

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개 요

5.2 구조해석

5.3 내하력 평가

5.4 안전성평가 등급 산정

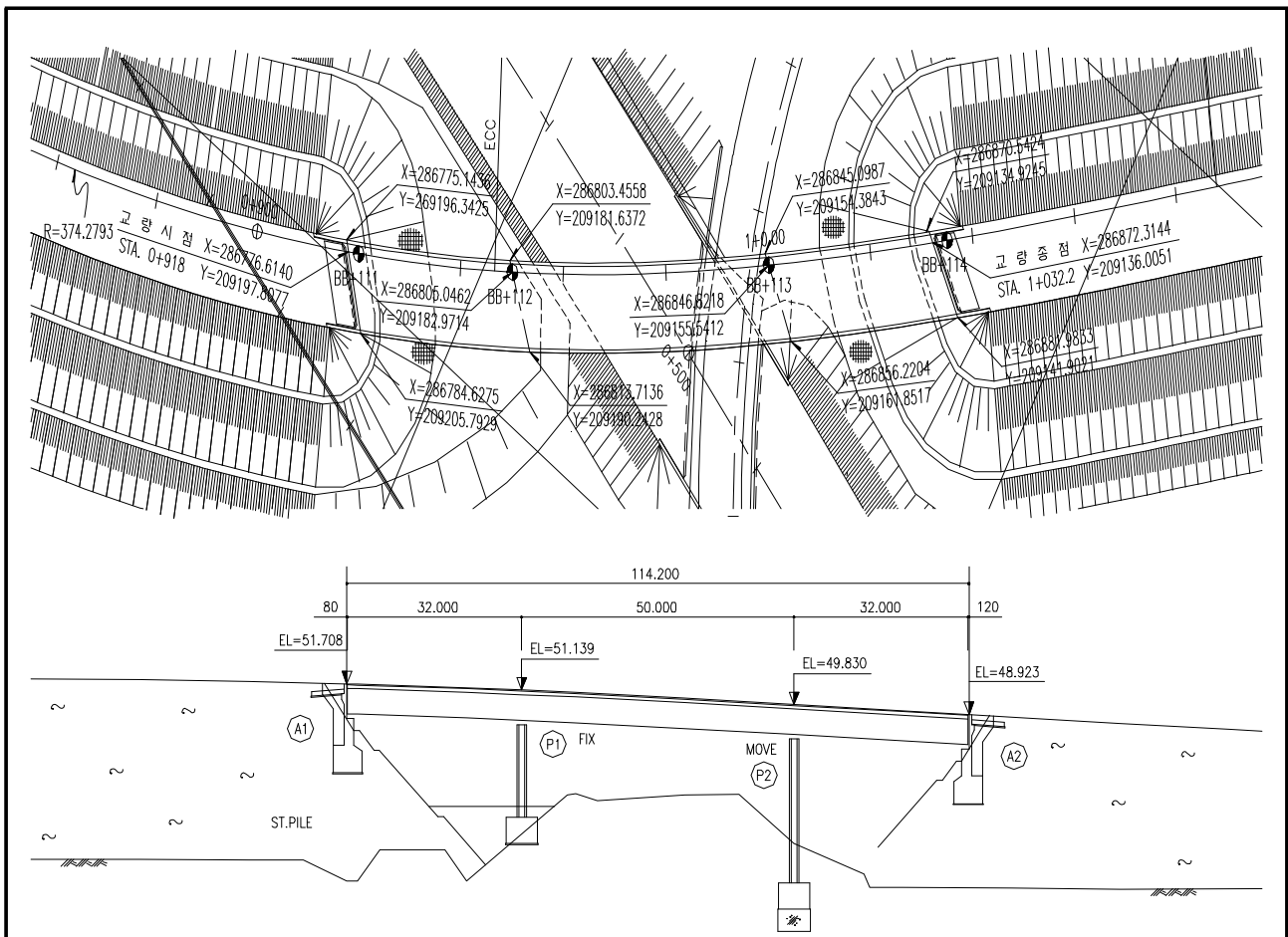
제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개요

본 과업 대상 교량인 논산JCT교는 충청남도 논산시 연무읍 고내리에 위치하며 논산천안고속도로 상에 있는 교량으로서 총연장 L=114.200m 이며 1992년에 준공된 2-Girder 강박스강합성교이다.

대상교량은 3경간 연속 교량으로 논산천안고속도로 논산JCT 상에 위치한 단일교량이다. 본 과업에서는 3경간 연속 2-Girder 강박스 강합성교를 대상으로 구조해석을 수행하였다.

설계활하중 DB-24, DL-24로 현재 보유하고 있는 구조안전성 및 내하력을 평가하기 위해 도로교 설계기준 및 콘크리트 설계기준을 적용하여 대상교량의 구조안전성 및 내하력을 평가하였다.



【그림 5.1】 중 · 평면도

5.2 구조해석

5.2.1 구조해석 절차

가. 합성전

- 1) 단면 : 2-Girder
- 2) 하중 : 강재+바닥판 자중

나. 합성후

- 1) 단면 : 2-Girder+바닥판
- 2) 하중 : 합성전 고정하중+2차 고정하중+활하중+건조수축+크리프+온도

5.2.2 교량 제원

가. 교량명 : 논산JCT교

나. 형식 : Steel Box Girder(합성형교)

다. 교폭 : 12.600 m

라. 교량 : $L = 32.080 + 50.000 + 32.120 = 114.200$ m

마. 평면선형 : $R=472.329$ m

5.2.3 설계기준

가. 설계하중

- 1) 고정하중 단위질량
 - 철근콘크리트 $\gamma_c = 25.0$ kN/m³
 - 강재 $\gamma_s = 78.5$ kN/m³
 - 아스팔트 $\gamma_{asp} = 23.0$ kN/m³
- 2) 활하중 : DB-24, DL-24

나. 사용재료의 역학적 특성

- 1) 강재(SWS490B 및 SWS400B)
 - 허용인장응력 : $f_y = 190$ MPa

- 탄성계수 : $E_s = 2.05 \times 10^5 \text{ MPa}$

2) 콘크리트

- 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 탄성계수 : $E_c = 27,804 \text{ MPa}$

3) 철근(SD40)

- 항복응력 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 탄성계수 : $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- 허용응력 : $f_{sa} = 160 \text{ MPa}$

다. 적용 물성치

구분		설계도서	현장측정	적용	비고
설계강도		• 준공도면/구조계산서 - 상부: 27.0Mpa - 하부: 24.0Mpa	• 준공도면/구조계산서 - 상부: 28.9~29.7 Mpa - 하부: 29.7~30.4 Mpa	• 비파괴강도 측정값이 설계기준 강도를 상회하므로 설계기준강도 적용	
철근 간격 / 피복 두께	상부 구조	125 ~ 300 / 40	133 ~ 312 / 41 ~ 84	• 철근배근 및 피복두께는 적반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	하부 구조	100~300 / 50~100	109 ~ 307 / 63 ~ 84		

5.2.4 단면특성

대상구간의 강박스 거더의 강성은 【표 5.1】과 【표 5.2】에 나타난 바와 같다.

【표 5.1】합성전 교량 단면상수

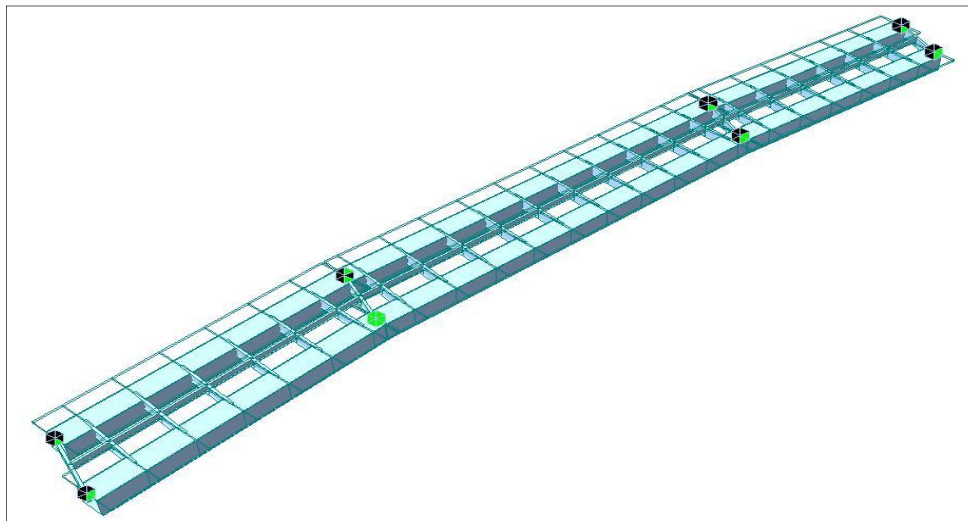
구분	$A(m^2)$	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	$I_z(m^4)$	비고
단면 1	0.134700	0.167810	0.127604	0.130822	
단면 2	0.140100	0.174406	0.135247	0.134102	
단면 3	0.145500	0.181530	0.142237	0.137383	
단면 4	0.177900	0.212983	0.186420	0.157066	
단면 5	0.167100	0.202742	0.171740	0.150505	
단면 6	0.156300	0.193410	0.156917	0.143944	
단면 7	0.024943	0.000001	0.007218	0.000054	가로보
단면 8	0.014812	0.000001	0.001473	0.000032	세로보

【표 5.2】 합성후 교량 단면상수

구 분	A(m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	비고
단면 1	0.331600	0.169900	0.251000	4.481200	
단면 2	0.337000	0.176500	0.271100	4.554500	
단면 3	0.342400	0.183600	0.272400	4.627700	
단면 4	0.374800	0.215000	0.335100	5.067300	
단면 5	0.364000	0.204800	0.331700	4.920800	
단면 6	0.353200	0.195500	0.293600	4.774200	
단면 7	0.024943	0.000001	0.007218	0.000054	가로보
단면 8	0.014812	0.000001	0.001473	0.000032	세로보

5.2.5 해석모델

대상교량의 구조해석 모델은 【그림 5.2】와 같다.



【그림 5.2】 강박스 거더 구조해석 모델

5.2.6 하중산정

대상교량의 구조안전성검토를 위하여 고려된 하중은 합성 전·후 고정하중, 설계활하중 (DB-24) 3차로, 온도하중, 콘크리트 바닥판의 건조수축 및 크리프 등이다.

가. 고정하중

고정하중은 합성 전 고정하중 및 합성 후 고정하중으로 구분하여 적용하였다. 콘크리트 바닥판의 자중은 합성 전, 후로 구분하고 횡방향 분배를 계산하여 연직하중 및 모멘트하중으로 치환하였으며, 강재의 자중은 구조해석 프로그램 내에서 자동으로 고려하도록 하였다. 단위중량 입력시 해석모델에서 제외된 Splice plate, Diaphragm, Stiffner, Bolt 등의 부부재 및 기타 부재의 중량을 고려하여 합성된 단위중량을 적용하였다. 연석 및 포장은 합성 후 고정하중으로 고려하였다.

【표 5.3】 강재중량 합성을 산정 결과

구 분	강 중	강재재료표	해석모델 순중량	합중을
Main Girder	SWS490	488.886	281.6	1.736
Cross Beam	SWS400	46.267	38.41	1.205
Stringer	SWS400	18.477	13.08	1.413
총 계		553.63	333.09	

나. 설계활하중

설계활하중은 DB-24로 최대 단면력을 발생시키는 경우에 대해서 구조검토를 수행하였다. 설계충격계수는 정·부모멘트부 모두 아래의 식으로 계산하여 경간 32m구간에 대해서는 0.2083, 경간 50m구간에 대해서는 0.1667을 사용하였다.

