합성형교에서 고려하는 일반적인 경우로서 바닥판 콘크리트와 강박스거더의 온도차이를 $\pm 10^{\circ}\text{C}$ 로 고려하였다.

(6) 크리프

합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 크리프에 의한 응력은 도로교 설계기준에 제시되어 있는 $\phi_1=2.0$ 을 사용하여 검토하였다.

(7) 건조수축

바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s 는 도로교 설계기준에 제시되어 있는 27×10^{-5} , 크리프계수 ϕ_2 는 $\phi_2 = 2\phi_1 = 4.0$ 을 사용하여 검토하였다.

(8) 하중조합

대상교량의 구조안전성검토를 위해 고려된 하중조합은 다음과 같다.

- COMB 1 : 고정하중(합성전 + 합성후) + 활하중
- COMB 2 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축
- COMB 3 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축 + 온도변화(+10℃)
- COMB 4 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축 + 온도변화(-10℃)

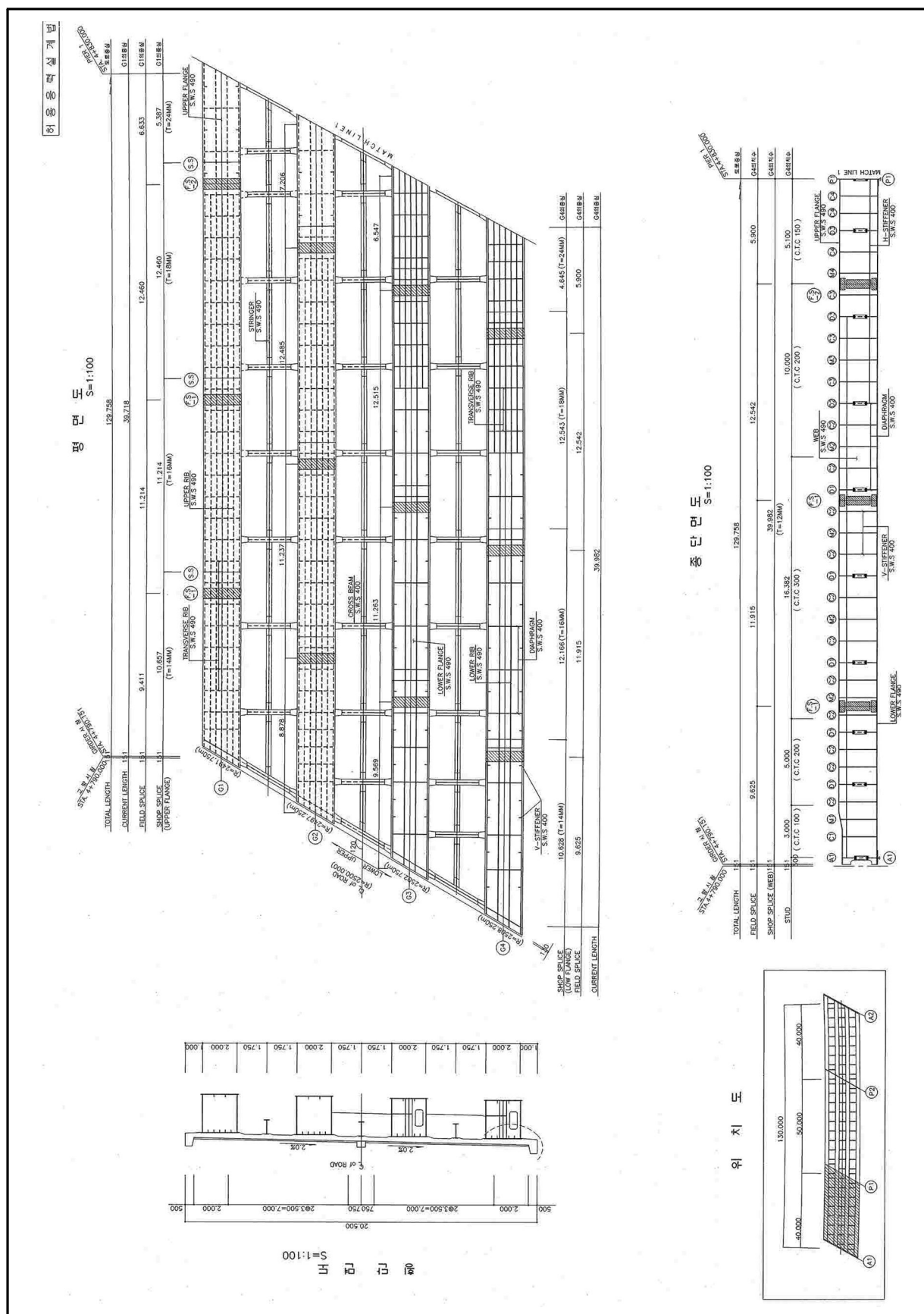
(9) 참고문헌

- 도로교 설계기준(한국도로교통협회, 2010)
- 콘크리트구조기준(한국콘크리트학회, 2012)
- 도로설계편람(제5편)(건설교통부, 2008)
- 도로설계요령(한국도로공사, 2009)

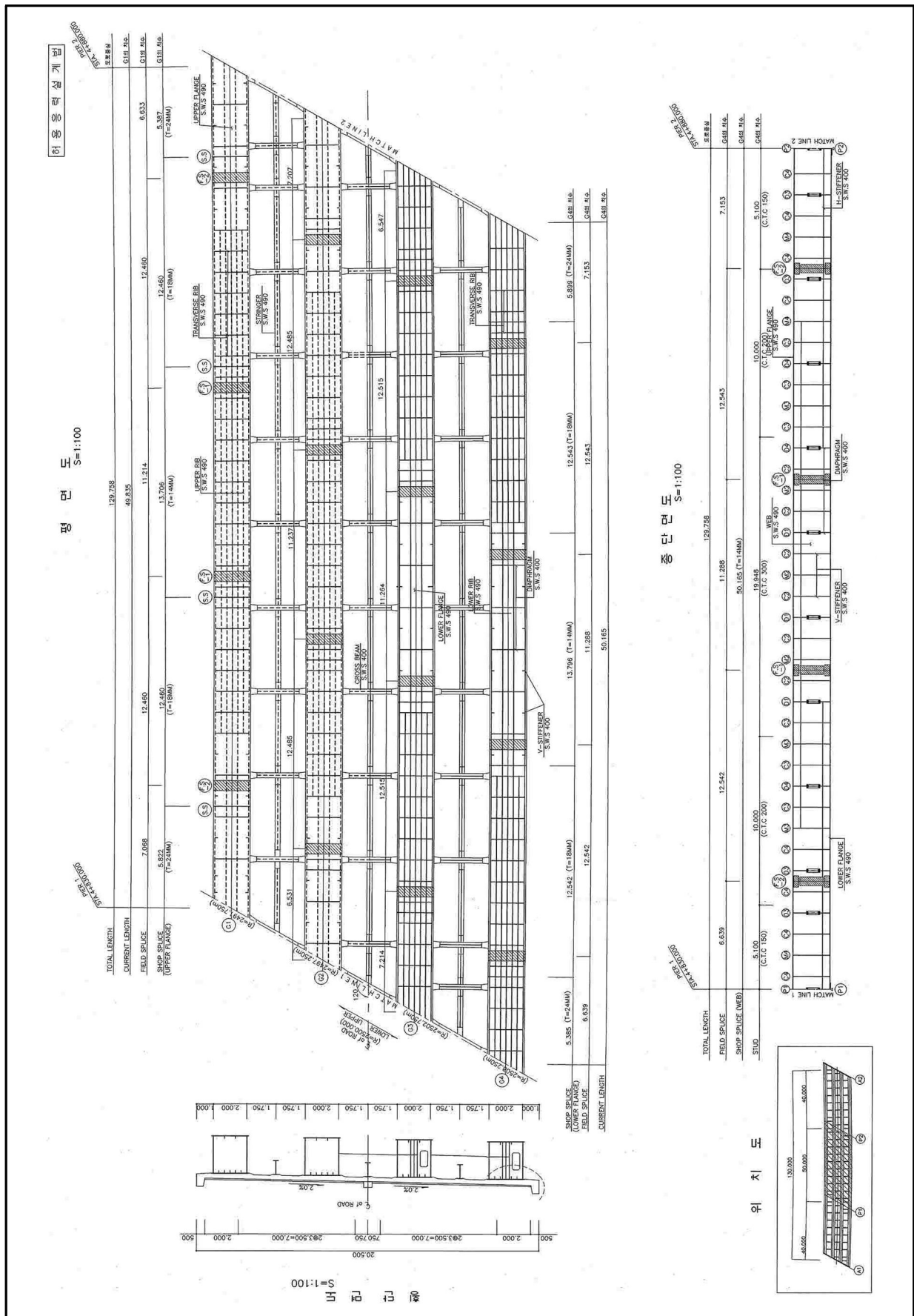
(10) 사용 Program

- 범용 구조해석 프로그램 MIDAS/CIVIL

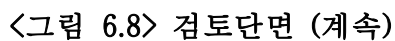
6.2.3 검토단면



〈그림 6.8〉 점토단면



<그림 6.8> 검토단면 (계속)

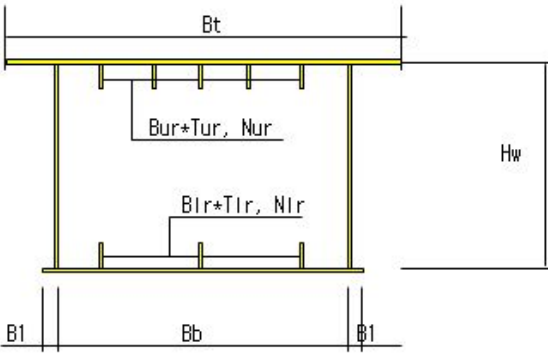


6.2.4 단면특성

가. 주요부재의 단면성질

모델링 및 해석에 적용되는 합성전·후의 강박스 거더 및 가로보, 세로보의 단면성질은 <표 6.3> 및 <표 6.4>와 같다.

(1) 강박스 거더의 단면성질

	Bt =	2,200	mm
	Bb =	2,000	mm
	B1 =	100	mm
	Hw =	2,200	mm
	Bur, Blr =	150	mm
	Tur, Tlr =	14	mm
	바닥판 폭 =	4,750~5,500	mm
	바닥판 두께 =	250	mm

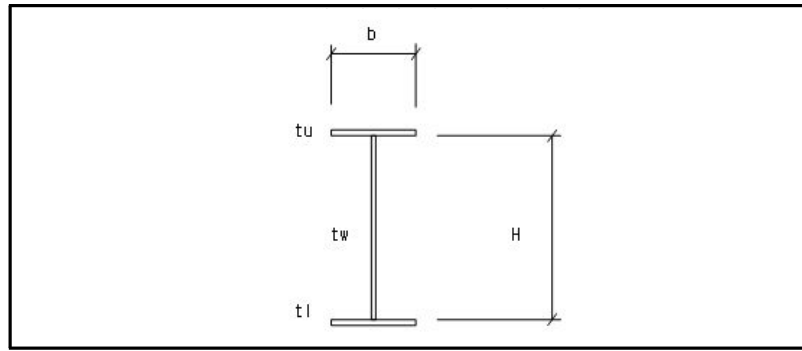
<표 6.3> 강박스 거더의 단면성질

구 분			FLG.Th(mm)		Web Th (mm)	Nur (ea)	Nlr (ea)	단면적 A(cm ²)	중립축(cm)		단면2차모멘트 I _y (cm ⁴)
			T _u	T _l					Y _{su}	Y _{sl}	
외측 거더	SEC-A	합성전	14	14	12	5	2	1,291	106.40	116.40	11,193,341
		합성후						2,775	40.88	181.92	21,631,771
	SEC-B	합성전	16	16	12	5	2	1,379	106.92	116.28	12,289,441
		합성후						2,863	43.25	179.95	23,149,972
	SEC-C	합성전	18	18	12	5	2	1,467	107.40	116.20	13,389,221
		합성후						2,951	45.49	178.11	24,646,807
	SEC-D	합성전	18	18	12	5	5	1,530	111.80	111.80	14,080,721
		합성후						3,014	49.01	174.59	26,405,834
	SEC-E	합성전	18	18	12	2	5	1,467	116.20	107.40	13,389,221
		합성후						2,951	49.86	173.74	26,303,164
	SEC-F	합성전	24	24	12	2	5	1,731	116.13	108.67	16,711,097
		합성후						3,215	55.55	169.25	30,550,316

〈표 6.3〉 강박스 거더의 단면성질 (계속)

