

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개 요

5.2 구조해석(천안방향)

5.3 구조해석(논산방향)

5.4 내하력 평가

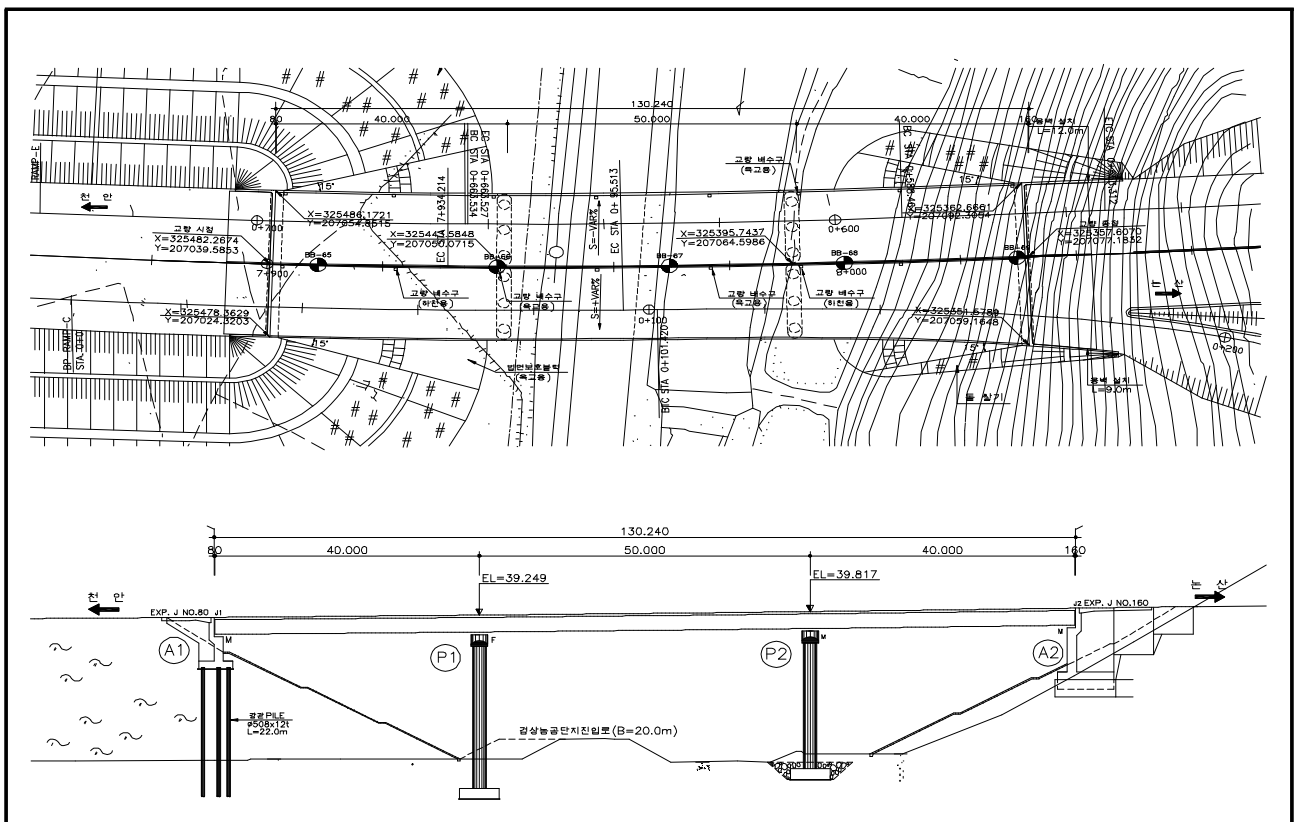
5.5 안전성평가 등급산정

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개요

본 과업 대상 교량인 검상천교는 충청남도 공주시 검상동에 위치하며 논산천안고속도로와 남공주IC 램프구간을 접속하는 교량으로서 총연장 $L=130.240\text{m}$ 이다. 상, 하행선 각각 3-Girder 강박스 강합성교로 구성되어 있고 1992년에 준공되어 교명은 검상천1교였으며, 후에 검상천교로 개명되었다.