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

다. 바닥판 콘크리트와 강재들보와의 온도차

바닥판 콘크리트와 강재들보와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다.

온도분포는 강재들보 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α 는 12×10^{-6} 으로 한다.

라. 바닥판 콘크리트의 건조수축

합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우(M_{d2}) 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 쓰이는 건조수축 계수 ϕ_2 는 4.0을 사용한다.

마. 크리프

합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우(M_{d2}) 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프 계수 ϕ_1 은 2.0을 사용한다.

바. 풍하중

상부구조에 작용하는 풍하중은 다음과 같이 산정한다.

【표 5.4】 상부구조에 작용하는 풍하중

단면형상	풍하중	비 고
$1 \leq B/D \leq 8$	$[4.0 - 0.2 \times (B/D)] \times D \geq 6$	적 용
$8 \leq B/D$	$2.4 \times D \geq 6$	-

하부구조에 작용하는 풍하중은 다음과 같이 산정한다.

【표 5.5】 하부구조에 작용하는 풍하중

부재의 단면 형상		풍하중		비고
		풍상측 부재	풍하측 부재	
원형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}	0.75×10^{-3}	기둥부 적용
	활하중 비재하시	1.50×10^{-3}	1.50×10^{-3}	
각형	활하중 재하시	1.50×10^{-3}	0.75×10^{-3}	코핑부 적용
	활하중 비재하시	3.00×10^{-3}	1.50×10^{-3}	

1) 교축직각방향

$$\textcircled{1} W_{\text{column}} = 1.5 \times 10^{-3} \times 2.000 \times 1000 = 3.000 \text{ kN/m}$$

$$\textcircled{2} W_{\text{coping}} = 3.0 \times 10^{-3} \times 2.000 \times 1000 = 6.000 \text{ kN/m}$$

2) 교축방향

$$\textcircled{1} W_{\text{column}} = 1.5 \times 10^{-3} \times 2.000 \times 1000 = 3.000 \text{ kN/m}$$

$$\textcircled{2} W_{\text{coping}} = 3.0 \times 10^{-3} \times 2.000 \times 1000 = 6.000 \text{ kN/m}$$

사. 온도변화에 의한 수평력

상부구조의 온도신축에 의한 변형을 교각 상단에 가했을 때 교각 변위에 의한 수평력과 상부 고정하중에 대한 교량받침의 마찰력 중 최소값을 온도변화에 의한 수평력으로 적용하였다. 강교의 온도변화는 $-20\sim 40^{\circ}\text{C}$ 를 표준으로 하기 때문에 가설시 온도를 15°C 로 가정하고 교각에 최대 단면력을 유발할 수 있는 최대 온도변화 폭(ΔT)인 35°C 를 적용하였다.

1) 상부구조 신축에 의한 수평력

① 온도변화에 의한 수평변위

$$\cdot \delta = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1.2 \times 10^{-5} \times 35 \times 50 = 0.0210\text{m}$$

여기서, L : 고정단(P1)에서 검토 교각(P2) 위치까지의 거리

ΔT : 연평균 온도변화차 35°C 적용

② 등가수평력

$$\cdot \delta = \frac{P \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot I} \Rightarrow P_{h1} = \frac{3 \cdot E \cdot I \cdot \delta}{H^3}$$

$$\cdot P_{h1} = \frac{3 \cdot E \cdot I \cdot \delta}{H^3} = (3 \times 26986000 \times 1.570 \times 0.0210) / 13.000^3 = 1214.922\text{kN}$$

여기서, $H = 13.000\text{m}$

$$I = 1.570\text{m}^4$$

$$E = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \sqrt[3]{24+8} = 26986\text{MPa}$$

2) 교량받침 마찰에 의한 수평력

① 상부 고정하중 반력

$$\cdot W = 8909.208\text{kN}$$

② 교량받침 마찰에 의한 수평력

$$\cdot Ph_2 = \mu \cdot W = 0.05 \times 8909.208 = 445.460\text{kN}$$

여기서, μ : 불소수지 받침판 받침의 최소 마찰계수 값인 0.05 적용

3) 온도변화에 의한 수평력

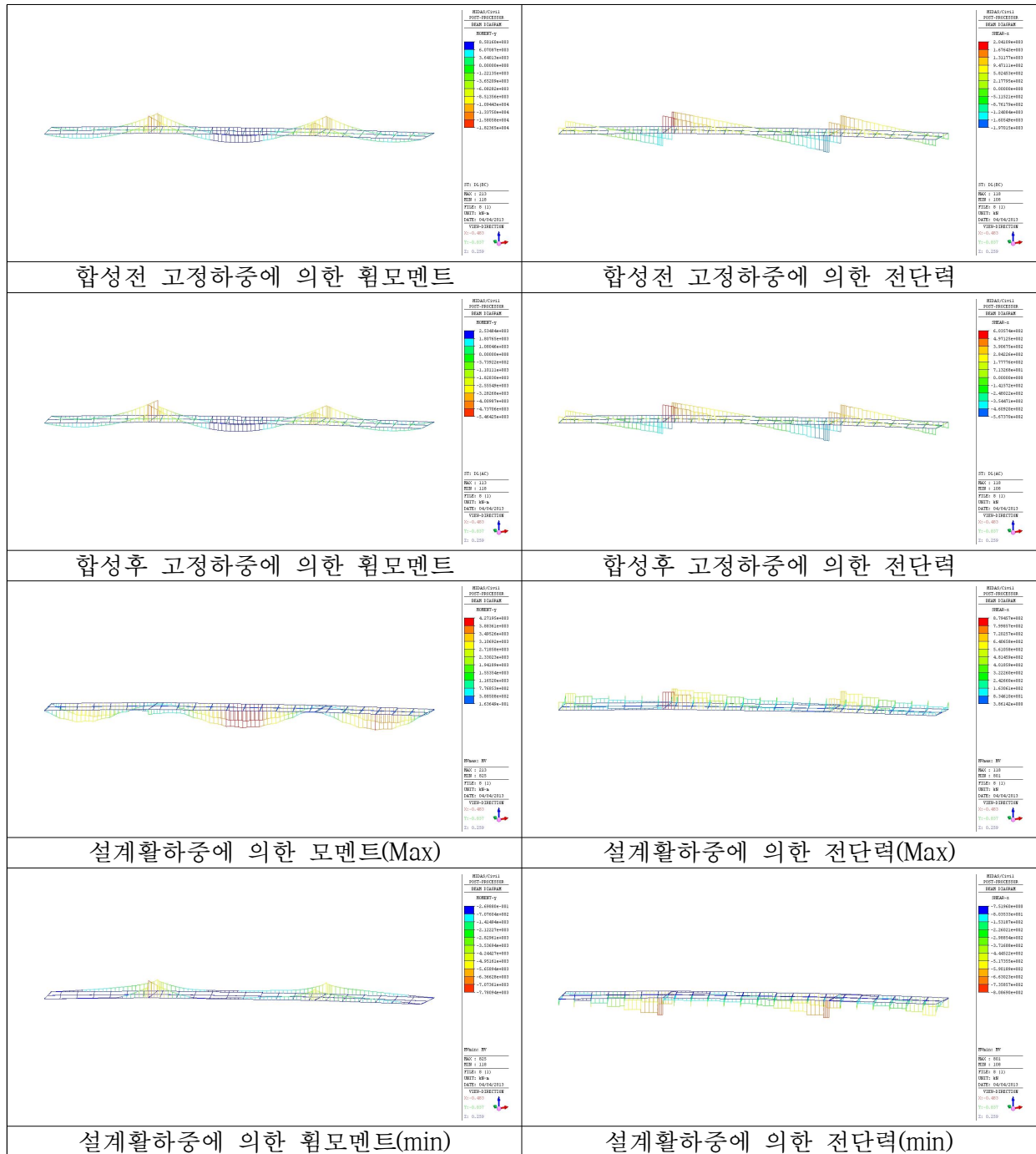
$$\cdot P_t = \text{Min}[Ph_1, Ph_2] = 445.460\text{kN}$$

5.2.7 해석결과

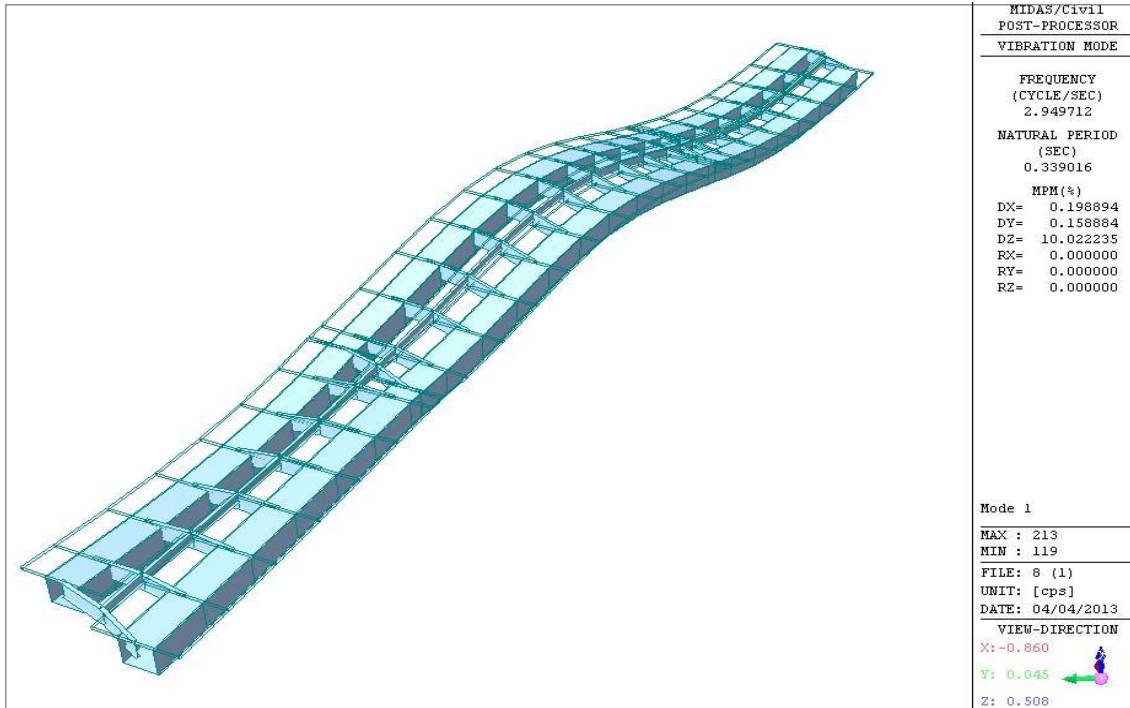
가. 고정하중 및 활하중에 의한 검토

고정하중 및 활하중에 의한 각 하중에 대한 해석결과는 다음 아래와 같다. 박스 거더의 정모멘트부와 부모멘트부에서 각각 발생한 최대 단면력을 【표 5.6】에 나타내었다.