구 분			FLG.Th(mm)		Web Th (mm)	Nur (ea)	Nlr (ea)	단면적 A(cm ²)	중립축(cm)		단면2차모멘트 I _y (cm ⁴)
			T _u	T _l					Y _{su}	Y _{sl}	
외측 거더	SEC -G	합성전	18	18	12	2	5	1,467	116.20	107.40	13,389,221
		합성후						2,951	49.86	173.74	26,303,164
	SEC -H	합성전	18	18	12	5	5	1,530	111.80	111.80	14,080,721
		합성후						3,014	49.01	174.59	26,405,834
	SEC -I	합성전	14	14	12	5	2	1,291	106.40	116.40	11,193,341
		합성후						2,775	40.88	181.92	21,631,771
내측 거더	SEC -A	합성전	14	14	12	5	2	1,291	106.40	116.40	11,193,341
		합성후						3,010	36.44	186.36	22,345,708
	SEC -B	합성전	16	16	12	5	2	1,379	106.92	116.28	12,289,441
		합성후						3,098	38.77	184.43	23,920,118
	SEC -C	합성전	18	18	12	5	2	1,467	107.40	116.20	13,389,221
		합성후						3,186	40.99	182.61	25,471,917
	SEC -D	합성전	18	18	12	5	5	1,530	111.80	111.80	14,080,721
		합성후						3,249	44.35	179.25	27,328,795
	SEC -E	합성전	18	18	12	2	5	1,467	116.20	107.40	13,389,221
		합성후						3,186	45.04	178.56	27,248,705
	SEC -F	합성전	24	24	12	2	5	1,731	116.13	108.67	16,711,097
		합성후						3,450	50.75	174.05	31,652,848
	SEC -G	합성전	18	18	12	2	5	1,467	116.20	107.40	13,389,221
		합성후						3,186	45.04	178.56	27,248,705
	SEC -H	합성전	18	18	12	5	5	1,530	111.80	111.80	14,080,721
		합성후						3,249	44.35	179.25	27,328,795
	SEC -I	합성전	14	14	12	5	2	1,291	106.40	116.40	11,193,341
		합성후						3,010	36.44	186.36	22,345,708

(2) 가로보 및 세로보의 단면성질



<표 6.4> 가로보 및 세로보의 단면성질

구 분	단면성질(mm)					단면적 (cm ²)	중립축 (cm)	단면2차모멘트 (cm ⁴)
	b	H	tw	tf1	tf2			
가로보(지점부)	300	1,700	14	14	14	322	86.4	1,190,134
가로보(중양부)	300	1,300	14	14	14	266	66.4	618,916
세로보	300	800	12	12	12	180	41.4	190,359

나. 플랜지 유효폭 산정

응력과 변형을 계산하기 위한 유효폭은 강재플랜지의 유효폭과 바닥판의 유효폭으로 구분하여 계산하며, 도로교 설계기준에 따른다.

(1) 플랜지 유효폭

① 외측경간 중앙부

- $\lambda_{L1} = 0.8L_1 = 0.8 \times 40.00 = 32.00\text{m}$
- $b_1/\lambda_{L1} = 0.100/32.00 = 0.003 \therefore b_1/\lambda_{L1} \leq 0.05$
- $\lambda_1 = b_1 = 0.100\text{m}$
- $b_2/\lambda_{L1} = 1.000/32.00 = 0.031 \therefore b_2/\lambda_{L1} \leq 0.05$
- $\lambda_2 = b_2 = 1.000\text{m}$

※ 플랜지 유효폭 : $2(\lambda_1 + \lambda_2) = 2.200\text{m}$ (플랜지 폭의 100%)

② 중앙 지점부

- $\lambda_{S1} = 0.2(L_1 + L_2) = 0.2 \times (40.00 + 50.00) = 18.00\text{m}$
- $b_1/\lambda_{S1} = 0.100/18.00 = 0.006 \therefore b_1/\lambda_{S1} \leq 0.02$

- $\lambda_1 = b_1 = 0.100\text{m}$
- $b_2/\lambda_{S1} = 1.000/18.00 = 0.056 \quad \therefore b_2/\lambda_{S1} \leq 0.30$
- $\lambda_2 = [1.06 - 3.2(b_2/\lambda_{S1}) + 4.5(b_2/\lambda_{S1})^2] \times b_2 = 0.895\text{m}$
- ※ 플랜지 유효폭 : $2(\lambda_1 + \lambda_2) = 1.990\text{m}$ (플랜지 폭의 90.5%)

③ 내측경간 중앙부

- $\lambda_{L2} = 0.6L_2 = 0.6 \times 50.00 = 30.00\text{m}$
- $b_1/\lambda_{L2} = 0.100/30.00 = 0.003 \quad \therefore b_1/\lambda_{L2} \leq 0.05$
- $\lambda_1 = b_1 = 0.100\text{m}$
- $b_2/\lambda_{L2} = 1.000/30.00 = 0.033 \quad \therefore b_2/\lambda_{L2} \leq 0.05$
- $\lambda_2 = b_2 = 1.000\text{m}$
- ※ 플랜지 유효폭 : $2(\lambda_1 + \lambda_2) = 2.200\text{m}$ (플랜지 폭의 100%)

(2) 바닥판 유효폭 (외측거더)

① 외측경간 중앙부

- $X_1 = 3.500\text{m}, X_2 = 1.000\text{m}, h = 0.050\text{m}, b_e = 0.100\text{m}$
- $b_1 = [X_1 - 2(b_e + H)]/2 = 1.600\text{m}, b_2 = X_2 - b_e = 0.900\text{m}$
- $\lambda_{L1} = 0.8L_1 = 0.8 \times 40.00 = 32.00\text{m}$
- $b_1/\lambda_{L1} = 1.600/32.00 = 0.050 \quad \therefore b_1/\lambda_{L1} \leq 0.05$
- $\lambda_1 = b_1 = 1.600\text{m}$
- $b_2/\lambda_{L1} = 0.900/32.00 = 0.028 \quad \therefore b_2/\lambda_{L1} \leq 0.50$
- $\lambda_2 = b_2 = 0.900\text{m}$
- $2\lambda_f = 2.200\text{m}$
- ※ 플랜지 유효폭 : $(\lambda_1 + \lambda_2 + h + 2\lambda_f) = 4.750\text{m}$ (플랜지 폭의 100%)

② 중앙 지점부

- $X_1 = 3.500\text{m}, X_2 = 1.000\text{m}, h = 0.050\text{m}, b_e = 0.100\text{m}$
- $b_1 = [X_1 - 2(b_e + H)]/2 = 1.600\text{m}, b_2 = X_2 - b_e = 0.900\text{m}$

- $\lambda_{S1} = 0.2(L_1 + L_2) = 0.2 \times (40.00 + 50.00) = 18.00\text{m}$
- $b_1/\lambda_{S1} = 1.600/18.00 = 0.089 \quad \therefore b_1/\lambda_{S1} \leq 0.30$
- $\lambda_1 = [1.06 - 3.2(b_1/\lambda_{S1}) + 4.5(b_1/\lambda_{S1})^2] \times b_1 = 1.297\text{m}$
- $b_2/\lambda_{S1} = 0.900/18.00 = 0.050 \quad \therefore b_2/\lambda_{S1} \leq 0.30$
- $\lambda_2 = [1.06 - 3.2(b_2/\lambda_{S1}) + 4.5(b_2/\lambda_{S1})^2] \times b_2 = 0.820\text{m}$
- $2\lambda_f = 1.990\text{m}$

※ 플랜지 유효폭 : $(\lambda_1 + \lambda_2 + h + 2\lambda_f) = 4.157\text{m}$ (플랜지 폭의 91.6%)

③ 내측경간 중앙부

- $X_1 = 3.500\text{m}, X_2 = 1.000\text{m}, h = 0.050\text{m}, b_e = 0.100\text{m}$
- $b_1 = [X_1 - 2(b_e + H)]/2 = 1.600\text{m}, b_2 = X_2 - b_e = 0.900\text{m}$
- $\lambda_{L2} = 0.6L_2 = 0.6 \times 50.00 = 30.00\text{m}$
- $b_1/\lambda_{L2} = 1.600/30.00 = 0.053 \quad \therefore b_1/\lambda_{L2} \leq 0.30$
- $\lambda_1 = [1.1 - 2(b_1/\lambda_{L2}) \times b_1] = 1.590\text{m}$
- $b_2/\lambda_{L2} = 0.900/30.00 = 0.030 \quad \therefore b_2/\lambda_{L2} \leq 0.05$
- $\lambda_2 = b_2 = 0.900\text{m}$
- $2\lambda_f = 2.200\text{m}$

※ 플랜지 유효폭 : $(\lambda_1 + \lambda_2 + h + 2\lambda_f) = 4.740\text{m}$ (플랜지 폭의 99.8%)

(3) 바닥판 유효폭 (내측거더)

① 외측경간 중앙부

- $X_1 = 3.500\text{m}, X_2 = 3.500\text{m}, h = 0.050\text{m}, b_e = 0.100\text{m}$
- $b_1 = [X_1 - 2(b_e + H)]/2 = 1.600\text{m}, b_2 = [X_2 - 2(b_e + H)]/2 = 1.600\text{m}$
- $\lambda_{L1} = 0.8L_1 = 0.8 \times 40.00 = 32.00\text{m}$
- $b_1/\lambda_{L1} = 1.600/32.00 = 0.050 \quad \therefore b_1/\lambda_{L1} \leq 0.05$
- $\lambda_1 = b_1 = 1.600\text{m}$
- $b_2/\lambda_{L1} = 1.600/32.00 = 0.050 \quad \therefore b_2/\lambda_{L1} \leq 0.50$
- $\lambda_2 = b_2 = 1.600\text{m}$
- $2\lambda_f = 2.200\text{m}$

※ 플랜지 유효폭 : $(\lambda_1 + \lambda_2 + h + 2\lambda_f) = 5.500\text{m}$ (플랜지 폭의 100%)

② 중앙 지점부

- $X_1 = 3.500\text{m}$, $X_2 = 3.500\text{m}$, $h = 0.050\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$
- $b_1 = [X_1 - 2(b_e + H)]/2 = 1.600\text{m}$, $b_2 = [X_2 - 2(b_e + H)]/2 = 1.600\text{m}$
- $\lambda_{S1} = 0.2(L_1 + L_2) = 0.2 \times (40.00 + 50.00) = 18.00\text{m}$
- $b_1/\lambda_{S1} = 1.600/18.00 = 0.100 \therefore b_1/\lambda_{S1} \leq 0.30$
- $\lambda_1 = [1.06 - 3.2(b_1/\lambda_{S1}) + 4.5(b_1/\lambda_{S1})^2] \times b_1 = 1.297\text{m}$
- $b_2/\lambda_{S1} = 1.600/18.00 = 0.100 \therefore b_2/\lambda_{S1} \leq 0.30$
- $\lambda_2 = [1.06 - 3.2(b_2/\lambda_{S1}) + 4.5(b_2/\lambda_{S1})^2] \times b_2 = 1.297\text{m}$
- $2\lambda_f = 1.990\text{m}$

※ 플랜지 유효폭 : $(\lambda_1 + \lambda_2 + h + 2\lambda_f) = 4.684\text{m}$ (플랜지 폭의 88.5%)