대상교량은 천안방향과 논산방향으로 진행하는 3경간 연속 교량으로 상행선 교폭은 $15.468\sim 15.664\text{m}$, 하행선 교폭은 $16.046\sim 19.255\text{m}$ 의 확폭구간이다. 본 과업에서는 상, 하행선 각각에 대해 3경간 연속 3-Girder 강박스 강합성교를 대상으로 구조해석을 수행하였다. 설계 활하중 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】 종·평면도

5.2 천안방향 구조해석

5.2.1 구조해석 및 절차

가. 합성전

- 1) 단면 : 3-Girder
- 2) 하중 : 강재+바닥판 자중

나. 합성후

- 1) 단면 : 3-Girder+바닥판
- 2) 하중 : 합성전 고정하중+2차 고정하중+활하중+건조수축+크리프+온도

5.2.2 교량 제원

가. 교량명 : 검상천교

나. 형식 : Steel Box Girder(합성형교)

다. 교폭 : 31.514 ~ 34.919 m (천안방향: 15.468~15.664m, 논산방향: 16.046~19.255m)

라. 교량 : $L = 40.080 + 50.000 + 40.160 = 130.240$ m

마. 평면선형 : 클로소이드 + $R=1400$ 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(SWS490 및 SWS400)

- 허용인장응력 : $f_y = 190 \text{ MPa}$
- 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: 30.3~31.6 Mpa - 하부: 25.9~27.0 Mpa	• 비파괴강도 측정값이 설계기준 강도를 상회하므로 설계기준강도 적용	
철근간격 / 피복두께	상부 구조	100~250 / 40	98~257 / 33~98	• 철근배근 및 피복두께는 적반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용
	하부 구조	100~300 / 100	112~305 / 79~104	

5.2.4 단면특성

대상구간의 강박스 거더의 강성은 아래와 같다.

【표 5.1】 합성전 교량 단면상수

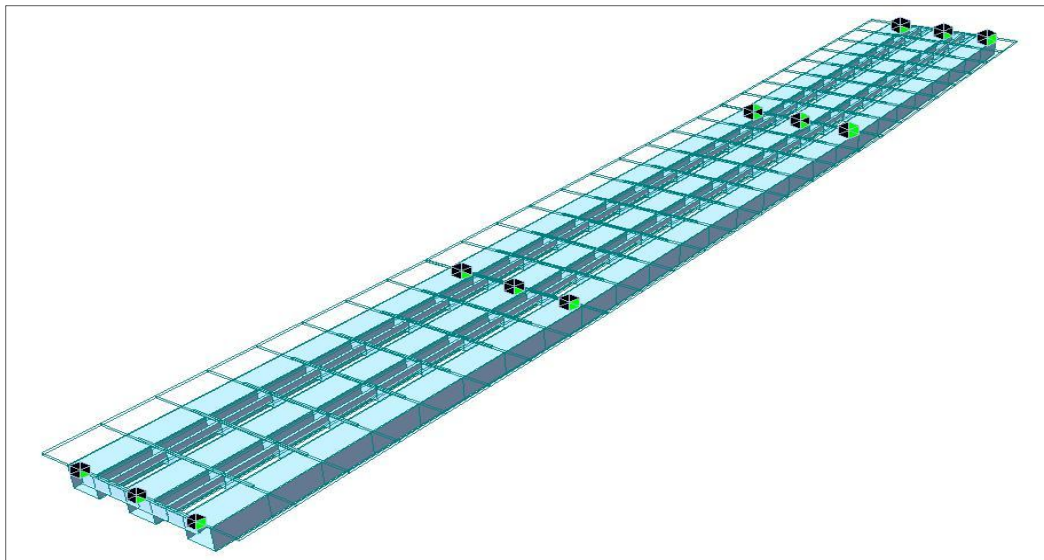
구분	A(m ²)	Ix(m ⁴)	Iy(m ⁴)	Iz(m ⁴)	비고
단면 1	0.139500	0.190213	0.153405	0.138394	
단면 2	0.150300	0.203131	0.170793	0.144955	
단면 3	0.177300	0.231776	0.213420	0.161358	
단면 4	0.024943	0.000001	0.007218	0.000054	가로보
단면 5	0.014812	0.000001	0.001473	0.000032	세로보

【표 5.2】합성후 교량 단면상수

구 분	A(m2)	Ix(m4)	Iy(m4)	Iz(m4)	비고
단면 1	0.381100	0.191900	0.312000	8.169000	
단면 2	0.391900	0.204800	0.361200	8.548800	
단면 3	0.418900	0.233500	0.434200	9.498300	
단면 4	0.024943	0.000001	0.007218	0.000054	가로보
단면 5	0.014812	0.000001	0.001473	0.000032	세로보

5.2.5 해석모델

대상교량의 구조해석모델은 【그림 5.2】와 같다.