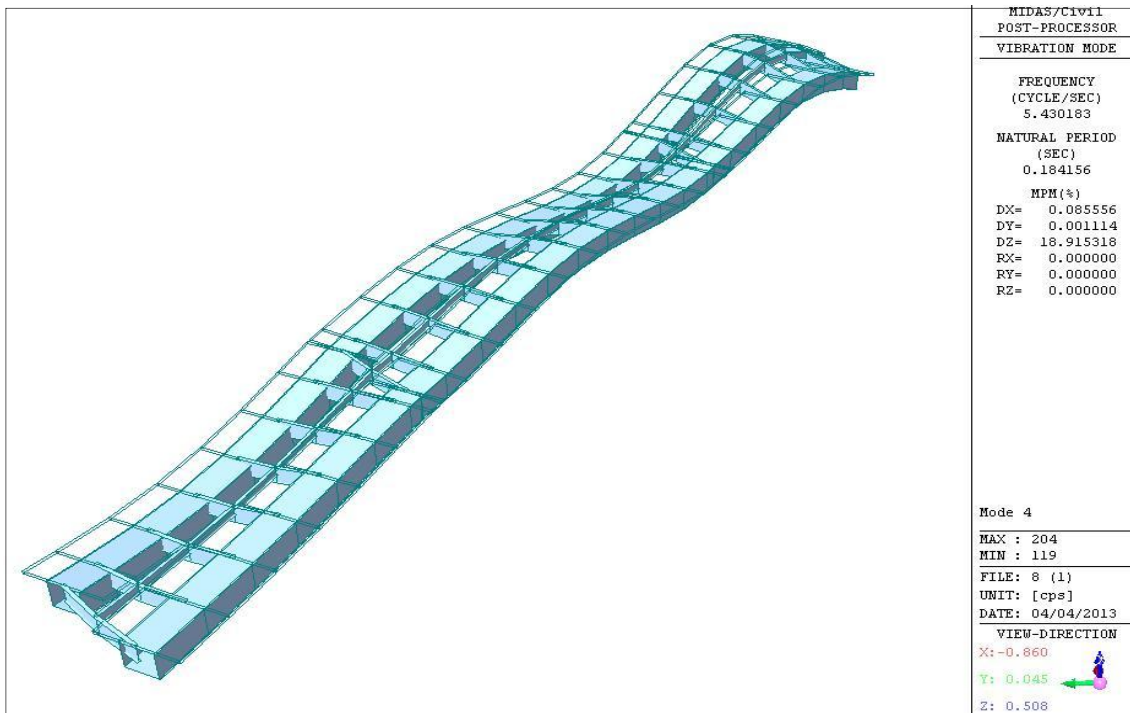
【그림 5.3】에는 강박스 거더의 최대휨모멘트도를 나타내었다.



【그림 5.3】 강박스 거더의 하중조건별 부재력도



(a) Mode 1 ($f_1 = 2.9497$ Hz)



(b) Mode 4 ($f_4 = 5.4301$ Hz)

【그림 5.4】 강박스 거더의 고유진동수 해석 결과

【표 5.6】 휨모멘트 산출결과 (kN·m)

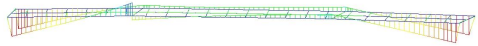
구 분		합성전 고정하중	합성후			계		비 고
			고정하중	활하중(충격포함)				
				Max	Min	Max	Min	
제1지간 중앙부	G1	3242.14	941.20	3908.21	-1495.88	8091.55	2687.46	
	G2	3048.44	849.85	3886.11	-1541.20	7784.40	2357.09	
제1내부 지점부	G1	-13771.94	-4029.85	107.15	-5191.43	-17694.64	-22993.22	
	G2	-13542.12	-3976.89	334.50	-5062.78	-17184.51	-22581.79	
제2지간 중앙부	G1	8366.16	2503.40	4233.07	-724.13	15102.63	10145.43	
	G2	8416.95	2483.59	4271.95	-765.89	15172.49	10134.65	
제2내부 지점부	G1	-9366.38	-2596.76	451.03	-4837.98	-11512.11	-16801.12	
	G2	-13602.21	-4753.63	627.90	-5120.61	-17727.94	-23476.45	
제3지간 중앙부	G1	2365.72	626.65	1875.19	-157.53	4867.56	2834.84	
	G2	1559.91	123.08	3036.09	-1477.02	4719.08	205.97	

나. 2차 부정정력에 의한 검토 : 건조수축, 크리프 및 온도하중

연속강합성 교량은 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 크리프 및 건조수축, 강재와 콘크리트의 온도차에 의한 부정정력이 추가로 발생한다. 따라서 부정정력에 의한 2차 모멘트를 산정하기 위하여 해석모델의 양단에 단위모멘트(1.0kN·m)를 작용시켜 각 절점에 작용되는 영향계수 k값(모멘트)을 산출하였다.

또한 구조물의 준공년도 대비 현재의 재령을 고려할 때 크리프 및 건조수축은 모두 발생하였다고 볼 수 있는바, 크리프 및 건조수축에 의한 응력 산정은 장기손실이 일어난 후로 하여 수행하였다.

【표 5.7】 영향계수 k값 산출결과 요약 (MPa)

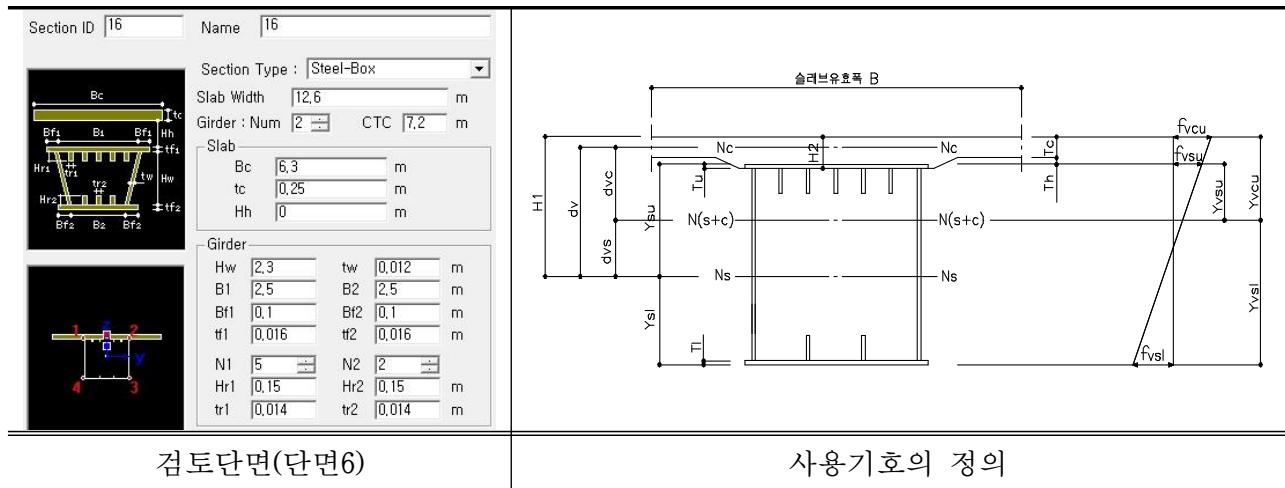
절점	절점	절점	절점	절점	
104	108	113	118	122	
0.45	-0.22	-0.11	-0.64	0.06	
절점	절점	절점	절점	절점	
204	208	213	218	222	
0.41	-0.21	-0.11	-0.14	0.24	

다. 구조안전성 검토결과

1) 최대 정모멘트부

① 제2지간 중앙부

최대 정모멘트가 작용하는 제2지간 중앙부 거더2(G2) 단면6에 대한 응력검토 세부과정은 다음과 같다.



【표 5.8】 응력 산정시 입력자료

구 분	단위	입력자료
Es : 강의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트 탄성계수	MPa	27804
ϵ_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축률		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
ϕ_1 : 크리프에 의한 응력계산에 사용된 크리프계수		2
ϕ_2 : 건조수축에 의한 응력계산에 사용된 크리프계수		4
n : 강재와 콘크리트의 탄성계수비		8
n_1 : 크리프에 의한 응력의 계산에 사용된 탄성계수비		16
n : 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용된 탄성계수비		24
t : 강재와 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	8416.950
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2483.590
Mv : 활하중에 의한 모멘트	kN·m	4271.950
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-106.800
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-40.920
Sv : 활하중에 의한 전단력	kN	-223.230
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-253.710
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	0.000
Mvt : 활하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-300.370
k : 부정정력 산정을 위한 영향계수	kN·m	-0.110

가) 응력 산정

(1)합성 전

$$I_s' = A_s \cdot Y^2 + \sum I_s = 149834664600 + 24390968200.0 = 174225632800 \text{mm}^4$$

$$\delta s = \sum (A \cdot Y) / A_s = 0 / 171000 = 0.000 \text{mm}$$

$$I_s = I_s' - A_s \cdot \delta s^2 = 174225632800 - 171000 \times 0.000^2 = 174225632800 \text{mm}^4$$

$$Y_{su} = H/2 + T_u - \delta s = 2300.0/2 + 16.0 - 0.000 = 1166.000 \text{mm}$$

$$Y_{sl} = Y_{su} - (H + T_u + T_l) = 1166.000 - 2332.000 = -1166.000 \text{mm}$$

$$F = b \cdot h = ((UL_2 + UR_2 + B_2)/2 + T_w) \cdot (H + T_u/2 + T_l/2) = 5817792.0 \text{mm}^2$$

$$f_{su} = M_s \cdot Y_{su} / I_s = 56.330 \text{MPa}$$

$$f_{sl} = M_s \cdot Y_{sl} / I_s = -56.330 \text{MPa}$$

$$\nu = S_s / (A(\text{Web}) + M_{st} / (2 \cdot F \cdot T_w)) = 3.752 \text{MPa}$$

(2)합성 후

$$A_v = A_s + A_c/n = 361312.5 \text{mm}^2$$

$$I_c/n = 991210938 \text{mm}^4$$

$$d_v = Y_{su} - T_u + T_h + T_c/2 = 1275.0 \text{mm}$$

$$d_{vc} = d_v \cdot A_s / (A_c/n + A_s) = 603.4 \text{mm}$$

$$d_{vs} = d_v - d_{vc} = 671.6 \text{mm}$$

$$Y_{vcu} = d_{vc} + T_c/2 = 728.4 \text{mm}$$

$$Y_{vcl} = Y_{vcu} - T_c = 478.4 \text{mm}$$

$$Y_{vsu} = Y_{vcu} - H/2 + T_u = 494.4 \text{mm}$$

$$Y_{vsl} = Y_{vsu} - (H + T_u + T_l) = -1837.6 \text{mm}$$

$$I_v = I_s + I_c/n + A_s \cdot d_{vs}^2 + A_c/n \cdot d_{vc}^2 = 321636980284 \text{mm}^4$$

$$F_v = b \cdot h_v = ((UL_2 + UR_2 + B_2)/2 + T_w) \cdot (H + (T_u + T_c/n)/2 + T_l/2) = 5857042.0 \text{mm}^2$$

$$f_{vcu} = M_{sc} \cdot Y_{vcu} / (n \cdot I_v) = 0.703 \text{MPa}$$

$$f_{vcl} = M_{sc} \cdot Y_{vcl} / (n \cdot I_v) = 0.462 \text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_{sc} \cdot Y_{vsu} / I_v = 3.818 \text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_{sc} \cdot Y_{vsl} / I_v = -14.189 \text{MPa}$$

$$\nu = S_{sc} / (A(\text{Web}) + M_{sct} / (2 \cdot F_v \cdot T_w)) = 0.741 \text{MPa}$$