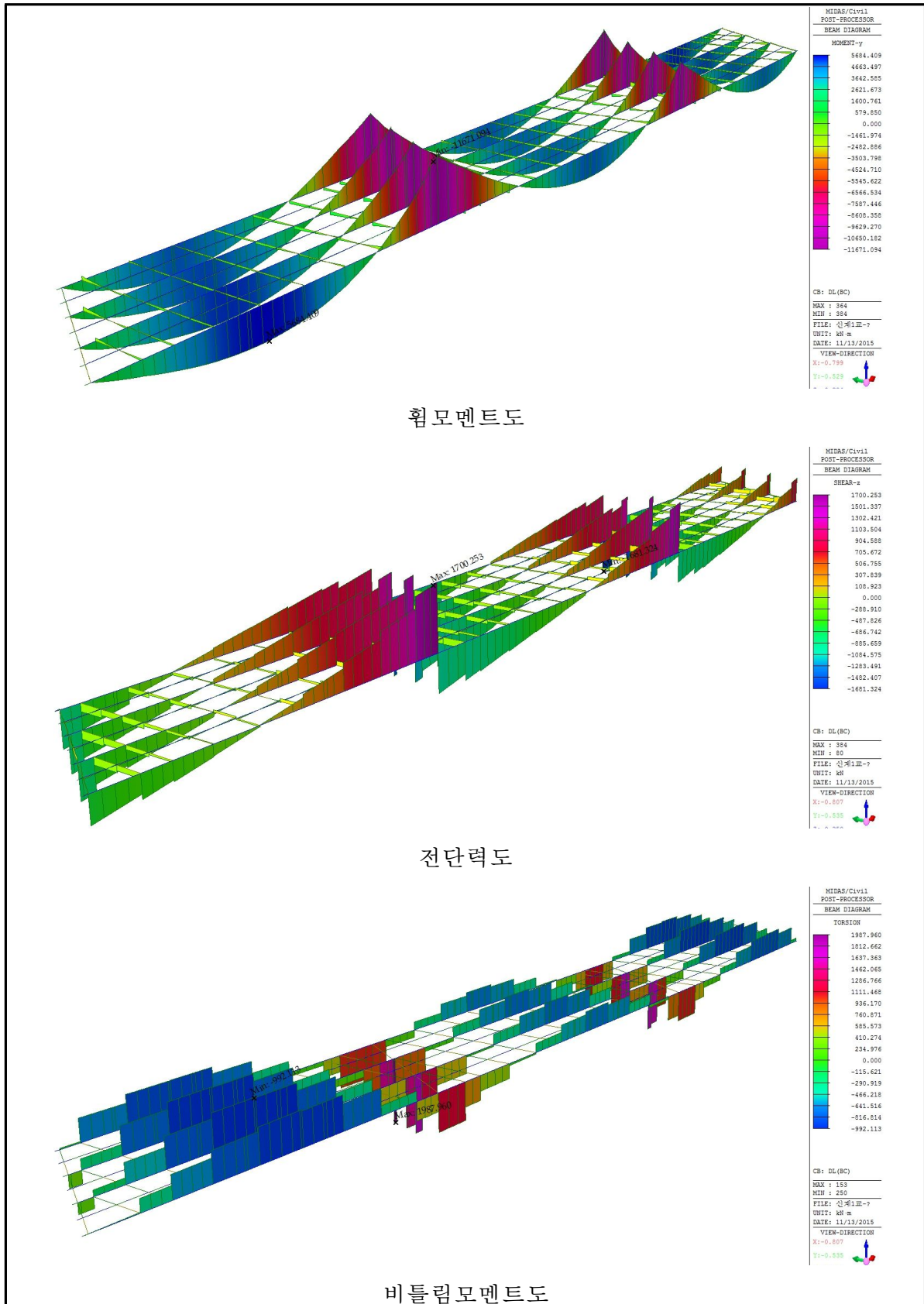
③ 내측경간 중앙부

- $X_1 = 3.500\text{m}$, $X_2 = 3.500\text{m}$, $h = 0.050\text{m}$, $b_e = 0.100\text{m}$
- $b_1 = [X_1 - 2(b_e + H)]/2 = 1.600\text{m}$, $b_2 = [X_2 - 2(b_e + H)]/2 = 1.600\text{m}$
- $\lambda_{L2} = 0.6L_2 = 0.6 \times 50.00 = 30.00\text{m}$
- $b_1/\lambda_{L2} = 1.600/30.00 = 0.053 \therefore b_1/\lambda_{L2} \leq 0.30$
- $\lambda_1 = [1.1 - 2(b_1/\lambda_{L2}) \times b_1] = 1.546\text{m}$
- $b_2/\lambda_{L2} = 1.600/30.00 = 0.053 \therefore b_2/\lambda_{L2} \leq 0.30$
- $\lambda_2 = [1.1 - 2(b_2/\lambda_{L2}) \times b_2] = 1.546\text{m}$
- $2\lambda_f = 2.200\text{m}$

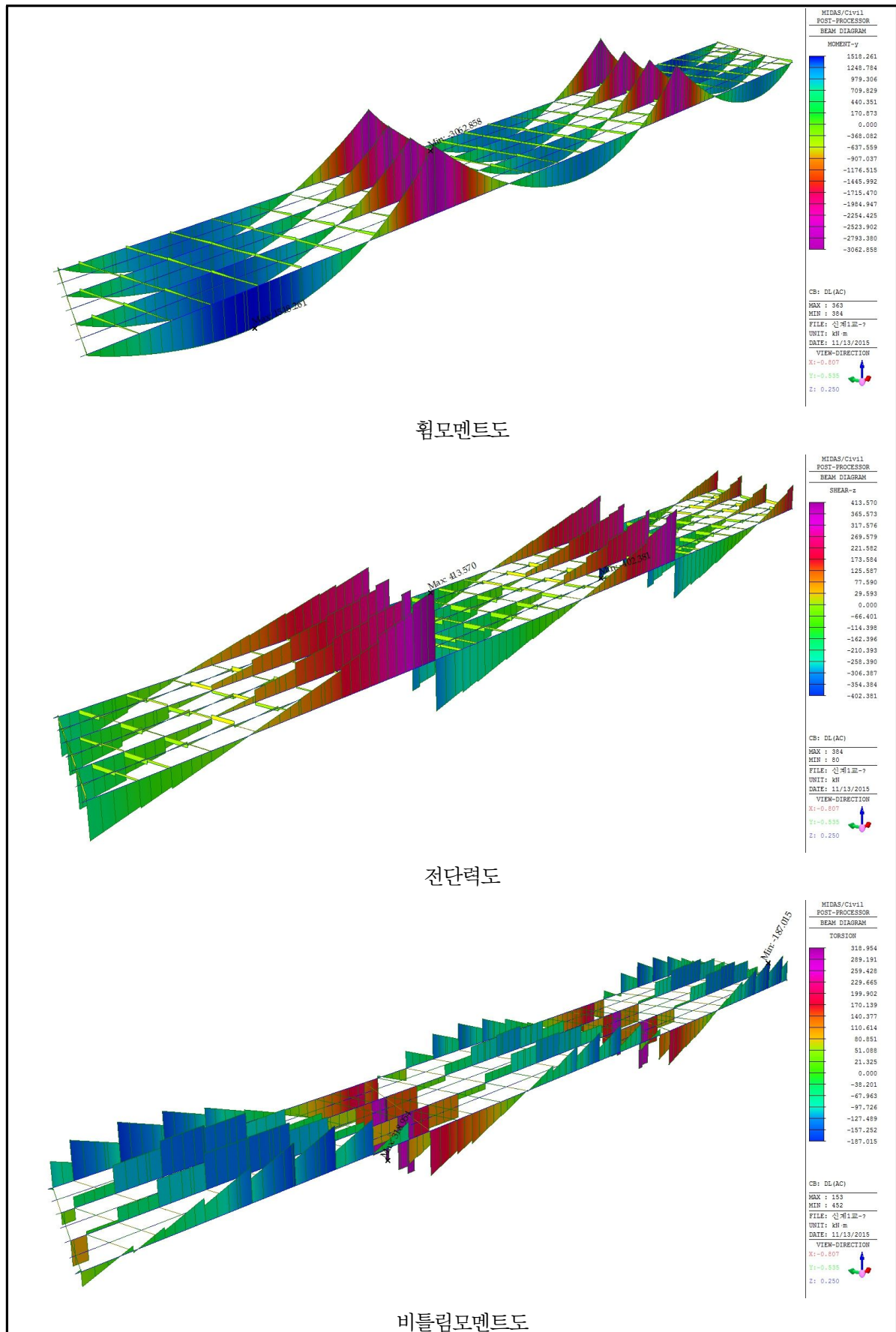
※ 플랜지 유효폭 : $(\lambda_1 + \lambda_2 + h + 2\lambda_f) = 5.480\text{m}$ (플랜지 폭의 99.6%)

6.2.5 구조해석 결과

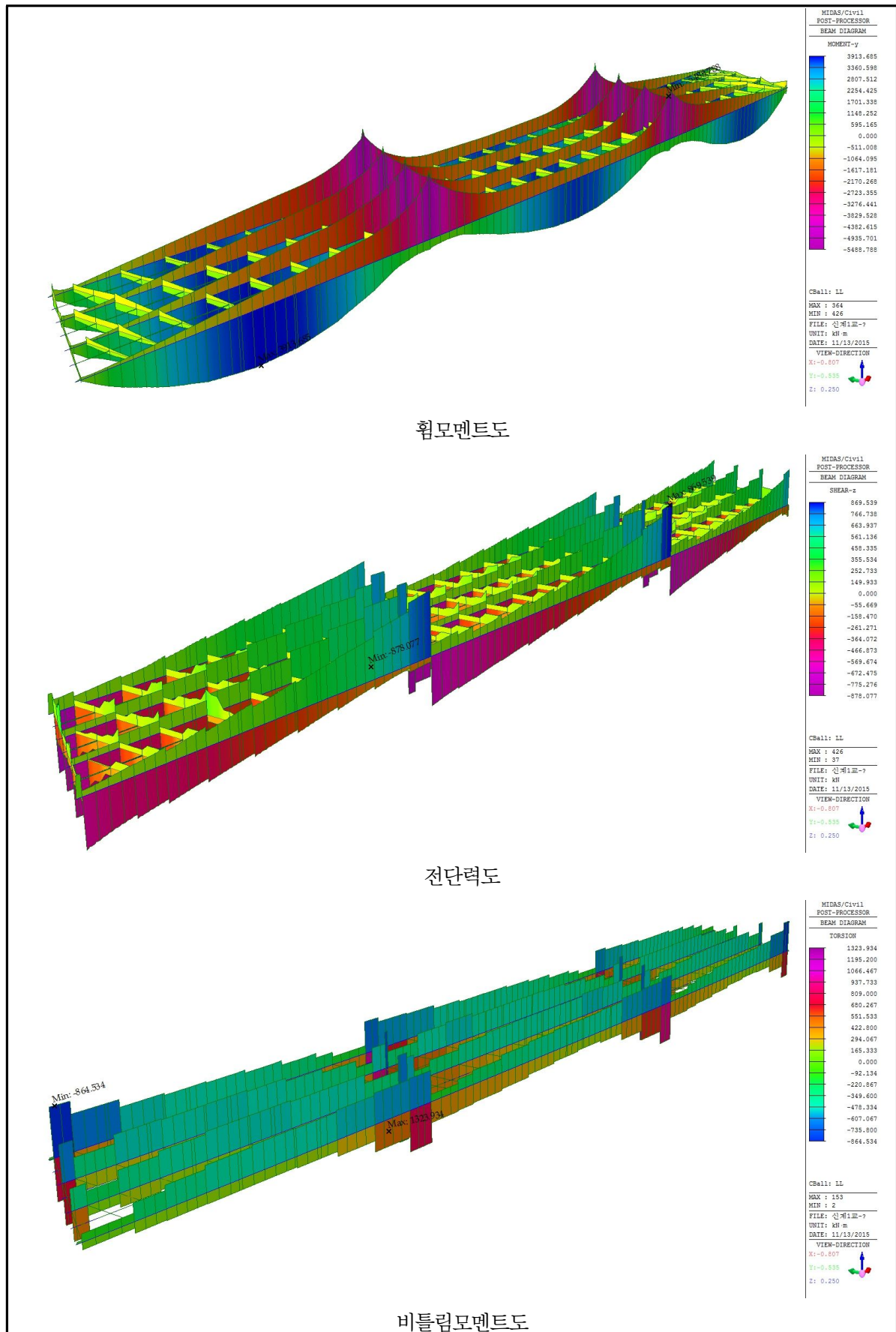
가. 단면력도



<그림 6.9> 합성전 고정하중에 의한 단면력도



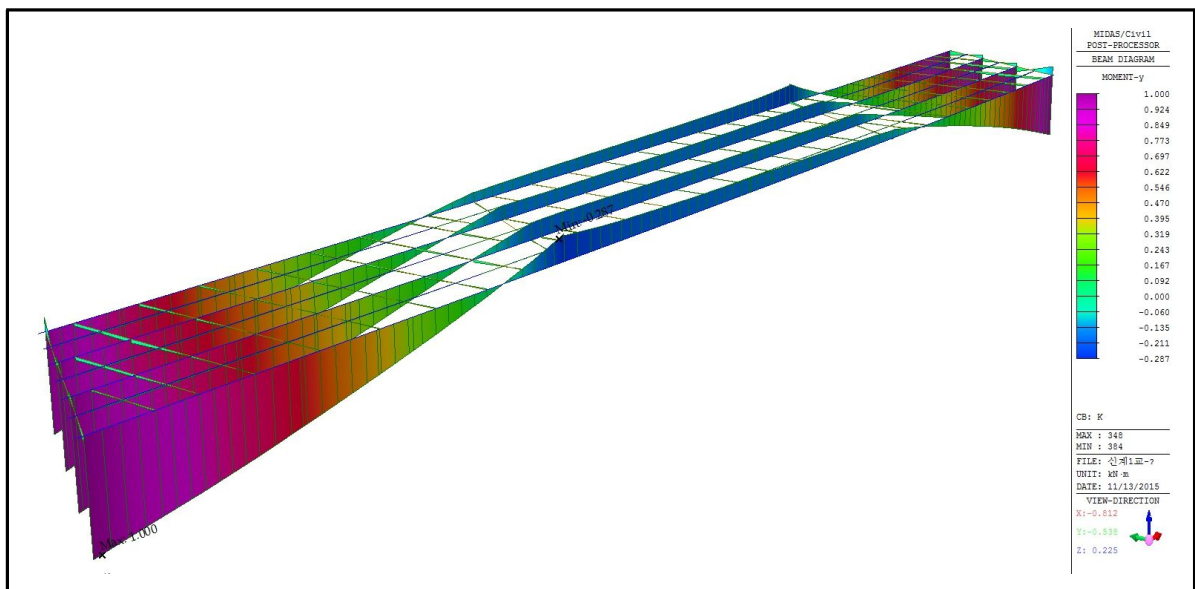
<그림 6.10> 합성후 고정하중에 의한 단면력도



<그림 6.11> 활하중에 의한 단면력도

콘크리트-강재 합성형 교량에서는 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 건조수축, 크리프, 강-콘크리트의 온도차에 의한 응력이 발생한다. 더구나, 강합성 거더교가 2경간 이상의 연속교일 경우에는 건조수축, 크리프, 온도차에 의해 부정정력이 추가적으로 발생되며 이와같은 하중을 2차모멘트라고 한다. 정정계의 모멘트에 영향계수 k 를 곱하여 부정정계의 휨모멘트를 구할 수 있다. 다음 그림과 같이 양단에 단위모멘트 $M = 1.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 을 작용시켜 각 절점에 작용되는 모멘트 값을 영향계수 k 값으로 취한다.

각 검토위치에 작용하는 합성전 및 합성후 고정하중, 활하중에 의한 휨모멘트와 크리프, 건조수축 및 온도 하중의 영향을 검토하기 위한 영향계수를 다음 표에 나타내었다.



〈그림 6.12〉 단위모멘트 하중에 의한 모멘트도 (영향계수 K)

〈표 6.5〉 영향계수 K

구분	외측경간 중앙부 S1, S3	외측 지점부 P1, P2	내측경간 중앙부 S2
외측거더	0.568	-0.287	-0.167
내측거더	0.606	-0.188	-0.166

나. 단면력 및 단면응력

발생응력은 외측경간이 내측경간보다 크게 발생하는 것으로 계산되었으며, 크리프 건조 수축 및 온도차이에 의한 영향에 대해서는 정모멘트부와 부모멘트에 대하여 아래와 같이 검토하였다.

<표 6.6> 거더의 단면력 및 휨응력

부호 : (+):인장, (-)압축

구 분			휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)	휨응력(MPa)			전단 응력 (MPa)
						바닥판 상면	강거더 상면	강거더 하면	
외 측 거 더	외측경간 중앙부 S1,S3 (364i)	합성전고정하중	5,684.41	8.06	937.85	-	-49.45	53.79	8.92
		합성후고정하중	1,512.73	13.10	97.74	0.59	-2.83	11.76	1.16
		설계 활하중	3,913.12	312.83	470.68	1.51	-7.31	30.42	10.32
		소 계	11,110.26	333.98	1,506.27	2.10	-59.59	95.96	20.40
	중앙 지점부 P1,P2 (384i)	합성전고정하중	-11,671.09	1,700.25	539.50	-	87.83	-81.85	37.70
		합성후고정하중	-3,062.86	413.57	62.34	25.49	21.40	-21.17	8.47
		설계 활하중	-5,382.67	827.70	784.35	44.80	37.62	-37.20	23.66
		소 계	-20,116.62	2,941.52	1,386.18	70.30	146.84	-140.22	69.83
	내측경간 중앙부 S2 (407i)	합성전고정하중	4,893.01	26.19	661.78	-	-46.51	50.88	6.69
		합성후고정하중	1,276.57	6.65	81.74	0.51	-2.42	10.74	0.89
		설계 활하중	3,709.13	289.13	447.16	1.49	-7.02	31.20	9.66
		소 계	9,878.71	321.96	1,190.68	2.00	-55.95	92.82	17.24
내 측 거 더	외측경간 중앙부 S1,S3 (246i)	합성전고정하중	5,241.14	57.89	976.12	-	-45.60	49.59	10.218
		합성후고정하중	1,386.44	2.83	146.63	0.49	-2.25	10.69	1.42
		설계 활하중	3,786.06	236.00	485.84	1.33	-6.14	29.19	9.01
		소 계	10,413.64	296.72	1,608.59	1.82	-53.98	89.47	20.65
	중앙 지점부 P1,P2 (269i)	합성전고정하중	-10,867.13	1,522.71	1,479.54	-	81.78	-76.21	43.91
		합성후고정하중	-2,681.85	323.55	255.41	22.09	18.53	-18.50	8.73
		설계 활하중	-5,064.97	735.42	1,094.85	41.72	35.00	-34.93	25.08
		소 계	-18,613.95	2,581.68	2,829.79	63.81	135.31	-129.63	77.71
	내측경간 중앙부 S2 (176i)	합성전고정하중	4,630.39	103.23	642.88	-	-44.01	48.15	7.97
		합성후고정하중	1,206.89	30.18	104.31	0.44	-1.98	10.07	1.55
		설계 활하중	3,757.12	287.47	469.71	1.37	-6.15	31.34	9.84
		소 계	9,594.40	420.88	1,216.91	1.81	-52.14	89.56	19.35

〈표 6.7〉 용력집계

부호 : (+):인장, (-)압축

구분			합성전 고정하중 (MPa)	합성후 고정하중 (MPa)	설계 활하중 (MPa)	작용용력 합계 (MPa)	허용-용력 (MPa)	검토 결과
외 측 거 더	외측경간 중앙부 S1,S3 (364i)	바닥판 상연	-	0.59	1.51	2.10	-10.80	O.K
		강거더 상연	-49.45	-2.83	-7.31	-59.59	-190.00	O.K
		강거더 하연	53.79	11.76	30.42	95.96	190.00	O.K
		전단용력	8.92	1.16	10.32	20.40	110.00	O.K
	중앙 지점부 P1,P2 (384j)	바닥판 상연	-	25.49	44.80	70.30	160.00	O.K
		강거더 상연	87.83	21.40	37.62	146.84	190.00	O.K
		강거더 하연	-81.85	-21.17	-37.20	-140.22	-190.00	O.K
		전단용력	37.70	8.47	23.66	69.83	110.00	O.K
	내측경간 중앙부 S2 (407i)	바닥판 상연	-	0.51	1.49	2.00	-10.80	O.K
		강거더 상연	-46.51	-2.42	-7.02	-55.95	-190.00	O.K
		강거더 하연	50.88	10.74	31.20	92.82	190.00	O.K
		전단용력	6.69	0.89	9.66	17.24	110.00	O.K
내 측 거 더	외측경간 중앙부 S1,S3 (246i)	바닥판 상연	-	0.49	1.33	1.82	-10.80	O.K
		강거더 상연	-45.60	-2.25	-6.14	-53.98	-190.00	O.K
		강거더 하연	49.59	10.69	29.19	89.47	190.00	O.K
		전단용력	10.22	1.42	9.01	20.65	110.00	O.K
	중앙 지점부 P1,P2 (269j)	바닥판 상연	-	22.09	41.72	63.81	160.00	O.K
		강거더 상연	81.78	18.53	35.00	135.31	190.00	O.K
		강거더 하연	-76.21	-18.50	-34.93	-129.63	190.00	O.K
		전단용력	43.91	8.73	25.08	77.71	110.00	O.K
	내측경간 중앙부 S2 (176i)	바닥판 상연	-	0.44	1.37	1.81	-10.80	O.K
		강거더 상연	-44.01	-1.98	-6.15	-52.14	-190.00	O.K
		강거더 하연	48.15	10.07	31.34	89.56	190.00	O.K
		전단용력	7.97	1.55	9.84	19.35	110.00	O.K

〈표 6.8〉 크리프 및 건조수축에 의한 거더의 단면력 및 휨응력

부호 : (+):인장, (-)압축

구분			축 력 (kN)	휨모멘트 (kN·m)	휨응력(MPa)		
					바닥판 상면	강거더 상면	강거더 하면
외 측 거 더	외측경간 중앙부 S1,S3	크 리 프	573.72	458.08	0.34	-3.55	-0.59
		건조수축	2,738.67	2,475.38	1.36	-20.50	-2.87
	중앙 지점부 P1,P2	크 리 프	-1,034.17	-938.90	3.94	4.30	8.04
		건조수축	2,396.77	2,404.32	-8.58	-9.50	-19.10
	내측경간 중앙부 S2	크 리 프	498.90	388.35	0.38	-2.24	-3.03
		건조수축	2,732.91	2,421.60	1.77	-13.54	-18.98
내 측 거 더	외측경간 중앙부 S1,S3	크 리 프	544.66	412.11	0.27	-3.17	-0.42
		건조수축	3,171.09	2,751.51	1.26	-22.66	-2.46
	중앙 지점부 P1,P2	크 리 프	-938.83	-822.63	4.32	4.52	6.66
		건조수축	2,700.62	2,638.91	-11.99	-12.65	-19.50
	내측경간 중앙부 S2	크 리 프	487.39	358.96	0.32	-2.09	-2.79
		건조수축	3,159.56	2,683.75	1.70	-15.18	-20.97

〈표 6.9〉 온도하중에 의한 거더의 단면력 및 휨응력

부호 : (+):인장, (-)압축

구분			축 력 (kN)	휨모멘트 (kN·m)	휨응력(MPa)		
					바닥판 상면	강거더 상면	강거더 하면
외 측 거 더	외측경간 중앙부 S1,S3	+10℃	3,651.56	2,159.85	1.13	-15.04	-3.22
		-10℃	-3,651.56	-2,159.85	-1.13	15.04	3.22
	중앙 지점부 P1,P2	+10℃	3,195.69	2,257.97	10.89	-14.57	-23.58
		-10℃	-3,195.69	-2,257.97	-10.89	14.57	23.58
	내측경간 중앙부 S2	+10℃	3,643.88	2,078.67	1.70	-12.49	-16.06
		-10℃	-3,643.88	-2,078.67	-1.70	12.49	16.06
내 측 거 더	외측경간 중앙부 S1,S3	+10℃	4,228.13	2,311.66	1.00	-15.92	-2.85
		-10℃	-4,228.13	-2,311.66	-1.00	15.92	2.85
	중앙 지점부 P1,P2	+10℃	3,600.83	2,218.16	6.89	-13.42	-17.10
		-10℃	-3,600.83	-2,218.16	-6.89	13.42	17.10
	내측경간 중앙부 S2	+10℃	4,212.75	2,218.16	1.58	-13.42	-17.10
		-10℃	-4,212.75	-2,218.16	-1.58	13.42	17.10

다. 하중조합에 의한 응력집계

강박스거더의 구조안전성 검토시 고려된 하중조합에 대한 응력검토결과는 다음과 같으며, 허용응력 이내로 검토되었다.