(3)활하중

$$f_{vcu} = M_v \cdot Y_{vcu} / (n \cdot I_v) = 1.209 \text{MPa}$$

$$f_{vcl} = M_v \cdot Y_{vcl} / (n \cdot I_v) = 0.794 \text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_v \cdot Y_{vsu} / I_v = 6.567 \text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_v \cdot Y_{vsl} / I_v = -24.406 \text{MPa}$$

$$\sigma = S_v/A(\text{Web})+M_v t/(2 \cdot F_v \cdot T_w) = 6.181\text{MPa}$$

(4)크리이프

$$n1 = n \cdot (1 + \phi 1/2) = 8 \times (1 + 2.0/2) = 16$$

$$A_{v1} = A_s + A_c/n1 = 266156.3\text{mm}^2$$

$$d_{c1} = d_v \cdot A_s/(A_c/n1 + A_s) = 819.2\text{mm}$$

$$d_{s1} = d_v - d_{c1} = 455.8\text{mm}$$

$$Y_{v1cu} = d_{c1} + T_c/2 = 944.2\text{mm}$$

$$Y_{v1cl} = Y_{v1cu} - T_c = 694.2\text{mm}$$

$$Y_{v1su} = Y_{v1cu} - H_2 + T_u = 710.2\text{mm}$$

$$Y_{v1sl} = Y_{v1su} - (H + T_u + T_l) = -1621.8\text{mm}$$

$$I_{v1} = I_s + I_c/n1 + A_s \cdot d_{s1}^2 + A_c/n1 \cdot d_{c1}^2 = 274105388718\text{mm}^4$$

$$N_c = M_{sc} \cdot d_{vc} \cdot A_c/(n \cdot I_v) = 886757\text{N}$$

$$P_{\phi} = N_c \cdot 2 \cdot \phi 1/(2 + \phi 1) = 886757\text{N}$$

$$M_{\phi} = P_{\phi} \cdot d_{c1} = 726397223\text{N} \cdot \text{mm}$$

$$E_{c1} = E_c/(1 + \phi 1/2) = 13902\text{MPa}$$

$$f_{cu} = M_{sc} \cdot Y_{vcu}/(n \cdot I_v) = 0.703\text{MPa}$$

$$f_{cl} = M_{sc} \cdot Y_{vcl}/(n \cdot I_v) = 0.462\text{MPa}$$

$$f_{vcu1} = 1/n1 \cdot (P_{\phi}/A_{v1} + k \cdot M_{\phi} \cdot Y_{v1cu}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu} \cdot \phi 1/E_c = -0.512\text{MPa}$$

$$f_{vcl1} = 1/n1 \cdot (P_{\phi}/A_{v1} + k \cdot M_{\phi} \cdot Y_{v1cl}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl} \cdot \phi 1/E_c = -0.266\text{MPa}$$

$$f_{vsu1} = P_{\phi}/A_{v1} + k \cdot M_{\phi} \cdot Y_{v1su}/I_{v1} = 3.125\text{MPa}$$

$$f_{vsl1} = P_{\phi}/A_{v1} + k \cdot M_{\phi} \cdot Y_{v1sl}/I_{v1} = 3.804\text{MPa}$$

(5)건조수축

$$n2 = n \cdot (1 + \phi 2/2) = 8 \times (1 + 4.0/2) = 24$$

$$A_{v2} = A_s + A_c/n2 = 234437.500\text{mm}^2$$

$$d_{c2} = d_v \cdot A_s/(A_c/n2 + A_s) = 930.0\text{mm}$$

$$d_{s2} = d_v - d_{c2} = 345.0\text{mm}$$

$$Y_{v2cu} = d_{c2} + T_c/2 = 1055.0\text{mm}$$

$$Y_{v2cl} = Y_{v2cu} - T_c = 805.0\text{mm}$$

$$Y_{v2su} = Y_{v2cu} - H_2 + T_u = 821.0\text{mm}$$

$$Y_{v2sl} = Y_{v2su} - (H + T_u + T_l) = -1511.0\text{mm}$$

$$I_{v2} = I_s + I_c/n2 + A_s \cdot d_{s2}^2 + A_c/n2 \cdot d_{c2}^2 = 249776405180.8\text{mm}^4$$

$$P_2 = E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_c/n2 = 3511266\text{N}$$

$$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} = 3265448949\text{N} \cdot \text{mm}$$

$$E_{c2} = E_s \cdot /n_2 = 8542\text{MPa}$$

$$f_{vcu2} = 1/n_2 \cdot (P_2/Av_2+k \cdot Mv_2 \cdot Yv_{2cu}/Iv_2)-E_{c2} \cdot \epsilon_s = -1.745\text{MPa}$$

$$f_{vcl2} = 1/n_2 \cdot (P_2/Av_2+k \cdot Mv_2 \cdot Yv_{2cl}/Iv_2)-E_{c2} \cdot \epsilon_s = -1.730\text{MPa}$$

$$f_{vsu2} = P_2/Av_2+k \cdot Mv_2 \cdot Yv_{2su}/Iv_2 = 13.797\text{MPa}$$

$$f_{vsl2} = P_2/Av_2+k \cdot Mv_2 \cdot Yv_{2sl}/Iv_2 = 17.150\text{MPa}$$

(6) 온도차

$$\epsilon_t = \alpha \cdot t = 0.000012 \times 10 = 0.00012$$

$$P_1 = E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_c/n = 4681688\text{N}$$

$$M_{vt} = P_1 \cdot d_{vc} = 2825047340\text{N} \cdot \text{mm}$$

$$f_{cut} = 1/n \cdot (P_1/Av+k \cdot M_{vt} \cdot Y_{vcu}/Iv)-E_c \cdot \epsilon_t = -1.805\text{MPa}$$

$$f_{clt} = 1/n \cdot (P_1/Av+K \cdot M_{vt} \cdot Y_{vcl}/Iv)-E_c \cdot \epsilon_t = -1.775\text{MPa}$$

$$f_{sut} = P_1/Av+K \cdot M_{vt} \cdot Y_{vsu}/Iv = 12.480\text{MPa}$$

$$f_{slt} = P_1/Av+K \cdot M_{vt} \cdot Y_{vsl}/Iv = 14.733\text{MPa}$$

나) 응력조합 및 검토

(1) 적용 하중조합

【표 5.9】 적용 하중조합

구분	하중조합 정의
LCB 1	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중
LCB 2	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프
LCB 3	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축
LCB 4	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차
LCB 5	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

(2) 허용응력

【표 5.10】 사용재료의 허용응력

구분	허용압축응력	허용인장응력	비고
강재(거더)	190.000 MPa	190.000 MPa	SWS 490
콘크리트(바닥판)	10.800 MPa	1.890 MPa	fck = 27.0 MPa

(3) 응력 검토

시공단계별 하중조건에 대한 응력을 조합한 결과, 최대 정모멘트부(제2지간 중앙부)에서의 휨응력은 허용응력 범위내에서 발생하는 것으로 검토되었다.

【표 5.11】 정모멘트부(제2지간 중앙부) 응력 검토 결과 (MPa)

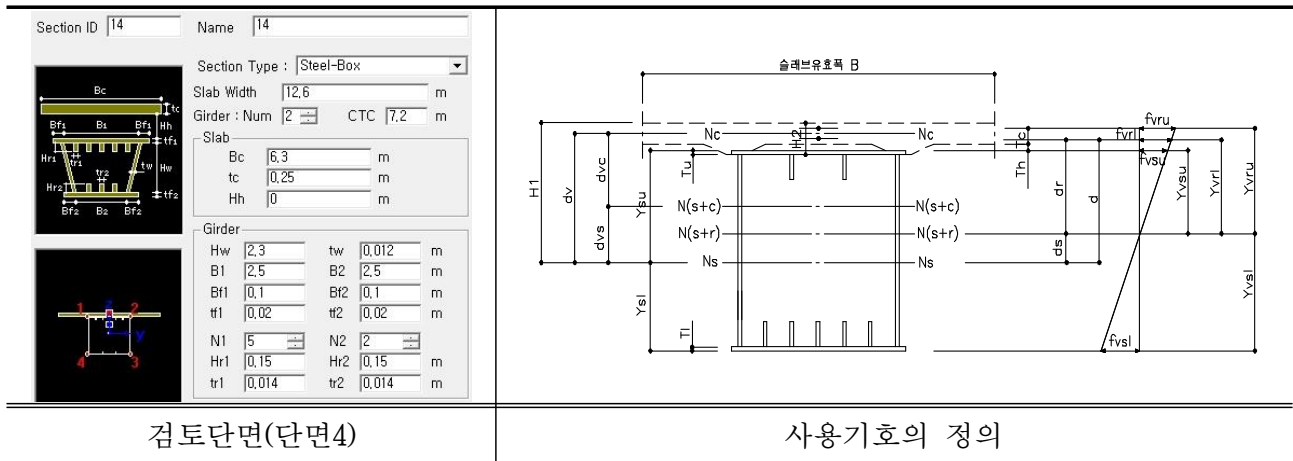
하중조합	콘크리트 바닥판			강재 거더					
	상 연			상 연			하 연		
	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)
LCB 1	1.912	10.800	OK (5.649)	66.715	190.000	OK (2.848)	-94.926	190.000	OK (2.002)
LCB 2	1.400	10.800	OK (7.714)	69.840	218.500	OK (3.129)	-91.121	190.000	OK (2.085)
LCB 3	-0.345	1.890	OK (5.478)	83.636	218.500	OK (2.613)	-73.971	190.000	OK (2.569)
LCB 4	-2.150	2.174	OK (1.011)	96.116	247.000	OK (2.570)	-59.238	218.500	OK (3.689)
LCB 5	1.460	12.420	OK (8.507)	71.157	247.000	OK (3.471)	-88.704	218.500	OK (2.463)

여기서, 1. 부호규약은 압축을 정(+), 인장을 부(-)로 하였음

2) 최대 부모멘트부

① 제2내부 지점부

최대 부모멘트가 작용하는 제2내부 지점부 거더2(G2) 단면4에 대한 응력검토 세부과정은 다음과 같으며 바닥판의 합성작용은 바닥판에서 콘크리트 단면은 무시하고 바닥판 내의 교축방향 철근만을 주거더 단면의 일부로 취급하였다.



【표 5.12】 응력 산정시 입력자료

구 분	단위	입력자료
Es : 강의 탄성계수	MPa	205000
Ec : 콘크리트 탄성계수	MPa	27804
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축률		0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
ϕ_1 : 크리프에 의한 응력계산에 사용된 크리프계수		2
ϕ_2 : 건조수축에 의한 응력계산에 사용된 크리프계수		4
n : 강재와 콘크리트의 탄성계수비		8
n_1 : 크리프에 의한 응력의 계산에 사용된 탄성계수비		16
n_2 : 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용된 탄성계수비		24
t : 강재와 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-10395.410
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-2230.810
Mv : 활하중에 의한 모멘트	kN·m	-3801.380
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1621.340
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	416.910
Sv : 활하중에 의한 전단력	kN	694.680
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-794.800
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	0.000
Mvt : 활하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-579.110
tou, tcl : 교축방향 철근의 피복두께(상부, 하부)	mm	60, 40
k : 부정정력 산정을 위한 영향계수	kN·m	-0.140

가) 응력 산정

(1)합성 전

$$I_s' = A_s \cdot Y^2 + \sum I_s = 148386269000 + 28432116333 = 176818385333 \text{mm}^4$$

$$\delta s = \sum (A \cdot Y) / A_s = -9030000 / 177640 = -50.833 \text{mm}$$

$$I_s = I_s' - A_s \cdot \delta s^2 = 176818385333 - 177640 \times (-50.833)^2 = 176359362028 \text{mm}^4$$

$$Y_{su} = H/2 + T_u - \delta s = 2300.0/2 + 20.0 - 50.833 = 1220.833 \text{mm}$$

$$Y_{sl} = Y_{su} - (H + T_u + T_l) = 1220.833 - 2340.000 = -1119.167 \text{mm}$$

$$F = b \cdot h = ((UL_2 + UR_2 + B_2)/2 + T_w) \cdot (H + T_u/2 + T_l/2) = 5832480.0 \text{mm}^2$$

$$f_{su} = M_s \cdot Y_{su} / I_s = -71.961 \text{MPa}$$

$$f_{sl} = M_s \cdot Y_{sl} / I_s = 65.969 \text{MPa}$$

$$\nu = S_s / (A(\text{Web}) + M_s / (2 \cdot F \cdot T_w)) = 30.043 \text{MPa}$$

(2)합성 후

$$A_v = A_s + A_r = 188166 \text{mm}^2$$

$$d = Y_{su} - T_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \cdot A_{ru} / A_r = 1314.418 \text{mm}$$

$$d_r = d \cdot A_s / (A_s + A_r) = 1240.891 \text{mm}$$

$$d_s = d - d_r = 73.527 \text{mm}$$

$$Y_{vru} = d_r + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \cdot A_{rl} / A_r = 1317.306 \text{mm}$$

$$Y_{vrl} = d_r - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \cdot A_{ru} / A_r = 1167.306 \text{mm}$$

$$Y_{vsu} = Y_{vrl} - t_{cl} - T_h + T_u = 1147.306 \text{mm}$$

$$Y_{vsl} = Y_{vsu} - (H + T_u + T_l) = -1192.694 \text{mm}$$

$$I_{rv} = I_s + A_s \cdot d_s^2 + A_r \cdot d_r^2 = 193527461328 \text{mm}^4$$

$$F_v = b \cdot h_v = ((UL_2 + UR_2 + B_2)/2 + T_w) \cdot (H + (T_u + T_c/n)/2 + T_l/2) = 5871761.3 \text{mm}^2$$

$$f_{vru} = M_{sc} \cdot Y_{vru} / I_{rv} = -15.185 \text{MPa}$$

$$f_{vrl} = M_{sc} \cdot Y_{vrl} / I_{rv} = -13.456 \text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_{sc} \cdot Y_{vsu} / I_{rv} = -13.225 \text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_{sc} \cdot Y_{vsl} / I_{rv} = 13.748 \text{MPa}$$

$$\nu = S_{sc} / (A(\text{Web}) + M_{sc} / (2 \cdot F_v \cdot T_w)) = 6.474 \text{MPa}$$

(3)활하중

$$f_{vru} = M_v \cdot Y_{vru} / I_{rv} = -25.875 \text{MPa}$$

$$f_{vrl} = M_v \cdot Y_{vrl} / I_{rv} = -22.929 \text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_v \cdot Y_{vsu} / I_{rv} = -22.536 \text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_v \cdot Y_{vsl} / I_{rv} = 23.428 \text{MPa}$$

$$\nu = S_v / (A(\text{Web}) + M_v / (2 \cdot F_v \cdot T_w)) = 14.309 \text{MPa}$$

(4)크리이프

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= A_s + A_c/n = 334171.250\text{mm}^2 \\
 d_v &= Y_{su} - T_u + T_h + T_c/2 = 1325.833\text{mm} \\
 d_{vc} &= d_v \cdot A_s/(A_c/n + A_s) = 704.791\text{mm} \\
 d_{vs} &= d_v - d_{vc} = 621.042\text{mm} \\
 n_1 &= n \cdot (1 + \phi 1/2) = 8 \times (1 + 2.0/2) = 16 \\
 A_{v1} &= A_s + A_c/n_1 = 255905.625\text{mm}^2 \\
 d_{c1} &= d_v \cdot A_s/(A_c/n_1 + A_s) = 920.343\text{mm} \\
 d_{s1} &= d_v - d_{c1} = 405.490\text{mm} \\
 I_{cv} &= I_s + I_c/n + A_s \cdot d_{vs}^2 + A_c/n \cdot d_{vc}^2 = 323443018240.9\text{mm}^4 \\
 N_c &= M_{sc} \cdot d_{vc} \cdot A_c/(n \cdot I_{cv}) = -760898\text{N} \\
 P_\phi &= N_c \cdot 2 \cdot \phi 1/(2 + \phi 1) = -760898\text{N} \\
 M_\phi &= P_\phi \cdot d_{c1} = -700287240\text{N} \cdot \text{mm} \\
 E_{c1} &= E_c/(1 + \phi 1/2) = 13902\text{MPa} \\
 f_{vru1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vru}/I_{rv} = -3.376\text{MPa} \\
 f_{vrl1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vrl}/I_{rv} = -3.452\text{MPa} \\
 f_{vsu1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vsu}/I_{rv} = -3.463\text{MPa} \\
 f_{vsl1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vsl}/I_{rv} = -4.648\text{MPa}
 \end{aligned}$$

(5)건조수축

$$\begin{aligned}
 n_2 &= n \cdot (1 + \phi 2/2) = 8 \times (1 + 4.0/2) = 24 \\
 A_{v2} &= A_s + A_c/n_2 = 229817.083\text{mm}^2 \\
 d_{c2} &= d_v \cdot A_s/(A_c/n_2 + A_s) = 1024.819\text{mm} \\
 d_{s2} &= d_v - d_{c2} = 301.014\text{mm} \\
 P_2 &= E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_c/n_2 = 2888002\text{N} \\
 M_{v2} &= P_2 \cdot d_{c2} = 2959679960\text{N} \cdot \text{mm} \\
 f_{vru2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vru}/I_{rv} = 12.528\text{MPa} \\
 f_{vrl2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vrl}/I_{rv} = 12.849\text{MPa} \\
 f_{vsu2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vsu}/I_{rv} = 12.892\text{MPa} \\
 f_{vsl2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vsl}/I_{rv} = 17.902\text{MPa}
 \end{aligned}$$

(6)온도차

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \alpha \cdot t = 0.000012 \times 10 = 0.00012 \\
 P_1 &= E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_c/n = 3850669\text{N} \\
 M_{vt} &= P_1 \cdot d_{vc} = 2713917953\text{N} \cdot \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$E_{rt} = E_s \cdot \epsilon_t = 24.600\text{MPa}$$

$$f_{rut} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vru} / l_{rv} - E_s \cdot \epsilon_t = -6.722\text{MPa}$$

$$f_{rlt} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vrl} / l_{rv} - E_s \cdot \epsilon_t = -6.428\text{MPa}$$

$$f_{sut} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vsu} / l_{rv} = 18.212\text{MPa}$$

$$f_{slt} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vsl} / l_{rv} = 22.806\text{MPa}$$

나) 응력조합 및 검토

(1) 허용응력

【표 5.13】 사용재료의 허용응력

구 분	허용압축응력	허용인장응력	비 고
강재(거더)	190.000 MPa ¹⁾	190.000 MPa	SWS 490
철근(바닥판)	-	160.000 MPa	SD40

주 : 1) 압축플랜지가 콘크리트 바닥판에 직접 고정되어 횡좌굴이 어려운 경우 이외의 허용휨압축응력과 압축응력을 받는 자유돌출판의 국부좌굴에 대한 허용응력 중 작은 값을 사용한다.

- 바닥판에 직접 고정되어 횡좌굴이 어려운 경우 이외의 허용휨압축응력 ($t=28\text{mm} < 40\text{mm}$)
 $A_w/A_c = 89455.8/46000.0 = 0.5142 \leq 2.0$ 이고, $l/b = 5.000/2.200 = 2.272 < 4.0$ 이므로 190 MPa
 여기서, A_w : 복부판의 총단면적 A_c : 압축플랜지의 총단면적 b : 압축플랜지 폭
 l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (여기서는 가로보간 간격)

- 압축응력을 받는 양연지지판의 국부좌굴에 대한 허용응력

$t = 28\text{mm}$ 의 SWS490에 대해 자유돌출판의 국부좌굴에 대한 허용응력은 다음과 같다.

$$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 0.650 \times (0.0/6)^2 + 0.130 \times (0.0/6) + 1.0 = 1.000$$

$$\therefore \phi = (f_1 - f_2)/f_1 \approx 0$$

여기서, n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

i : 응력구배계수

ϕ : 응력구배

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

$$b/(24 \cdot i \cdot n) = 2000/(24 \times 1.000 \times 6) = 13.889\text{mm} \text{ 이므로 } t_l = 28.0\text{mm} > b/(24 \cdot i \cdot n) \text{ 인 경우, } f_{ca} = 190.000\text{ MPa}$$

(2) 응력 검토

시공단계별 하중조건에 대한 발생응력을 조합한 결과, 최대 부모멘트부(제2내부 지점부)는 휨응력에 대해서 소정의 안전율을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

【표 5.14】 부모멘트부(제2 내부 지점부) 응력 검토 결과 (MPa)

하중조합	철근			강재 거더					
	상 연			상 연			하 연		
	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)
LCB 1	-41.060	160.000	OK (3.897)	-107.723	190.000	OK (1.764)	103.145	190.000	OK (1.842)
LCB 2	-44.436	160.000	OK (3.601)	-111.185	190.000	OK (1.709)	98.497	190.000	OK (1.929)
LCB 3	-31.909	160.000	OK (5.014)	-98.293	190.000	OK (1.933)	116.398	190.000	OK (1.632)
LCB 4	-38.631	184.000	OK (4.763)	-80.082	218.500	OK (2.728)	139.204	218.500	OK (1.570)
LCB 5	-25.187	184.000	OK (7.305)	-116.505	218.500	OK (1.875)	93.593	218.500	OK (2.335)

【표 5.15】 조합응력 검토결과

구 분		f_b	f_a	v_b	v_a	$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 \leq 1.2$	검토결과
제2지간 중앙 (정모멘트)	상연	96.116	247.000	10.674	110.000	0.161	OK
	하연	-94.926	190.000	10.674	110.000	0.259	OK
제2지점부 (부모멘트)	상연	-111.185	190.000	50.826	110.000	0.556	OK
	하연	139.204	218.500	50.826	110.000	0.619	OK

5.2.8 바닥판 안전성 검토

콘크리트 비파괴조사 결과 콘크리트 강도가 설계기준강도보다 크게 측정되어 바닥판에 대한 안전성평가는 안전측으로 계산을 수행하기 위해 설계기준강도를 적용하여 강도설계법에 의해 수행하였다.