〈표 6.10〉 하중조합에 의한 안전성 검토

부호 : (+):인장, (-)압축

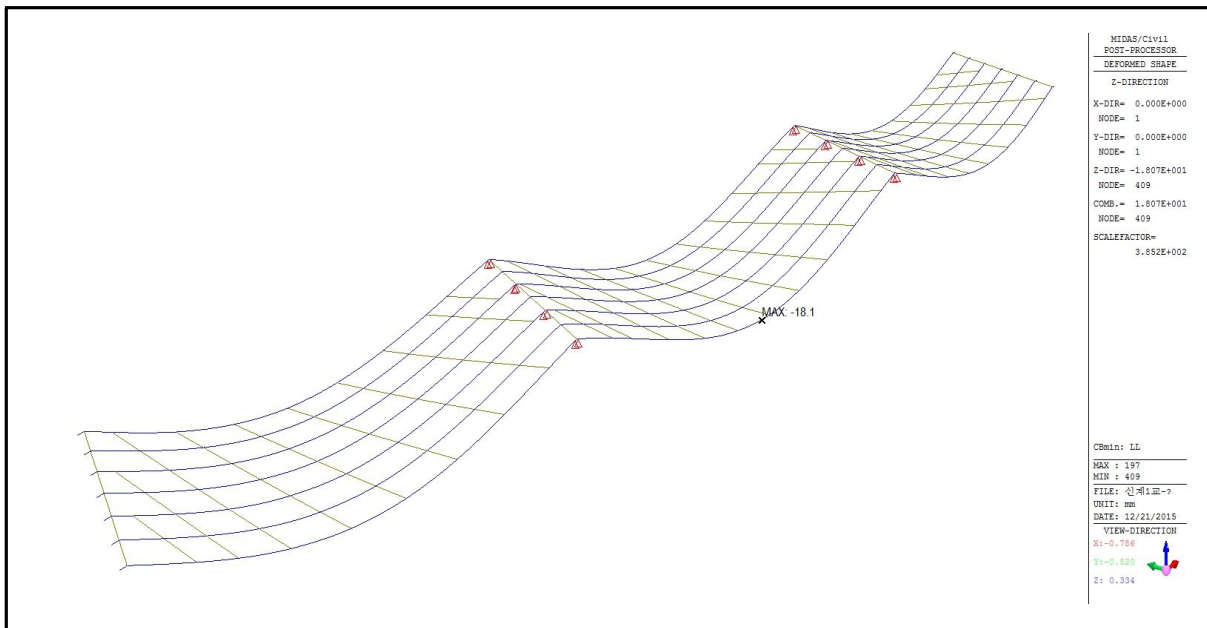
구분			휨 응 력(MPa)			허용응력(MPa)			검토 결과
			바닥판 상 연	강거더 상 연	강거더 하 연	바닥판 상 연	강거더 상 연	강거더 하 연	
외 측 거 더	외측경간 중앙부 S1,S3	COMB 1	-2.10	-59.59	95.96	-10.80	190.00	190.00	O.K
		COMB 2	-0.40	-83.64	92.50	-10.80	218.50	190.00	O.K
		COMB 3	0.73	-98.69	89.28	2.17	247.00	218.50	O.K
		COMB 4	-1.53	-68.60	95.71	-12.42	247.00	218.50	O.K
		항복응력	-5.07	-122.41	152.30	-16.20	-315.00	315.00	O.K
		합성응력	$(f/f_a)^2 + (v/v_a)^2 = 0.289 < 1.2$						O.K
		전단응력	$v = 20.40 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$						O.K
	중앙 지점부 P1,P2	COMB 1	70.30	146.84	-140.22	160.00	190.00	190.00	O.K
		COMB 2	65.65	141.64	-151.27	160.00	190.00	190.00	O.K
		COMB 3	76.55	127.07	-174.85	160.00	218.50	218.50	O.K
		COMB 4	54.76	156.21	-127.69	160.00	218.50	218.50	O.K
		항복응력	138.12	235.56	-246.67	400.00	315.00	-315.00	O.K
		합성응력	$(f/f_a)^2 + (v/v_a)^2 = 1.043 < 1.2$						O.K
		전단응력	$v = 69.83 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$						O.K.
	내측경간 중앙부 S2	COMB 1	-2.00	-55.95	92.82	-10.80	190.00	190.00	O.K
		COMB 2	0.15	-71.73	70.81	1.89	218.50	190.00	O.K
		COMB 3	1.84	-84.22	54.75	2.17	247.00	218.50	O.K
		COMB 4	-1.55	-59.25	86.88	-12.42	247.00	218.50	O.K
		항복응력	-5.50	-106.62	161.68	-16.20	-315.00	315.00	O.K
		합성응력	$(f/f_a)^2 + (v/v_a)^2 = 0.263 < 1.2$						O.K
		전단응력	$v = 17.24 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$						O.K
내 측 거 더	외측경간 중앙부 S1,S3	COMB 1	-1.82	-53.98	89.47	-10.80	190.00	190.00	O.K
		COMB 2	-0.29	-79.81	86.59	-10.80	218.50	190.00	O.K
		COMB 3	0.71	-95.73	83.74	2.17	247.00	190.00	O.K
		COMB 4	-1.30	-63.89	89.44	-12.42	247.00	218.50	O.K
		항복응력	-4.43	-116.83	142.52	-16.20	-315.00	315.00	O.K
		합성응력	$(f/f_a)^2 + (v/v_a)^2 = 0.257 < 1.2$						O.K
		전단응력	$v = 20.65 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$						O.K
	중앙 지점부 P1,P2	COMB 1	63.81	135.31	-129.63	160.00	190.00	190.00	O.K
		COMB 2	56.13	127.18	-142.48	160.00	190.00	190.00	O.K
		COMB 3	63.03	108.87	-145.60	160.00	218.50	218.50	O.K
		COMB 4	49.24	145.49	-139.35	160.00	218.50	218.50	O.K
		항복응력	123.22	222.21	-212.44	400.00	315.00	-315.00	O.K
		합성응력	$(f/f_a)^2 + (v/v_a)^2 = 1.061 < 1.2$						O.K
		전단응력	$v = 77.71 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$						O.K.
	내측경간 중앙부 S2	COMB 1	-1.81	-52.14	89.56	-10.80	190.00	190.00	O.K
		COMB 2	0.21	-69.41	65.80	1.89	218.50	190.00	O.K
		COMB 3	1.79	-82.84	48.71	2.17	247.00	218.50	O.K
		COMB 4	-1.37	-55.99	82.90	-12.42	247.00	218.50	O.K
		항복응력	-5.03	-103.40	158.60	-16.20	-315.00	315.00	O.K
		합성응력	$(f/f_a)^2 + (v/v_a)^2 = 0.253 < 1.2$						O.K
		전단응력	$v = 19.35 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$						O.K

라. 거더의 처짐검토

충격하중을 포함한 활하중에 의한 강교 주거더의 처짐검토 결과 <표 6.11>의 도로교설계 기준에 의한 허용처짐 이내로 검토되었다.

<표 6.11> 처짐 값

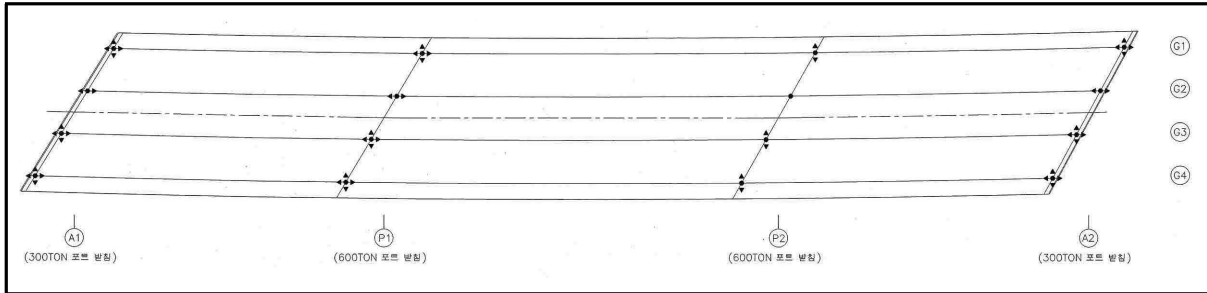
구 분	해석처짐 (mm)	허용처짐 (mm)	비 고
활하중(1 + i)	18.1	$100 \left(\frac{L}{500} \right)$	O.K



<그림 6.13> 활하중에 의한 주거더 처짐도 (충격포함)

마. 지점반력

교량의 받침배치도는 <그림 6.14>와 같으며, 각 하중별 지점반력은 <표 6.12>와 같이 받침용량 이내로 안정성을 확보하고 있다.

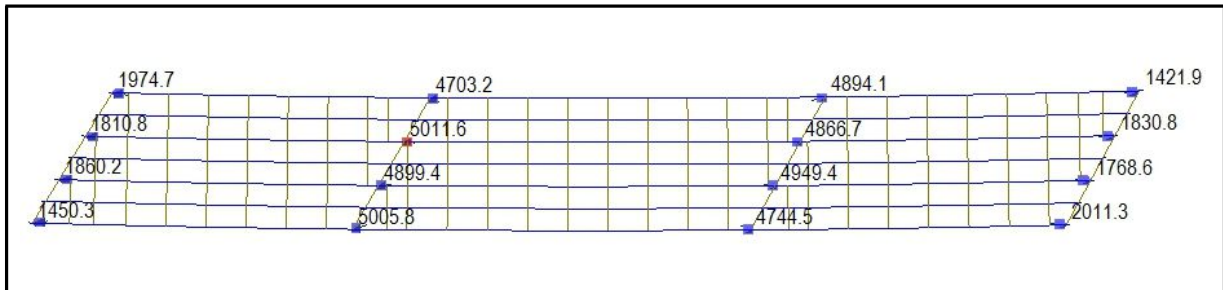


<그림 6.14> 받침배치도

<표 6.12> 지점반력

[단위 : kN]

구 분	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활하중	합계 반력	받침용량	검토결과
A1, A2	922.0	255.4	833.9	2,011.3	3,000	O.K.
P1, P2	2,895.4	624.7	1,491.5	5,011.6	6,000	O.K.



<그림 6.15> 고정하중+활하중에 의한 반력

6.2.6 바닥판 안전성 검토

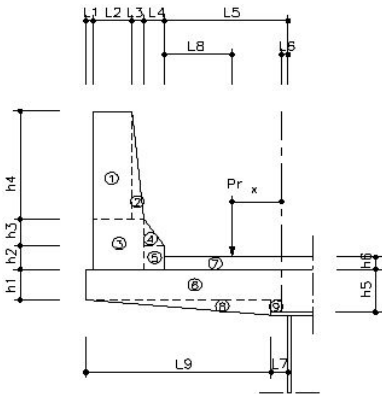
가. 캔틸레버부

(1) 바닥판 최소두께

· $h_{\min} = (280L+180) = [(280 \times 0.200) + 180] = 236\text{mm}$ 와 220mm 중 큰 값 적용

· 최소두께 검토 : $h_{\min} = 236\text{mm} \leq h_{\text{use}} = 300\text{mm} \therefore$ 최소슬래브 두께 만족

(2) 고정하중 모멘트

	· $h1 = 0.250$ m	· $L1 = 0.030$ m
	· $h2 = 0.125$ m	· $L2 = 0.230$ m
	· $h3 = 0.175$ m	· $L3 = 0.070$ m
	· $h4 = 0.700$ m	· $L4 = 0.120$ m
	· $h5 = 0.300$ m	· $L5 = 0.550$ m
	· $h6 = 0.080$ m	· $L6 = 0.050$ m
		· $L7 = 0.100$ m
		· $L8 = 0.300$ m
		· $L9 = 0.900$ m

구분	작용하중	거리(m)	모멘트(kN·m)
①	$= 0.700 \times 0.230 \times 25.0 = 4.025$	0.805	3.240
②	$= 0.700 \times 0.070/2 \times 25.0 = 0.613$	0.643	0.394
③	$= 0.300 \times 0.300 \times 25.0 = 2.250$	0.770	1.733
④	$= 0.175 \times 0.120 \times 25.0 = 0.263$	0.540	0.142
⑤	$= 0.125 \times 0.120 \times 25.0 = 0.375$	0.560	0.210
⑥	$= 0.250 \times 0.950 \times 25.0 = 5.938$	0.475	2.821
⑦	$= 0.080 \times 0.500 \times 23.0 = 0.920$	0.250	0.230
⑧	$= 0.050 \times 0.900/2 \times 25.0 = 0.563$	0.350	0.197
⑨	$= 0.050 \times 0.050 \times 25.0 = 0.063$	0.025	0.002
M_d	=		8.969

(3) 활하중 모멘트

· 대상교량의 바닥판 지간 : $L=0.200\text{m}$

· 이론 충격계수 : $i = \frac{15}{40+L} = \frac{15}{40+0.200} = 0.373 > 0.300$

· 후륜하중 : $P_r = 96 \times (1+0.3) = 124.8 \text{ kN}$

- 운하중 분포폭 : $E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.200 + 1.14 = 1.300 \text{ m}$
- 활하중 모멘트 : $M_{l+i} = P_r / E \cdot X = 124.8 / 1.300 \times 0.200 = 19.200 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

(4) 휨강도(M_u) 검토

- 극한모멘트 : $M_u = 1.3 M_d + 2.15 M_{l+i} = 1.3 \times 8.969 + 2.15 \times 19.200 = 52.940 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 사용철근량 : $A_s = 794.4 \text{ mm}^2$ (H16 C.T.C.250)
- 유효깊이 : $d = 240 \text{ mm}$
- 등가깊이 : $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{794.4 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 13.846 \text{ mm}$
- 설계모멘트 : $\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 794.4 \times 400 \times \left(240 - \frac{13.846}{2} \right)$
 $= 62.953 \text{ kN} \cdot \text{m} > 52.940 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.}$

나. 연속판부

(1) 바닥판 최소두께

- $h_{\min} = (30L + 130) = [(30 \times 1.625) + 130] = 179 \text{ mm}$ 와 220 mm 중 큰 값 적용
- 최소두께 검토 : $h_{\min} = 220 \text{ mm} \leq h_{use} = 250 \text{ mm} \quad \therefore$ 최소슬래브 두께 만족

(2) 고정하중 모멘트

- $w_d = 0.250 \times 25.0 + 0.080 \times 23.0 = 8.090 \text{ kN/m}$ (포장두께 80mm)
- $M_d = \frac{wl^2}{10} = \frac{8.090 \times 1.625^2}{10} = 2.136 \text{ kNm/m}$

(3) 활하중 모멘트

- $i = 15 / (40 + L) = (15 / 40 + 1.625) = 0.360 \geq 0.3 \quad \therefore i = 0.3$ 적용
- $M_{l+i} = \frac{L + 0.6}{9.6} (1 + i) \times 0.8 = \frac{1.625 + 0.6}{9.6} \times 96 \times 1.3 \times 0.8$
 $= 23.140 \text{ kNm/m}$

(4) 휨강도(M_u) 검토

- 극한모멘트 : $M_u = 1.3 M_d + 2.15 M_{l+i} = 1.3 \times 2.136 + 2.15 \times 23.140 = 52.528 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 사용철근량 : $A_s = 1,588.8 \text{ mm}^2$ (H16 C.T.C.125)
- 유효깊이 : $d = 190 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \cdot \text{등가깊이} : a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,588.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 27.692 \text{ mm} \\ \cdot \text{설계모멘트} : \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 1,588.8 \times 400 \times \left(190 - \frac{27.692}{2} \right) \\ &= 95.157 \text{ kN} \cdot \text{m} > 52.528 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

다. 검토결과

바닥판에 대한 안전성 검토결과는 <표 6.13>과 같다.