가. 캔틸레버부

- 콘크리트의 강도 $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근의 항복강도 $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 유효높이 $d = 240 \text{ mm}$
- 철근량 $A_s = 6 \times 286.5 = 1719.0 \text{ mm}^2$ (H19, CTC 149.300mm)
- 고정하중에 대한 휨모멘트

【표 5.16】 고정하중에 대한 휨모멘트

구 분	W_d (kN/m)	거리 (m)	휨모멘트 (kN·m/m)
방 호 벽	7.700	0.997	7.676
아스콘포장	1.553	0.375	0.582
바 닥 판	8.281	0.581	4.813
합 계			13.071

- 활하중에 대한 휨모멘트

$$\text{운하중 분포폭 } E = 0.8X + 1.14 = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{휨모멘트 } M_{(1+i)} = P_{(1+i)} \times X/E = 96 \times (1+0.3) \times 0.450/1.3 = 37.440 \text{ kN·m}$$

- 설계휨강도

$$a = \frac{f_y \times A_s}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{400 \times 1719.0}{0.85 \times 27 \times 1000} = 29.961 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times f_y \times A_s \times (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 400 \times 1719.0 \times (240 - \frac{29.961}{2}) = 131.515 \text{ kN·m}$$

- 계수모멘트 $M_u = 1.3 \times 13.071 + 2.15 \times 37.440 = 97.489 \text{ kN·m}$

- 안전성 평가 $\phi M_n > M_u$ ----- O.K

- 내하율 $RF = \frac{131.515 - 1.3 \times 13.071}{2.15 \times 37.440} = 1.422$

- 기본내하력 DB-24 이상

나. 단면 중앙부

- 콘크리트의 강도 $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근의 항복강도 $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 유효높이 $d = 210 \text{ mm}$
- 철근량 $A_s = 6 \times 286.5 = 1719.0 \text{ mm}^2$ (H19, CTC 149.300mm)
- 고정하중에 대한 휨모멘트

$$\text{바닥판} \quad 0.25\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 6.250 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{아스콘포장} \quad 0.09\text{m} \times 23\text{kN/m}^3 = 2.070 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{합계} \quad W_d = 8.320 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = (W_d \times L^2)/10 = (8.320 \times 2.275^2)/10 = 4.306 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 활하중에 대한 휨모멘트

$$M_l = 0.8 \times \frac{L+0.6}{9.6} \cdot P_{24(1+i)} = 0.8 \times \frac{2.275+0.6}{9.6} \times 96 \times 1.3 = 29.900 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 설계휨강도

$$a = \frac{f_y \times A_s}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{400 \times 1719}{0.85 \times 27 \times 1000} = 29.961 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times f_y \times A_s \times (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 400 \times 1719 \times (210 - \frac{29.961}{2}) = 108.136 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 계수모멘트 $M_u = 1.3 \times 4.306 + 2.15 \times 29.900 = 69.883 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- 안전성 평가 : $\phi M_n > M_u$ ----- O.K

- 내하율 $RF = \frac{108.136 - 1.3 \times 4.306}{2.15 \times 29.900} = 1.595$

- 기본내하력 DB-24 이상

3.2.9 바닥판 균열 검토

가. 캔틸레버부

- 철근량 $A_s = 6 \times 286.5 = 1719.0 \text{ mm}^2$ (H19, CTC 149.300 mm)
- 피복두께 $d_c = 60 \text{ mm}$
- 유효깊이 $d = 240 \text{ mm}$
- 사용철근비(ρ_{use}) $= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1719.0}{1000 \times 240} = 0.007163$
- 사용하중(M_s) $= 13.071 + 37.440 = 50.511 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 탄성계수비(n) $= 8$
- 중립축비(k) $= -np + \sqrt{2np + (np)^2}$
 $= -8 \times 0.007163 + \sqrt{2 \times 8 \times 0.007163 + (8 \times 0.007163)^2} = 0.286$
- 모멘트거리비(j) $= 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.286}{3} = 0.905$
- 철근 응력(f_s) $= \frac{M_s}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{50.511}{1719.000 \times 0.905 \times 240} \times 10^6$
 $= 135.338 \text{ MPa} < 0.6f_y = 240 \text{ MPa} \therefore \text{OK}$
- 휨철근 최소 중심 간격 $= \text{MIN} \left[375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5c_c, 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \right] = 455.672 \text{ mm}$
- 철근과 콘크리트
표면 사이의
최소두께(C_c) $= d_c - \frac{\text{주철근직경}}{2} = 60 - \frac{19}{2} = 50.5 \text{ mm}$
- 사용성검토
(균열검토) $= 149.300 \text{ mm} (\text{최외단철근 평균배근간격}) \leq 455.672 \text{ mm}$
 $\therefore \text{OK}$

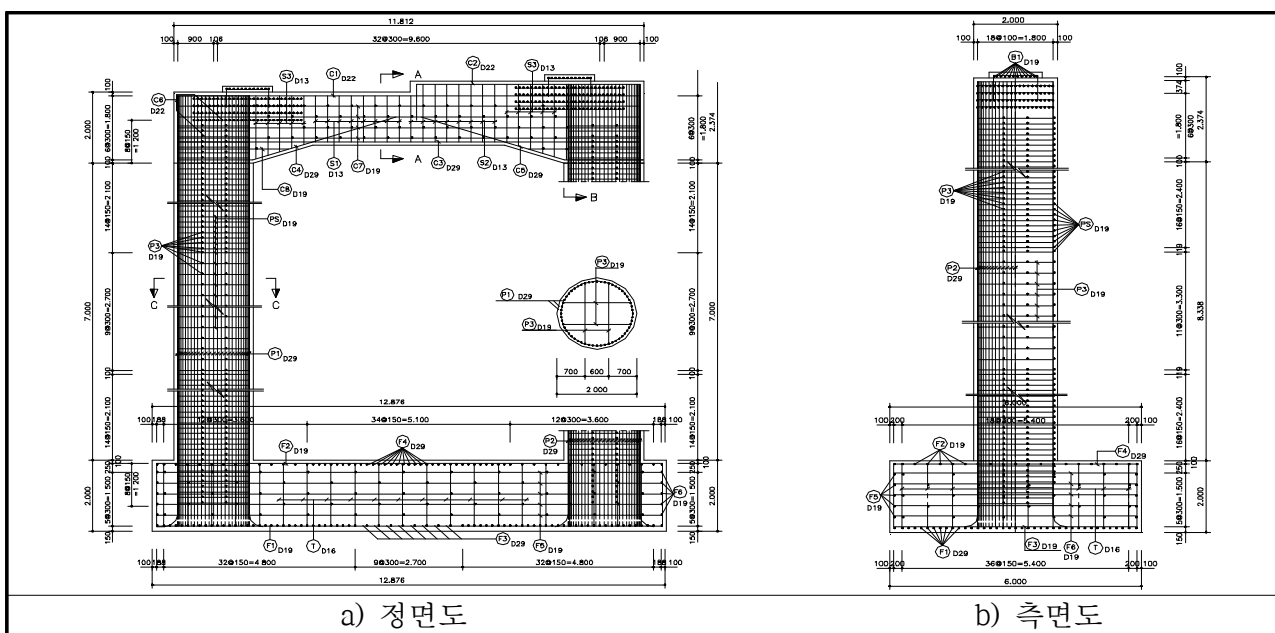
나. 단면 중앙부

- 철근량 $A_s = 6 \times 286.5 = 1719.0 \text{ mm}^2$ (H19, CTC 149.300 mm)
- 피복두께 $d_c = 40 \text{ mm}$
- 유효깊이 $d = 210 \text{ mm}$
- 사용철근비(ρ_{use}) $= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1719}{1000 \times 210} = 0.008186$
- 사용하중(M_s) $= 4.306 + 29.990 = 34.206 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- 탄성계수비(n) $= 8$
- 중립축비(k) $= -np + \sqrt{2np + (np)^2}$
 $= -8 \times 0.008186 + \sqrt{2 \times 8 \times 0.008186 + (8 \times 0.008186)^2} = 0.302$
- 모멘트거리비(j) $= 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.302}{3} = 0.899$
- 철근 응력(f_s) $= \frac{M_s}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{34.206}{1719.000 \times 0.899 \times 210} \times 10^6$
 $= 105.374 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_y = 240 \text{ MPa} \therefore \text{OK}$
- 휨철근 최소 중심 간격 $= \text{MIN} \left[375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5c_c, 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \right] = 597.871 \text{ mm}$
- 철근과 콘크리트
표면 사이의
최소두께(C_c) $= d_c - \frac{\text{주철근직경}}{2} = 40 - \frac{19}{2} = 30.5 \text{ mm}$
- 사용성검토
(균열검토) $= 149.300 \text{ mm} (\text{최외단철근 평균배근간격}) \leq 597.871 \text{ mm}$
 $\therefore \text{OK}$

5.2.10 하부구조 검토

본 절에서는 고정단 교각을 제외한 가동단 교각중 예비 구조해석을 수행하여 가장 불리한 단면력 발생이 예상되는 교각2(P2)에 대해서 안전성검토를 실시하였다. 안전성검토시 고려된 하중은 고정하중, 설계활하중(DB-24, DL-24)과 풍하중이며 교각2(P2)의 실측 단면 제원은 【그림 5.5】와 같다.



【그림 5.5】 해석단면

가. 검토조건

- 단면형상 : 원형
- 콘크리트 설계기준강도 : 24.0 MPa
- 철근 설계기준항복강도 : 300.0 MPa
- 철근 탄성계수 : 200000.0 MPa
- 콘크리트 탄성계수 : 26986.0 MPa
- 사용 철근량 : 35974.4 mm²

나. 하중조합

【표 5.17】극한강도 검토시 하중조합

조합경우	하 중 조 합						비 고
	고정하중(D)	L1	L2	W1	W2	G	
LCBF1	1.30	2.15	-	-	-	-	
LCBF2	1.30		2.15	-	-	-	
LCBF3	1.30	-	-	1.30	-	-	
LCBF4	1.30	-	-	-	1.30	-	
LCBF5	1.30	1.30	-	0.65	-	-	
LCBF6	1.30	-	1.30	-	0.65	-	
LCBF7	1.30	-	1.30	0.65	-	-	
LCBF8	1.30	1.30	-	-	0.65	-	
LCBF9	1.30	1.30		-	-	1.30	
LCBF10	1.30	-	1.30	-	-	1.30	
LCBF11	1.25	-	-	1.25	-	1.25	
LCBF12	1.25	-	-	-	1.25	1.25	

다. 부재력 요약

【표 5.18】부재력 요약 (기둥 1)

구 분		Pu(kN)	모 멘 트(kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			Top		Bottom			
			Sway	Nonsway	Sway	Nonsway		
LCBF1	y축	9284.197	0.000	4517.174	0.000	-1956.583	-497.981	0.602
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
LCBF12	y축	7921.515	1865.662	3402.156	-2415.407	-1452.452	-702.744	-3.562
	z축		30.878	0.000	-4383.698	0.000	-363.958	-11.537
LCBF2	y축	8849.118	0.000	4515.282	0.000	-1975.659	-499.303	0.549
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

【표 5.19】부재력 요약 (기둥 2)

구 분		Pu(kN)	모멘트(kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			Top		Bottom			
			Sway	Nonsway	Sway	Nonsway		
LCBF2	y축	10424.34	0.000	-4563.060	0.000	1927.881	499.303	-0.739
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LCBF12	y축	6801.685	2155.569	-3386.872	-2526.650	1467.736	13.261	-4.446
	z축		30.878	0.000	-4383.698	0.000	-363.958	-11.537
LCBF1	y축	9942.004	0.000	-4537.126	0.000	1936.632	497.981	-0.682
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

라. 확대모멘트 산정

1) 횡구속여부 결정

검토교각은 철근콘크리트 문형 교각으로서 기둥의 거동은 교각 상단의 연결상태를 고려할 때 교축방향에 대해서 수평하중의 변형에 대한 구속력이 없는 것으로 판단되므로 횡방향 상대변위가 방지되지 않은 부재로 취급하여 검토하였으며, 수평이동에 대한 가능성을 고려하여 유효좌굴계수는 k=2를 적용하였다. 교축직각방향에 대해서는 횡방향 상대변위가 방지된 부재로 취급하여 검토하였으며 유효좌굴계수는 k=1.2를 적용하였다.

2) 임계하중 산정

【표 5.20】임계하중 산정 결과(기둥 1)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	β _d	EI(kN · m ²)	P _c (kN)	k	β _d	EI(kN · m ²)	P _c (kN)
LCBF1	1.200	0.600	5298652.951	214889.91	2.000	0.600	5298652.951	77360.368
LCBF12	1.200	0.600	5298652.951	214889.91	2.000	0.600	5298652.951	77360.368
LCBF2	1.200	0.600	5298652.951	214889.91	2.000	0.600	5298652.951	77360.368

β_d : 고정하중에 의한 전체축력/전체 계수축력
최대 계수 지속전단력/최대전단력

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$$

EI : 휨강성

E_c : 26985.82 MPa

k : 유효좌굴길이계수

I : 단면2차모멘트

$$y\text{축} = 0.785398 \text{ m}^4 \quad z\text{축} = 0.785398 \text{ m}^4$$

l_u : 비지지길이

$$y\text{축} = 13.000\text{m} \quad z\text{축} = 13.000 \text{ m}$$

【표 5.21】임계하중 산정 결과(기둥 2)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	β_d	EI(kN · m ²)	P _c (kN)	k	β_d	EI(kN · m ²)	P _c (kN)
LCBF2	1.200	0.600	5298652.951	214889.91	2.000	0.600	5298652.951	77360.368
LCBF12	1.200	0.600	5298652.951	214889.91	2.000	0.600	5298652.951	77360.368
LCBF1	1.200	0.600	5298652.951	214889.91	2.000	0.600	5298652.951	77360.368

β_d : 고정하중에 의한 전체축력/전체 계수축력
최대 계수 지속전단력/최대전단력

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$$

EI : 휨강성

E_c : 26985.82 MPa

k : 유효좌굴길이계수

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

I : 단면2차모멘트

$$y_{\text{축}} = 0.785398 \text{ m}^4 \quad z_{\text{축}} = 0.785398 \text{ m}^4$$

l_u : 비지지길이

$$y_{\text{축}} = 13.000 \text{ m} \quad z_{\text{축}} = 13.000 \text{ m}$$

3) 횡구속 골조인 경우의 확대모멘트 계산

① 세장비 검토

【표 5.22】세장비 검토 결과 (기둥 1)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	(k · l _u)/r	한계세장비	판단	k	(k · l _u)/r	한계세장비	판단
LCBF1	1.200	31.200	39.198	단주	-	-	-	비횡구속
LCBF12	1.200	31.200	40.000	단주	-	-	-	비횡구속
LCBF2	1.200	31.200	39.251	단주	-	-	-	비횡구속

M₁, M₂ : 기둥의 양끝단 모멘트

M₁/M₂의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5$$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

$r = \sqrt{I/A}$: 회전반경

$$-y_{\text{축}} = 0.500 \text{ m}$$

$$-z_{\text{축}} = 0.500 \text{ m}$$

【표 5.23】세장비 검토 결과 (기둥 2)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF2	1.200	31.200	39.070	단주	-	-	-	비횡구속
LCBF12	1.200	31.200	23.680	장주	-	-	-	비횡구속
LCBF1	1.200	31.200	39.122	단주	-	-	-	비횡구속

M_1, M_2 : 기둥의 양끝단 모멘트

M_1 / M_2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$M_1 / M_2 \geq -0.5$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad r = \sqrt{I/A} : \text{회전반경}$$

- y축 = 0.500 m

- z축 = 0.500 m

② 확대모멘트 산정

【표 5.24】확대모멘트 산정 결과 (기둥 1)

구 분		C_m	$P_u(\text{kN})$	$P_c(\text{kN})$	δ_{ns}	$M_u (\text{kN} \cdot \text{m})$		$\delta_{ns} \cdot M^2 (\text{kN} \cdot \text{m})$
						M_u	$M_{2\min}$	
y축	LCBF1	0.427	9284.197	214889.910	1.000	4517.174	696.315	4517.174
	LCBF12	0.400	7921.515	214889.910	1.000	5267.818	594.114	5267.818
	LCBF2	0.425	8849.118	214889.910	1.000	4515.282	663.684	4515.282

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

기둥 양단 사이에 횡하중이 있는 경우, $C_m = 1.0$

$M_{2\min} = P_u \cdot e_{\min}$ 이상이어야 함

$e_{\min} = 15 + 0.03 \cdot h (\text{mm})$

- y축 = 75.00 mm

- z축 = 75.00 mm

【표 5.25】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 2)

구 분		C_m	$P_u(kN)$	$P_c(kN)$	δ_{ns}	$M_u (kN \cdot m)$		$\delta_{ns} \cdot M^2$ ($kN \cdot m$)
						M_u	M_{2min}	
y축	LCBF2	0.431	10424.342	214889.910	1.000	-4563.060	781.826	-4563.060
	LCBF12	0.944	6801.685	214889.910	1.000	-1231.303	510.126	-1231.303
	LCBF1	0.429	9942.004	214889.910	1.000	-4537.126	745.650	-4537.126

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

기둥 양단 사이에 횡하중이 있는 경우, $C_m = 1.0$

$M_{2min} = P_u \cdot e_{min}$ 이상이어야 함

$e_{min} = 15 + 0.03 \cdot h$ (mm)

- y축 = 75.00 mm

- z축 = 75.00 mm

4) 비횡구속 골조인 경우의 확대모멘트 계산

① 세장비 검토

【표 5.26】 세장비 검토 결과 (기둥 1)

구 분	교축직각방향(y축)				교축방향(z축)			
	k	$(k \cdot l_u)/r$	한계세장비	판단	k	$(k \cdot l_u)/r$	한계세장비	판단
LCBF1	-	-	-	횡구속	2.000	52.000	22.000	장주
LCBF12	-	-	-	횡구속	2.000	52.000	22.000	장주
LCBF2	-	-	-	횡구속	2.000	52.000	22.000	장주

M_1, M_2 : 기둥의 양끝단 모멘트

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$M_1/M_2 \geq -0.5$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad r = \sqrt{I/A} : \text{회전반경}$$

- y축 = 0.500 m

- z축 = 0.500 m

【표 5.27】세장비 검토 결과 (기둥 2)

구 분	교축직각방향(y축)				교축방향(z축)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF2	-	-	-	횡구속	2.000	52.000	22.000	장주
LCBF12	-	-	-	횡구속	2.000	52.000	22.000	장주
LCBF1	-	-	-	횡구속	2.000	52.000	22.000	장주

M_1, M_2 : 기둥의 양끝단 모멘트

M_1 / M_2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$M_1 / M_2 \geq -0.5$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad r = \sqrt{I/A} : \text{회전반경}$$

- y축 = 0.500 m

- z축 = 0.500 m

② 확대모멘트계수 산정

【표 5.28】확대모멘트계수 산정 결과 (기둥 1)

구 분	교축직각방향(y축)			교축방향(z축)		
	$\Sigma P_u(\text{kN})$	$\Sigma P_c(\text{kN})$	δ_s	$\Sigma P_u(\text{kN})$	$\Sigma P_c(\text{kN})$	δ_s
LCBF1	-	-	횡구속	0	0	1.000
LCBF12	-	-	횡구속	0	0	1.000
LCBF2	-	-	횡구속	0	0	1.000

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q}$$

여기서, $Q < 0.6$, $\delta_s < 2.5$

$\delta_s > 1.5$ 이면

$$Q_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c}} \geq 1.0$$

ΣP_u : 해당층의 모든 수직하중의 합

ΣP_c : 해당층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

β_d = 최대 장기지속 계수축력 / 전체계수축력

【표 5.29】 확대모멘트계수 산정 결과 (기둥 2)

구 분	교축직각방향(y축)			교축방향(z축)		
	$\Sigma P_u(kN)$	$\Sigma P_c(kN)$	δ_s	$\Sigma P_u(kN)$	$\Sigma P_c(kN)$	δ_s
LCBF2	-	-	횡구속	0	0	1.000
LCBF12	-	-	횡구속	0	0	1.000
LCBF1	-	-	횡구속	0	0	1.000

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q}$$

 여기서, $Q < 0.6$, $\delta_s < 2.5$
 $\delta_s > 1.5$ 이면

$$Q_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c}} \geq 1.0$$

 ΣP_u : 해당층의 모든 수직하중의 합

 ΣP_c : 해당층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

 β_d = 최대 장기지속 계수축력 / 전체계수축력

③ 확대모멘트 산정

【표 5.30】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 1)

구 분		δ_s	$M_2(kN \cdot m)$	검토	C_m	$P_u(kN)$	δ_{ns}	$M_c(kN \cdot m)$
z축	LCBF1	1.000	0	이하	-	-	-	0
	LCBF12	1.000	-4383.7	이하	-	-	-	-4383.698
	LCBF2	1.000	0	이하	-	-	-	0

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s}$$

 만일 $\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{P_u/(f_{ck} \cdot A_g)}}$ 이면, 추가로 확대를 해주어야 한다.

$$\text{이때 } \delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - P/(0.75P)} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

【표 5.31】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 2)

구 분		δ_s	$M_2(\text{kN} \cdot \text{m})$	검토	C_m	$P_u(\text{kN})$	δ_{ns}	$M_c(\text{kN} \cdot \text{m})$
z축	LCBF2	1.000	0	이하	-	-	-	0
	LCBF12	1.000	-4383.698	이하	-	-	-	-4383.698
	LCBF1	1.000	0	이하	-	-	-	0

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s}$$

만일 $\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{P_u/(f_{ck} \cdot A_g)}}$ 이면, 추가로 확대를 해주어야 한다.

$$\text{이때 } \delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - P/(0.75P)} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

마. 확대모멘트 산정 결과

【표 5.32】 단면력 산출결과 요약 (기둥 1)

구 분	P_u (kN)	M_{cy} (kN · m)	M_{cz} (kN · m)	M_c (kN · m)	비 고
LCBF1	9284.20 kN	4517.17 kN · m	0.00 kN · m	4517.17 kN · m	$P_{u,max}$
LCBF12	7921.52 kN	5267.82 kN · m	-4383.70 kN · m	6853.23 kN · m	$M_{z,max}$
LCBF2	8849.12 kN	4515.28 kN · m	0.00 kN · m	4515.28 kN · m	$M_{y,max}$

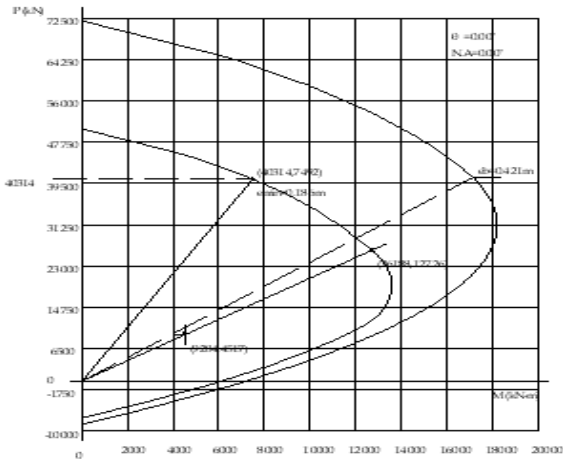
【표 5.33】 단면력 산출결과 요약 (기둥 2)

구 분	P_u (kN)	M_{cy} (kN · m)	M_{cz} (kN · m)	M_c (kN · m)	비 고
LCBF2	10424.34 kN	-4563.06 kN · m	0.00 kN · m	4563.06 kN · m	$P_{u,max}$
LCBF12	6801.69 kN	-1231.30 kN · m	-4383.70 kN · m	4553.34 kN · m	$M_{z,max}$
LCBF1	9942.00 kN	-4537.13 kN · m	0.00 kN · m	4537.13 kN · m	$M_{y,max}$

바. P-M 상관도

【표 5.34】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성 평가 결과 요약 (기둥 1)