<표 6.13> 바닥판의 안전성 검토결과

(단위: kN·m)

구분	휨모멘트(kN·m)		소요강도(M_u)	설계강도(ϕM_n)	안전율	안전성
	고정하중	활하중	1.3D+2.15L(1+i)			
켄틸레버판	8.969	19.200	52.940	62.953	1.189	O.K
연속판	2.136	23.140	52.528	95.157	1.812	O.K
· 켄틸레버판 : $280L+180 = 280 \times 0.200 + 180 = 236\text{mm}$ 와 220mm 중 큰 값 적용 $\therefore$ 바닥판 최소두께 = $236\text{mm} \leq$ 현(설계) 바닥판 = $300\text{mm} \quad \therefore \text{O.K}$ · 연속판 : $30L+130 = 30 \times 1.625 + 130 = 179\text{mm}$ 와 220mm 중 큰 값 적용 $\therefore$ 바닥판 최소두께 = $220\text{mm} \leq$ 현(설계) 바닥판 = $250\text{mm} \quad \therefore \text{O.K}$						

바닥판 최소두께의 규정은 현행 기준을 만족하고 있으며, 현행 도로교 설계기준에 의하여 강도설계법으로 검토한 결과, 강박스거더교 바닥판의 내하력이 설계하중인 DB-24를 만족하고 있어 바닥판의 안전성은 확보된 것으로 평가된다.

6.2.7 세로보의 안전성 검토

세로보의 강종은 SM490B이며, 종방향 지지조건은 단순지지로 하고 하중의 횡분배는 1-0법을 적용하였으며 활하중 비합성으로 검토하였다.

가. 단면제원

〈표 6.14〉 가로보의 단면제원

구 분		A(mm ²)	y(mm)	A·y(mm ³)	A·y ² (mm ⁴)	Io(mm ⁴)
1-U.Flг	300×14	4,200	407	1,709,400	695,725,800	68,600
1-Web	12×800	9,600	-	-	-	512,000,000
1-L.Flг	300×14	4,200	-407	- 1,709,400	695,725,800	68,600
합 계		18,000	-	-	1,391,451,600	512,137,200

$$\cdot e = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = 0.00 mm$$

$$\cdot I = I_o + \Sigma A \cdot y^2 - \Sigma A \cdot e^2 = 1,903,588,800 mm^4$$

$$\cdot y_u = 800/2 + 14 = 414 mm, \quad y_l = 800/2 + 14 = 414 mm$$

$$\cdot \text{가로보 설치간격 : } B = 5.000 m, \text{ 가로보 지간길이 : } L = 3.500 m$$

나. 판두께 검토

· 사용강재 : SM490B

· 복부판 최소두께 검토 : $t_{w_{min}} = b_w/129 = 800/129 = 6.20 mm \leq t_{w_{use}} = 12 mm \therefore O.K$

· 플랜지 최소두께 검토 : $t_{f_{min}} = b_f/16 = 144/16 = 9.0 mm \leq t_{f_{use}} = 14 mm \therefore O.K$

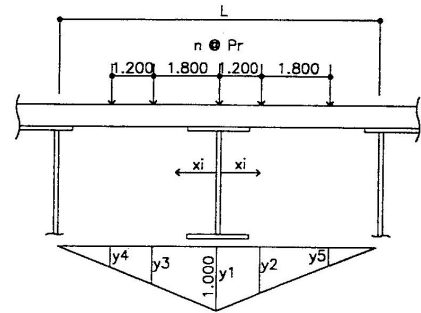
〈표 6.15〉 플레이트거더의 복부판 최소두께(mm) (도로교설계기준 2010, 3.8.4.1)

강종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
수평보강재가 없을 때	$b_w/150$	$b_w/129$	$b_w/121$	$b_w/108$
수평보강재 1단을 사용할 때	$b_w/256$	$b_w/219$	$b_w/206$	$b_w/184$
수평보강재 2단을 사용할 때	$b_w/310$	$b_w/310$	$b_w/291$	$b_w/260$

다. 하중산정

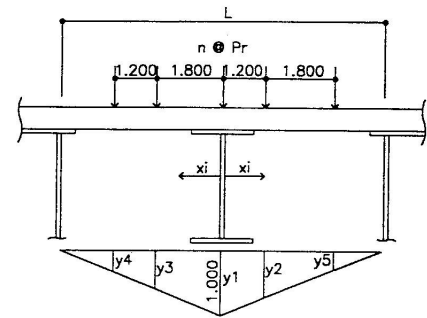
(1) 고정하중

- 바닥판 : $0.25 \times 25.0 = 6.250 \text{ kN/m}^2$
- 포 장 : $0.080 \times 23.0 = 1.840 \text{ kN/m}^2$
- 강재자중 :
 $0.0180 \times 78.5 \times 1.4074 = 1.989 \text{ kN/m}$
 (강재활중율=1.4074, 6.2.2 라.하중조건 참조)
- 영향선의 면적 : $A = L \times 1.0 \times 1/2 = 1.750$
- 세로보에 작용하는 고정하중 :
 $W_d = 8.090 \times 1.750 + 1.989 \times 1.000 = 16.146 \text{ kN/m}$



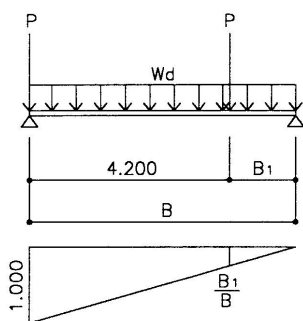
(2) 활하중

- $P_r = 96.0 \text{ kN}$, $P_f = 24.0 \text{ kN}$
- 작용 윤하중의 수 : $n = 2$
- 영향선 중거 :
 $y_1 = 1.000$, $y_2 = 0.314$
- 세로보에 작용하는 활하중 :
 $P_L = P_r \cdot (y_1 + y_2)$
 $= 96.0 \times (1.000 + 0.314) = 126.171 \text{ kN}$
- 충격계수 : $i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 5.00) = 0.333 > 0.30 \therefore i = 0.300$
- 세로보에 작용하는 활하중 : $P_{L+i} = 126.171 \times (1 + 0.300) = 164.023 \text{ kN}$



라. 단면력 산정

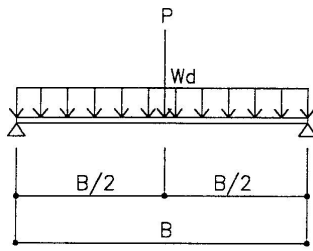
(1) 전단력



- 고정하중에 의한 전단력
 $S_d = W_d \cdot B / 2 = 16.146 \times 5.000 / 2$
 $= 40.365 \text{ kN}$
- 활하중에 의한 전단력
 $S_{L+i} = P_{L+i} (1 + B_1/B) = 164.023 \times (1 + 0.800/5.000)$
 $= 190.267 \text{ kN}$

- 최대 전단력 : $S_{\max} = S_d + S_{L+i} = 40.365 + 190.267 = 230.632 \text{ kN}$

(2) 휨모멘트



· 고정하중에 의한 모멘트

$$M_d = W_d \cdot B^2 / 8 = 16.146 \times 5.000^2 / 8 = 50.457 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

· 활하중에 의한 모멘트

$$M_{L+i} = P_{L+i} \cdot B / 4 = 164.023 \times 5.000 / 4 = 205.029 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

· 최대 모멘트 : $M_{\max} = M_d + M_{L+i} = 50.457 + 205.029 = 255.485 \text{ kN} \cdot \text{m}$

마. 단면검토

(1) 허용응력

· 국부좌굴에 대한 허용응력 :

$$b_f / 11.1 = 13.0 \text{ mm} \leq t_f = 14.0 \text{ mm} \rightarrow f_{ca1} = 190.00 \text{ MPa}$$

· 허용휨압축응력 :

$$A_w / A_c = 9,600 / 4,200 = 2.29 > 2, \quad K = \sqrt{3 + A_w / 2A_c} = 2.04$$

$$l / b_f = 5,000 / 300 = 16.7 > 8 / K = 3.93$$

$$f_{ca2} = 190 - 1.95(Kl/b - 8) = 139.449 \text{ MPa}$$

· 허용응력 : $f_{ca} = \text{MIN}[f_{ca1}, f_{ca2}] = 139.449 \text{ MPa}$, $f_{ta} = 190.00 \text{ MPa}$

(2) 응력검토

· 전단응력 : $\nu = S_{\max} / A_w = (40.365 + 190.267) \times 10^3 / 9,600 = 4.205 + 19.819$
 $= 24.024 \text{ MPa} < \nu_a = 110.00 \text{ MPa} \quad O.K$

· 휨압축응력 : $f_{su} = M_{\max} \times y_{su} / I_s = (50.457 + 205.029) \times 10^6 \times 414 / 1,903,588,800$
 $= 10.974 + 44.590 = 55.564 \text{ MPa} < f_{ca} = 139.449 \text{ MPa} \quad O.K$

· 휨인장응력 : $f_{sl} = M_{\max} \times y_{sl} / I_s = (50.457 + 205.029) \times 10^6 \times 414 / 1,903,588,800$
 $= 10.974 + 44.590 = 55.564 \text{ MPa} < f_{ta} = 190.00 \text{ MPa} \quad O.K$

· 합성응력 : $\left(\frac{f_s}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{55.564}{139.449}\right)^2 + \left(\frac{24.024}{110.000}\right)^2 = 0.206 < 1.2 \quad O.K$

6.2.8 가로보의 안전성 검토

가로보의 강종은 SM400B이며, 종방향 지지조건은 단순지지로 하고 하중의 횡분배는 1-0법을 적용하였으며 활하중 비합성으로 검토하였다.

가. 단면제원

〈표 6.16〉 가로보의 단면제원

구 분		A(mm ²)	y(mm)	A·y(mm ³)	A·y ² (mm ⁴)	I _o (mm ⁴)
1-U.Flг	300×14	4,200	657	2,759,400	1,812,925,800	68,600
1-Web	14×1,300	18,200	-	-	-	2,563,166,667
1-L.Flг	300×14	4,200	-657	-2,759,400	1,812,925,800	68,600
합 계		21,000	-	-	3,625,851,600	2,563,303,867

$$\cdot e = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = 0.00mm$$

$$\cdot I = I_o + \Sigma A \cdot y^2 - \Sigma A \cdot e^2 = 6,189,155,467mm^4$$

$$\cdot y_u = 1,300/2 + 14 = 664mm, \quad y_l = 1,300/2 + 14 = 664mm$$

$$\cdot \text{가로보 설치간격} : B = 5.000m, \text{가로보 지간길이} : L = 3.500m$$

나. 판두께 검토

$$\cdot \text{사용강재} : SM400B$$

$$\cdot \text{복부판 최소두께 검토} : t_{w_{\min}} = b_w/150 = 1,300/150 = 8.67mm \leq t_{w_{\text{use}}} = 14mm \therefore O.K$$

$$\cdot \text{플랜지 최소두께 검토} : t_{f_{\min}} = b_f/16 = 143/16 = 8.9mm \leq t_{f_{\text{use}}} = 14mm \therefore O.K$$

〈표 6.17〉 플레이트거더의 복부판 최소두께(mm) (도로교설계기준 2010, 3.8.4.1)

강종	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
수평보강재가 없을 때	$b_w/150$	$b_w/129$	$b_w/121$	$b_w/108$
수평보강재 1단을 사용할 때	$b_w/256$	$b_w/219$	$b_w/206$	$b_w/184$
수평보강재 2단을 사용할 때	$b_w/310$	$b_w/310$	$b_w/291$	$b_w/260$

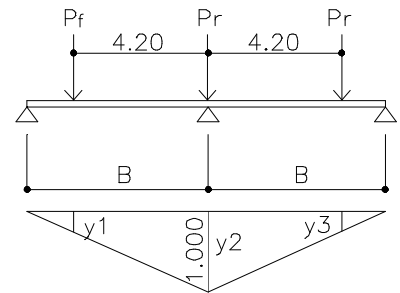
다. 하중산정

(1) 고정하중

- $W_d = 16.146 \text{ kN/m}$ (세로보 계산 참조)
- 고정하중에 의한 세로보의 총반력 : $P_{sd} = W_d \cdot A' = 16.146 \times 5.000 = 80.731 \text{ kN}$
(여기서, A' = 영향선 면적)
- 강재자중 : $0.0266 \times 78.5 \times 1.4074 = 2.939 \text{ kN/m}$
(강재할증율=1.3725, 6.2.2 다.하중조건 참조)

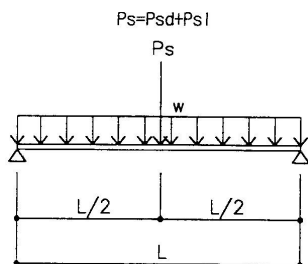
(2) 활하중

- $P_r = 96.0 \text{ kN}$, $P_f = 24.0 \text{ kN}$
- 영향선 종거 :
 $y_1 = y_3 = (5.00 - 4.20) / 5.00 = 0.160$, $y_2 = 1.000$
- 활하중에 의한 세로보의 총반력 :
 $P_f' = P_f \cdot \Sigma y_i \cdot (1+i) = 24.0 \times 1.314 \times 1.300$
 $= 41.006 \text{ kN}$
 $P_r' = P_r \cdot \Sigma y_i \cdot (1+i) = 96.0 \times 1.314 \times 1.300$
 $= 164.023 \text{ kN}$
 $P_{sl} = P_f' \cdot y_1' + P_r' \cdot (y_2' + y_3')$
 $= 41.006 \times 0.160 + 164.023 \times (1.00 + 0.160)$
 $= 196.827 \text{ kN}$
- 충격계수 : $i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 5.00) = 0.333 > 0.30 \therefore i = 0.300$



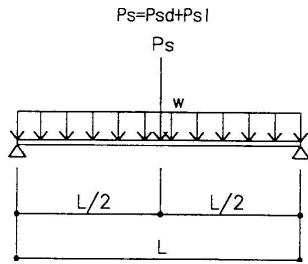
라. 단면력 산정

(1) 전단력



- 고정하중에 의한 전단력
 $S_d = 2.939/2 + 80.731/2 = 41.835 \text{ kN}$
- 활하중에 의한 전단력
 $S_{L+i} = 196.827/2 = 98.414 \text{ kN}$
- 최대 전단력 : $S_{\max} = S_d + S_{L+i} = 41.835 + 98.414 = 140.249 \text{ kN}$

(2) 휨모멘트



· 고정하중에 의한 모멘트

$$M_d = 2.939 \times 3.500^2 / 8 + 80.731 \times 3.500 / 4$$

$$= 75.139 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

· 활하중에 의한 모멘트

$$M_{L+i} = 196.827 \times 3.500 / 4 = 172.224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

· 최대 모멘트 : $M_{\max} = M_d + M_{L+i} = 75.139 + 172.224 = 247.363 \text{ kN} \cdot \text{m}$

마. 단면검토

(1) 허용응력

· 국부좌굴에 대한 허용응력 :

$$b_f / 12.9 = 11.1 \text{ mm} \leq t_f = 14.0 \text{ mm} \rightarrow f_{ca1} = 140.00 \text{ MPa}$$

· 허용휨압축응력 :

$$A_w / A_c = 18,200 / 4,200 = 4.33 > 2, \quad K = \sqrt{3 + A_w / 2A_c} = 2.35$$

$$l / b_f = 3,500 / 300 = 11.7 > 9.3 / K = 4.09$$

$$f_{ca2} = 140 - 1.24(Kl/b - 9) = 118.277 \text{ MPa}$$

· 허용응력 : $f_{ca} = \text{MIN}[f_{ca1}, f_{ca2}] = 118.277 \text{ MPa}$, $f_{ta} = 140.00 \text{ MPa}$

(2) 응력검토

· 전단응력 : $\nu = S_{\max} / A_w = (41.835 + 98.414) \times 10^3 / 18,200 = 2.299 + 5.407$

$$= 7.706 \text{ MPa} < \nu_a = 80.00 \text{ MPa} \quad O.K$$

· 휨압축응력 : $f_{su} = M_{\max} \times y_{su} / I_s = (75.139 + 172.224) \times 10^6 \times 664 / 6,189,155,467$

$$= 8.061 + 18.477 = 26.538 \text{ MPa} < f_{ca} = 118.277 \text{ MPa} \quad O.K$$

· 휨인장응력 : $f_{sl} = M_{\max} \times y_{sl} / I_s = (75.139 + 172.224) \times 10^6 \times 664 / 6,189,155,467$

$$= 8.061 + 18.477 = 26.538 \text{ MPa} < f_{ta} = 140.00 \text{ MPa} \quad O.K$$

· 합성응력 : $\left(\frac{f_s}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{26.538}{118.277}\right)^2 + \left(\frac{7.706}{80.00}\right)^2 = 0.060 < 1.2 \quad O.K$

6.3 내하력 평가

6.3.1 개요

내하력 평가시 강박스 거더교의 강거더에 대해서는 허용응력법으로 내하력을 평가하며, 콘크리트 바닥판은 강도설계법으로 내하력을 평가하였다.

가. 허용응력법

허용 응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 D+L(1+i)를 사용하여 하중계수를 각각 1.0으로 하며, 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력, 콘크리트의 경우 실제 압축강도를 사용하여 도로교 설계기준에 의거 부재종류에 따라 결정한다.

고정하중과 활하중에 의한 응력은 도로교설계기준에 의거하여 계산하였으며, 본 교량에서의 적용 활하중은 DB-24 및 DL-24이다.

허용응력법에 의한 교량부재의 내하력 평가방법은 다음과 같다.

$$\bullet \text{ 내하율(RF)} = \frac{f_a - f_d}{f_1 (1+i)}$$

여기서, f_a : 허용응력

f_d : 고정하중에 의한 응력

f_1 : 활하중에 의한 응력

i : 시방규정에 의한 이론적 충격계수

이 내하율로 부터 교량부재의 공용내하력은 다음과 같다.

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

$$\text{여기서, } K_s : \text{응력보정계수} = \frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

P_r : 설계활하중

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

$i_{\text{계산}} (i_{\text{실측}})$: 설계기준에 의한 이론적인 충격계수(실측 충격계수)

나. 강도설계법

강도설계법으로 내하율을 산정할 때의 하중조합으로는 $1.3D + 2.15L(1+i)$ 을 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15가 된다. 단면강도는 단면의 현재상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교설계기준의 공칭강도와 강도감소 계수를 적용하여 계산한다.

교량설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차등을 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정되어야 한다. 그러나 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭강도의 산정시는 교량의 현재상태에 따른 단면감소와 재료강도를 고려하고 강도감소계수는 설계시의 값을 그대로 사용한다.

고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 도로교 표준시방서의 설계활하중(DB 또는 DL하중) 및 콘크리트 구조설계기준을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다.

강도설계법에 의한 내하력 평가방법은 다음과 같다.

$$\bullet \text{ 내하율(RF)} = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_1 M_1 (1+i)}$$

여기서, ϕM_n : 설계모멘트 (RC-PC구조물의 휨부재 $\phi=0.85$)

M_d : 고정하중 모멘트

M_1 : 활하중 모멘트

γ_1 : 활하중 계수 = 2.15

γ_d : 고정하중 계수 = 1.30

i : 이론상의 충격계수

이 내하율로 부터 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

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

$$\text{여기서, } K_s : \text{응력 보정계수} = \frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

P_r : 설계 활하중

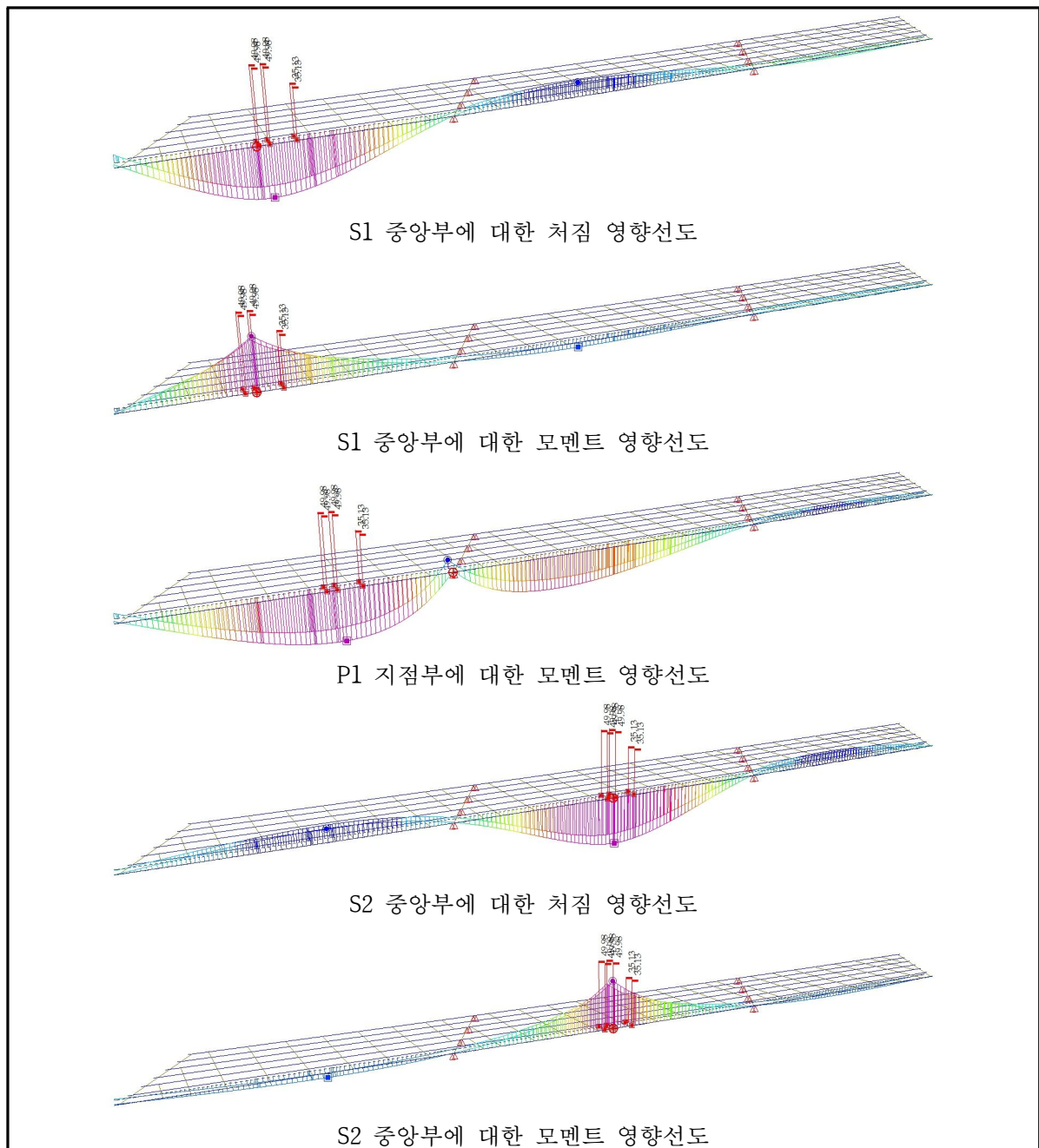
$\epsilon_{\text{계산}} (\epsilon_{\text{실측}})$: 이론적인 변형률(실측 변형률)

$i_{\text{계산}} (i_{\text{실측}})$: 설계기준에 의한 이론적인 충격계수(실측 충격계수)

6.3.2 응답비

가. 재하시험에 대한 구조해석

해석모델링은 공용중인 교량의 거동특성에 관한 것이므로 합성후에 대한 모델링을 사용하였고 해석된 고유진동수와 실측된 가속도의 FFT 분석을 실시하여 얻은 고유진동수와 비교하여 볼 때 앞장에서 언급한 것처럼 해석모델이 구조물의 동적특성을 적절히 반영된 것으로 판단된다. 재하시험이 의사정적으로 수행되어 이동하중해석을 통해 계측기 부착위치에 대한 영향선 해석으로 최대하중 재하위치를 산정하여 적용하였다. <그림 6.16>은 외측경간과 내측경간의 처짐에 대한 영향선도를 나타낸 것이다.



<그림 6.16> 위치별 영향선도

나. 응답비 산정

일반적인 응답비 산정은 변형률 및 처짐에 대한 해석치/실측치로 구하며 이 결과를 상호 비교하여 구조물의 전체적인 거동을 대표할 수 있도록 도출한다. 본 교량은 대칭인 9경간 연속에 대하여 재하시험을 실시하였으므로 거동을 파악하기 위하여 정모멘트부(S1,S2)와 부 모멘트(P1)에 대하여 응답비를 산정하였다.