■ 하중조합 : LCBF2



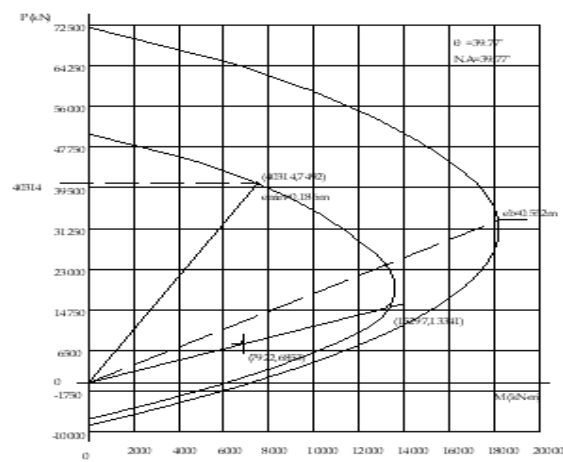
■ 평형편심 상태

$$\begin{aligned} e_b &= 0.421 \text{ m} \\ \phi P_b &= 29022.302 \text{ kN} \\ \phi M_b &= 12221.009 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 작용편심에서의 설계강도

$$\begin{aligned} e &= 0.486 \text{ m} \\ \phi P_n &= 26188.278 \text{ kN} \geq P_u = 9284.197 \text{ kN} \\ &\therefore \text{OK} \\ \phi M_n &= 12725.888 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 4517.174 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &\therefore \text{OK} \end{aligned}$$

■ 하중조합 : LCBF12



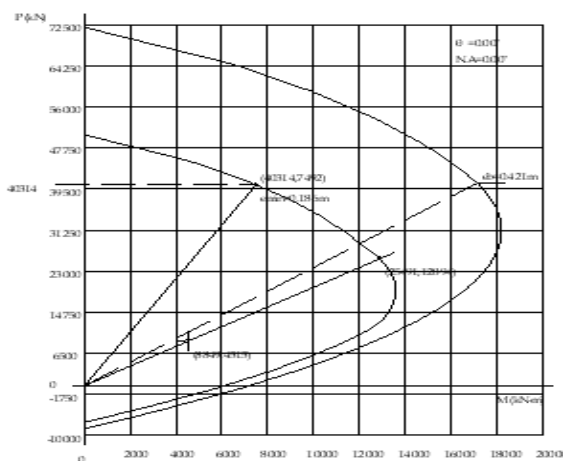
■ 평형편심 상태

$$\begin{aligned} e_b &= 0.552 \text{ m} \\ \phi P_b &= 26536.475 \text{ kN} \\ \phi M_b &= 14661.04 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 작용편심에서의 설계강도

$$\begin{aligned} e &= 0.872 \text{ m} \\ \phi P_n &= 15296.787 \text{ kN} \geq P_u = 7921.515 \text{ kN} \\ &\therefore \text{OK} \\ \phi M_n &= 13341.185 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 6853.227 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &\therefore \text{OK} \end{aligned}$$

■ 하중조합 : LCBF1



■ 평형편심 상태

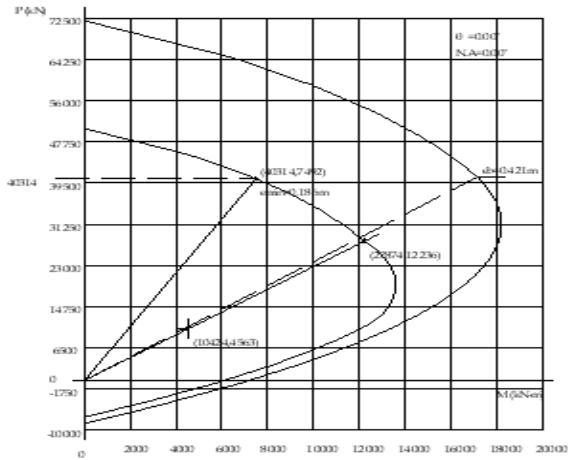
$$\begin{aligned} e_b &= 0.421 \text{ m} \\ \phi P_b &= 29189.199 \text{ kN} \\ \phi M_b &= 12291.287 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 작용편심에서의 설계강도

$$\begin{aligned} e &= 0.506 \text{ m} \\ \phi P_n &= 25490.606 \text{ kN} \geq P_u = 8849.118 \text{ kN} \\ &\therefore \text{OK} \\ \phi M_n &= 12893.671 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 4515.282 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &\therefore \text{OK} \end{aligned}$$

【표 5.35】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성 평가 결과 요약 (기둥 2)

■ 하중조합 : LCBF1



■ 평형편심 상태

$$e_b = 0.421 \text{ m}$$

$$\phi P_b = 28652.244 \text{ kN}$$

$$\phi M_b = 12065.181 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 작용편심에서의 설계강도

$$e = 0.439 \text{ m}$$

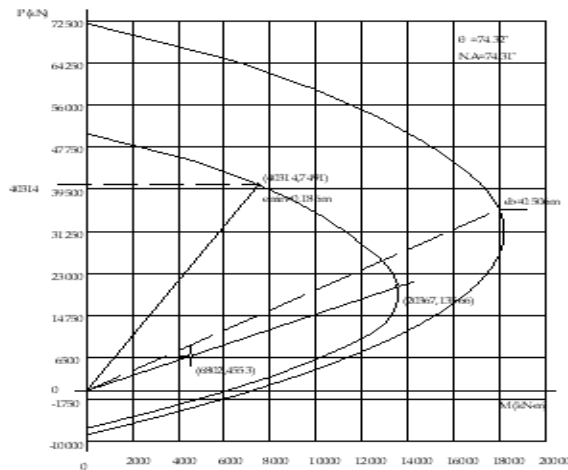
$$\phi P_n = 27874.173 \text{ kN} \geq P_u = 10424.342 \text{ kN}$$

$$\therefore \text{OK}$$

$$\phi M_n = 12236.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 4563.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \text{OK}$$

■ 하중조합 : LCBF12



■ 평형편심 상태

$$e_b = 0.506 \text{ m}$$

$$\phi P_b = 26788.517 \text{ kN}$$

$$\phi M_b = 13553.866 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 작용편심에서의 설계강도

$$e = 0.666 \text{ m}$$

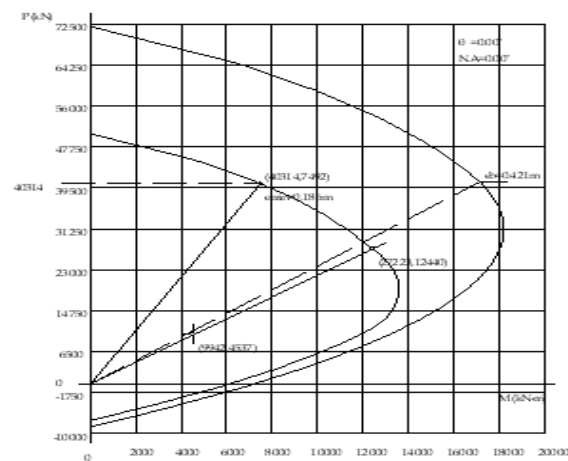
$$\phi P_n = 20366.935 \text{ kN} \geq P_u = 6801.685 \text{ kN}$$

$$\therefore \text{OK}$$

$$\phi M_n = 13566.221 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 4553.342 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \text{OK}$$

■ 하중조합 : LCBF2



■ 평형편심 상태

$$e_b = 0.421 \text{ m}$$

$$\phi P_b = 28790.017 \text{ kN}$$

$$\phi M_b = 12123.196 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 작용편심에서의 설계강도

$$e = 0.457 \text{ m}$$

$$\phi P_n = 27223.208 \text{ kN} \geq P_u = 9942.004 \text{ kN}$$

$$\therefore \text{OK}$$

$$\phi M_n = 12439.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 4537.126 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \text{OK}$$

5.3 내하력 평가

5.3.1 개요

내하력 평가시 강박스 거더교의 주거더에 대해서는 허용응력법으로 내하력을 평가하였으며, 콘크리트 바닥판은 강도 설계법에 의하여 내하력을 평가한다.

가. 허용응력법

허용응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 D+L(1.0+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.

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

여기서, f_a : 허용응력

f_d : 고정하중에 의한 응력

f_l : 설계활하중에 의한 응력

f_d : 이론 충격계수

나. 강도 설계법

강도 설계법으로 내하율을 산정할 때의 하중조합으로는 1.3D+2.15L(1.0+i)을 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15 가 된다. 단면강도는 단면의 현재상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교설계기준의 공칭강도와 강도감소 계수를 적용하여 계산한다.

교량설계의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상

당히 감소하므로 오히려 공용 중에 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 사하중과 현행 도로교 표준시방서의 설계활하중(DB 또는 DL하중) 및 콘크리트 구조설계기준을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다.

강도설계법에 의한 내하력 평가방법은 다음과 같다.

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

여기서, $\phi = 0.85$ (RC-PC구조물의 휨부재)

M_d = 고정하중 모멘트

M_1 = 설계활하중 모멘트

γ_1 = 활하중계수 = 2.15

γ_d = 고정하중계수 = 1.30

i = 이론 충격계수

5.3.2 기본 내하력 평가

대상교량의 강박스 거더와 바닥판의 내하력은 재하시험을 실시하지 않아 기본내하력으로 평가하였으며, 아래 【표 5.36】과 【표 5.37】에서 보는 바와 같이 강박스 거더와 바닥판 모두 설계활하중인 DL-24 및 DB-24 이상의 내하력을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

【표 5.36】 허용응력법에 의한 논산JCT교 거더의 공용내하력

구 분		발생응력(MPa)			내하율	비 고
		허용	고정하중	활하중		
최대 정모멘트부	상 연	190.000	60.148	6.567	19.774	
	하 연	190.000	70.519	-24.406	4.895	
최대 부모멘트부	상 연	190.000	85.186	-22.536	4.651	
	하 연	190.000	79.717	23.428	4.707	

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

【표 5.37】 강도설계법에 의한 논산JCT교 바닥판의 공용내하력

구 분	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_{l(1+i)}$ (kN · m)	내하율	비 고
켄틸레버부	131.515	13.071	37.440	1.422	
중앙부	108.136	4.306	29.900	1.595	

$$\ast RF = \frac{\phi M_n - 1.3M_d}{2.15 \times M_{l(1+i)}}$$

5.3.3 고찰

본 교량에 대한 구조해석 결과 강박스 거더에 대한 내하율과 바닥판 슬래브의 내하율이 1.0 이상으로 설계활하중 DB-24를 만족하는 것으로 평가된다.

5.4 안전성평가 등급 산정

외관상태와 내구성조사를 근거로 교량구조물의 대표등급을 산정하는 경우, 구조물의 실제적인 안전성에 대한 효과적인 고려가 곤란하다. 따라서, 정밀점검(필요시)이나 정밀안전진단 시에는 안전성 평가 결과에 의하여 안전성평가등급을 산정하도록 한다.

5.4.1 개 요

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

또한 교량의 안전성평가는 내하력평가 개념으로 규정되어 왔으나 내하력은 활하중여유도로서 하중비에 따라 내하력의 변동폭이 크게 변하므로 교량의 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다. 따라서 안전성평가는 교량의 안전을 개념을 도입하여 평가하였다.

【표 5.38】 구조물의 안전성 평가기준

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

5.4.2 안전성 평가결과

【표 5.38】에 따라 설계하중에 대한 안전율은 다음과 같이 계산된다.

- 강박스 거더 (허용응력설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}} = \frac{218.500}{139.204} = 1.570 \quad 『A』$$

- 바닥판 슬래브 (강도설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{131.515}{97.488} = 1.349 \quad 『A』$$

- 하부구조 (강도설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{13341.185}{6853.227} = 1.947 \quad 『A』$$

대상교량의 구조해석에 의한 안전성 평가결과는 【표 5.39】와 같이 강박스 거더와 바닥판 슬래브의 안전율이 1.0을 초과한다.

【표 5.39】 안전성 평가결과

부 재	SF(안전율)	등 급
강박스 거더	1.570	A
바닥판 슬래브	1.349	A
하부구조	1.947	A