<표 6.18> 처짐에 대한 응답비

구 분	재하경우	거더No.	GagueNo.	실측치(mm)	해석치(mm)	응답비
S1 경간	LC 1	G1	D1	-1.627	-2.294	1.410
	LC 2	G2	D2	-1.094	-1.420	1.298
	LC 3	G3	D3	-1.254	-1.527	1.218
	LC 4	G4	D4	-2.013	-2.472	1.228
	LC 5	G1	D1	-2.603	-3.743	1.438
	LC 5	G2	D2	-1.938	-2.808	1.449
	LC 6	G3	D3	-2.406	-3.184	1.323
	LC 6	G4	D4	-3.045	-4.133	1.357

주) 진한글자 : 시험차량 재하위치의 최대응답부로서 내하력평가에 사용된 응답비

<표 6.19> 변형률에 대한 응답비

구분	재하경우	거더No.	GagueNo.	실측치($\mu\epsilon$)	실측평균($\mu\epsilon$)	해석치($\mu\epsilon$)	응답비
S1 경간	LC 1	G1	S1	28.95	31.24	35.41	1.134
			S2	33.52			
	LC 2	G2	S3	22.21	22.27	24.51	1.101
			S4	22.33			
	LC 3	G3	S5	24.84	24.63	25.76	1.046
			S6	24.42			
	LC 4	G4	S7	35.37	34.55	38.14	1.104
			S8	33.72			
	LC 5	G1	S1	45.21	47.29	52.37	1.107
			S2	49.37			
	LC 5	G2	S3	34.88	36.00	43.83	1.218
			S4	37.11			
	LC 6	G3	S5	42.63	41.28	47.35	1.147
			S6	39.93			
	LC 6	G4	S7	50.40	49.45	58.09	1.175
			S8	48.49			

주) 진한글자 : 시험차량 재하위치의 최대응답부로서 내하력평가에 사용된 응답비

〈표 6.19〉 변형률에 대한 응답비 (계속)

구분	재하경우	거더No.	GagueNo.	실측치($\mu\epsilon$)	실측평균($\mu\epsilon$)	해석치($\mu\epsilon$)	응답비
P1 지점	LC 1	G1	S13	-12.12	-13.53	-20.23	1.496
			S14	-14.93			
	LC 2	G2	S15	-7.75	-6.86	-10.89	1.587
			S16	-5.97			
	LC 3	G3	S17	-9.72	-8.90	-12.64	1.420
			S18	-8.08			
	LC 4	G4	S19	-13.94	-13.06	-16.01	1.226
			S20	-12.17			
	LC 5	G1	S13	-20.07	-21.25	-33.45	1.574
			S14	-22.43			
	LC 5	G2	S15	-13.70	-12.77	-20.44	1.601
			S16	-11.83			
	LC 6	G3	S17	-19.05	-16.75	-27.78	1.659
			S18	-14.45			
	LC 6	G4	S19	-17.92	-17.79	-26.69	1.501
			S20	-17.65			
S2 경간	LC 1	G1	S25	32.55	34.93	37.32	1.068
			S26	37.31			
	LC 2	G2	S27	23.11	23.51	25.20	1.072
			S28	23.90			
	LC 3	G3	S29	25.10	24.66	26.07	1.057
			S30	24.22			
	LC 4	G4	S31	37.39	36.12	40.34	1.117
			S32	34.85			
	LC 5	G1	S25	48.78	51.72	58.66	1.134
			S26	54.65			
	LC 5	G2	S27	41.01	42.40	46.84	1.105
			S28	43.78			
	LC 6	G3	S29	45.15	42.81	49.30	1.152
			S30	40.47			
	LC 6	G4	S31	56.41	54.29	61.73	1.137
			S32	52.16			

주) 진한글자 : 시험차량 재하위치의 최대응답부로서 내하력평가에 사용된 응답비

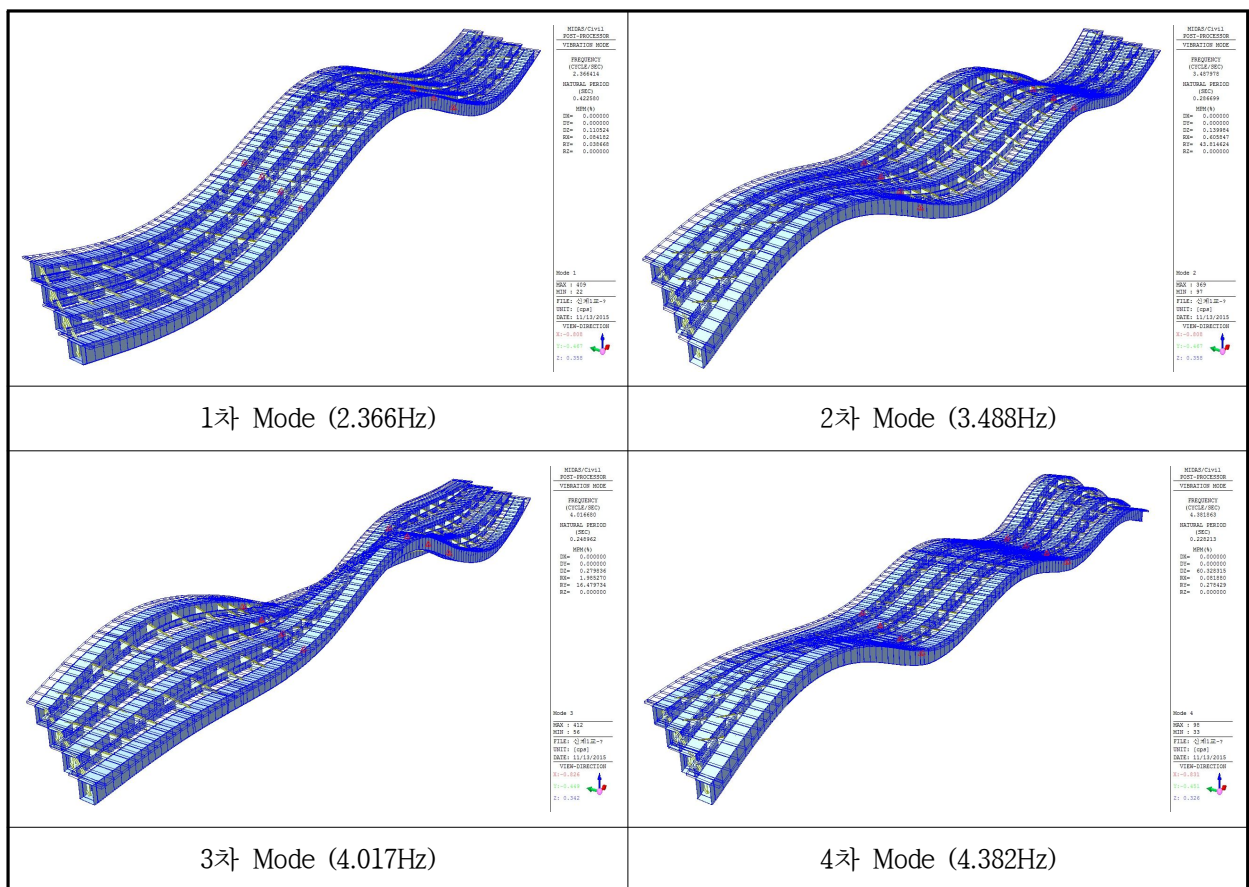
□ 응답비 산정결과

시험차량에 의한 거더의 변형률, 처짐을 측정하여 이론치와 비교한 결과 정·동적 거동특성은 양호한 것으로 판단됨.

6.3.3 이론 고유진동수

대상교량의 고유진동수 평가는 외측경간 3L/8지점과 내측경간 L/2지점에 연직방향의 가속도계를 설치하여 동적응답을 획득하였으며, 재하차량이 대상경간을 벗어나 자유진동을 하고 있는 구간을 대상으로 FFT분석을 실시하였다.

고유치 해석결과 <표 6.20>과 같이 각 모드별 해석 고유진동수를 나타내었으며, 계측된 가속도 파형 및 FFT 분석결과로서 대상교량의 연직방향의 고유진동수는 2.64Hz로 측정되었으며, 연직방향 모드의 계산 고유진동수 2.366Hz으로 나타나 구조물에 대한 동적특성을 양호하게 반영된 것으로 판단된다.



<그림 6.17> Mode Shape

<표 6.20> 고유진동수

모드	Mode			
	1	2	3	4
고유진동수(Hz)	2.366	3.488	4.017	4.382

6.3.4 응답보정계수

변형률의 응답비는 재하시험에서 시험차량하중을 재하하였을 경우에 측정된 실 구조물의 변형에 대한 구조해석에서 해석 모델상에 동일한 시험차량 하중을 적용하였을 경우의 이론적인 변형의 비(계산치/실측치)를 말하며, 이 변형률의 응답비와 충격계수의 응답비(실측충격계수/이론충격계수)를 곱한 값이 응답보정계수이다.

재하시험시 측정된 변형은 계측장비 및 센서의 정밀도, 측정시의 기후조건, 교량의 기하학적 특성 및 차량재하시 하중집중으로 인한 국부적인 변형의 증가 등의 요인으로 인하여 오차를 포함하게 되므로 계측값이 큰 재하경우의 응답비를 이용하여 응답보정계수를 산정하는 것이 일반적이다.

재하시험에 의한 교량의 실제 거동을 반영한 공용내하력 산출을 위한 응력보정계수는 다음과 같이 산출하며, 본 교량의 경우 처짐에 대한 응답보정계수는 <표 6.21>과 같고, 변형률에 대한 응답보정계수는 <표 6.22>와 같다.

$$K_s = \text{응력 보정계수} = \text{응답비} \cdot \frac{1 + i_{\text{계산}}}{1 + i_{\text{실측}}}$$

<표 6.21> 처짐에 대한 응답보정계수

구 분	위치		재하경우	응답비	실측 충격계수	이론 충격계수	응답 보정계수
처짐	외측경간 중앙부	외측거더	LC4	1.228	0.188	0.180	1.236
		내측거더	LC3	1.218	0.188	0.180	1.226

<표 6.22> 변형률에 대한 응답보정계수

구 분	위치		재하경우	응답비	실측 충격계수	이론 충격계수	응답 보정계수
변형률	외측경간 중앙부	외측거더	LC4	1.104	0.188	0.180	<u>1.112</u>
		내측거더	LC3	1.046	0.188	0.180	<u>1.053</u>
	외측 지점부	외측거더	LC4	1.226	0.188	0.180	<u>1.235</u>
		내측거더	LC3	1.420	0.188	0.180	<u>1.430</u>
	내측경간 중앙부	외측거더	LC1	1.068	0.167	0.163	<u>1.072</u>
		내측거더	LC3	1.057	0.167	0.163	<u>1.061</u>

6.3.5 공용내하력 평가

응답비는 재하차량이 주행하는 거더에 대한 응답비를 선정하였으며, 처짐에 의한 계수값과 변형률에 의한 계수값 중 작게 산정된 응답보정계수를 이용하여 공용내하력 평가에 적용하였다. 실제구조물과 해석 모델링간의 응답차이를 보정하기 위한 응답보정계수는 <표 6.21>과 <표 6.22>와 같다.

<표 6.23> 공용내하력

구 분		기본 내하율	응답 보정계수	공용 내하율	공용 내하력	비 고
외 측 거 더	외측경간 중앙부 (S1,S3)	$\frac{190.00 - 65.54}{30.42} = 4.092$	1.112	4.550	DL-24 이상	허용 응력법
	중앙 지점부 (P1,P2)	$\frac{190.00 - 103.01 - 11.05}{37.20} = 2.041$	1.235	2.521	“	“
	내측경간 중앙부 (S3)	$\frac{190.00 - 61.62}{31.20} = 4.115$	1.072	4.411	“	“
내 측 거 더	외측경간 중앙부 (S1,S3)	$\frac{190.00 - 60.28}{29.19} = 4.444$	1.053	4.680	“	“
	중앙 지점부 (P1,P2)	$\frac{190.00 - 94.70 - 12.84}{34.93} = 2.360$	1.430	3.375	“	“
	내측경간 중앙부 (S3)	$\frac{190.00 - 58.22}{31.34} = 4.205$	1.061	4.462	“	“
세로보		$\frac{139.45 - 10.97}{44.59} = 2.881$	-	2.881	DB-24 이상	허용 응력법
가로보		$\frac{115.93 - 8.18}{15.67} = 6.878$	-	6.878	“	“
바 닥 판	켄틸레버부	$\frac{122.167 - 1.3 \times 8.969}{2.15 \times 19.200} = 2.677$	-	2.677	DB-24 이상	강도 설계법
	연속부	$\frac{95.157 - 1.3 \times 2.136}{2.15 \times 23.140} = 1.857$	-	1.857	“	“

주) 재하시험 실시하지 않은 경간은 기본내하력으로 평가함

6.3.6 고찰

구조해석 및 재하시험 결과를 이용한 공용내하력은 설계활하중 DB(DL)-24를 만족하는 것으로 평가된다.

6.4 안전성 평가등급 산정

6.4.1 구조해석에 따른 안전성 평가

구조해석 결과에 따른 각 부재의 최대 단면력을 계산 각 구조부재의 위험 단면을 결정하고 허용응력설계법(Steel Box Girder)을 적용하여 안전성을 평가하였다.

교량의 안전성 평가는 내하력 평가 개념으로 규정되어 왔으나 내하력은 활하중 여유도로써 하중비에 따라 내하력의 변동 폭이 크게 변하므로 교량을 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다. 따라서, 안전성 평가는 교량을 안전율 개념을 도입하여 평가하였다. 그러나 안전율이 0.9에서 1사이여 있어 재하시험에 의한 공용 내하력 평가를 실시한 경우 공용 내하력 산정결과에 따라 안전성 평가등급을 산정한다.

〈표 6.24〉 구조물의 안전성 평가 기준

등 급	안전성 평가 기준	비 고
A	$SF > 1.0$	· 허용응력설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}}$ · 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	$SF < 0.75$	

6.4.2 안전성 평가결과

설계하중에 대한 안전율은 다음과 같이 계산된다.

가. 강거더 (허용응력법)

$$\cdot SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}} = \frac{190.000}{146.845} = 1.294 \quad \text{『A』}$$

나. 세로보 (허용응력법)

$$\cdot SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}} = \frac{95.157}{52.528} = 1.812 \quad \text{『A』}$$

다. 가로보 (허용응력법)

$$\cdot SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{118.277}{26.503} = 4.463 \quad \text{『A』}$$

라. 콘크리트 바닥판 (강도설계법)

$$\cdot SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{62.953}{52.940} = 1.189 \quad \text{『A』}$$

강박스 거더교에서 구조해석과 재하시험에 의한 안전성 평가결과는 <표 6.25>와 같다.

<표 6.25> 안전성 평가결과

부 재	SF(안전율)	등 급
강 거 더	1.294	A
세 로 보	1.812	A
가 로 보	4.463	A
콘크리트 바닥판	1.189	A