【그림 5.2】강박스 거더 구조해석 모델

5.2.6 하중산정

대상교량의 구조안전성검토를 위하여 고려된 하중은 합성전·후 고정하중, 설계활하중 (DB-24) 4차로, 온도하중, 콘크리트 바닥판의 건조수축 및 크리프 등이다.

가. 고정하중

고정하중은 합성전 고정하중 및 합성후 고정하중으로 구분하여 적용하였다. 콘크리트 바닥판의 자중은 합성전, 후로 구분하고 횡방향 분배를 계산하여 연직하중 및 모멘트하중으로 치환하였으며, 강재의 자중은 구조해석 프로그램 내에서 자동으로 고려하도록 하였다. 단위

중량 입력시 해석모델에서 제외된 Splice plate, Diaphragm, Stiffner, Bolt 등의 부부재 및 기타 부재의 중량을 고려하여 할증된 단위중량을 적용하였다. 연석 및 포장은 합성후 고정 하중으로 고려하였다.

【표 5.3】강재중량 할증을 산정 결과

구 분	강 종	강재재료표	해석모델 순중량	할증율
Main Girder	SWS490	500.451	436	1.148
Cross Beam	SWS400	240.145	87.61	2.741
Stringer	SWS400			
총 계		726.226	512.5	

나. 설계활하중

설계활하중은 DB-24로 최 대 단면력을 발생시키는 경우에 대해서 구조검토를 수행하였다. 설계충격계수는 정·부모멘트부 모두 아래의 식으로 계산하여 경간 40m구간에 대해서는 0.1875, 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(Md2) 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 쓰이는 건조수축 계수 ϕ_2 은 4.0을 사용한다.

마. 크리프

합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우(Md2) 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		비 고
		풍상측 부재	풍하측 부재	
원형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}	0.75×10^{-3}	
	활하중 비재하시	1.50×10^{-3}	1.50×10^{-3}	기둥부 적용
각형	활하중 재하시	1.50×10^{-3}	0.75×10^{-3}	
	활하중 비재하시	3.00×10^{-3}	1.50×10^{-3}	코핑부 적용

1) 교축직각방향

- ① $W_{column} = 1.5 \times 10^{-3} \times 2.000 \times 1000 = 3.000 \text{ kN/m}$
- ② $W_{copoing} = 3.0 \times 10^{-3} \times 1.800 \times 1000 = 5.400 \text{ kN/m}$

2) 교축방향

- ① $W_{column} = 1.5 \times 10^{-3} \times 2.000 \times 1000 = 3.000 \text{ kN/m}$
- ② $W_{copoing} = 3.0 \times 10^{-3} \times 1.800 \times 1000 = 5.400 \text{ kN/m}$

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 을 적용하였다.

1) 상부구조 신축에 의한 수평력

① 온도변화에 의한 수평변위

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

여기서, L : 고정단(P1)에서 검토 교각(P2) 위치까지의 거리

ΔT : 연평균 온도변화차 35℃ 적용

② 등가수평력

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

$$\bullet P_{h1} = \frac{3 \cdot E \cdot I \cdot \delta}{H^3} = (3 \times 26986000 \times 2.355 \times 0.0210) / 22.9943 = 329.326 \text{ kN}$$

여기서, H = 22.994 m

$$I = 2.355 \text{ m}^4$$

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

2) 교량받침 마찰에 의한 수평력

① 상부 고정하중 반력

$$\bullet W = 11073.322 \text{ kN}$$

② 교량받침 마찰에 의한 수평력

$$\bullet Ph2 = \mu \cdot W = 0.05 \times 11073.322 = 553.666 \text{ kN}$$

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

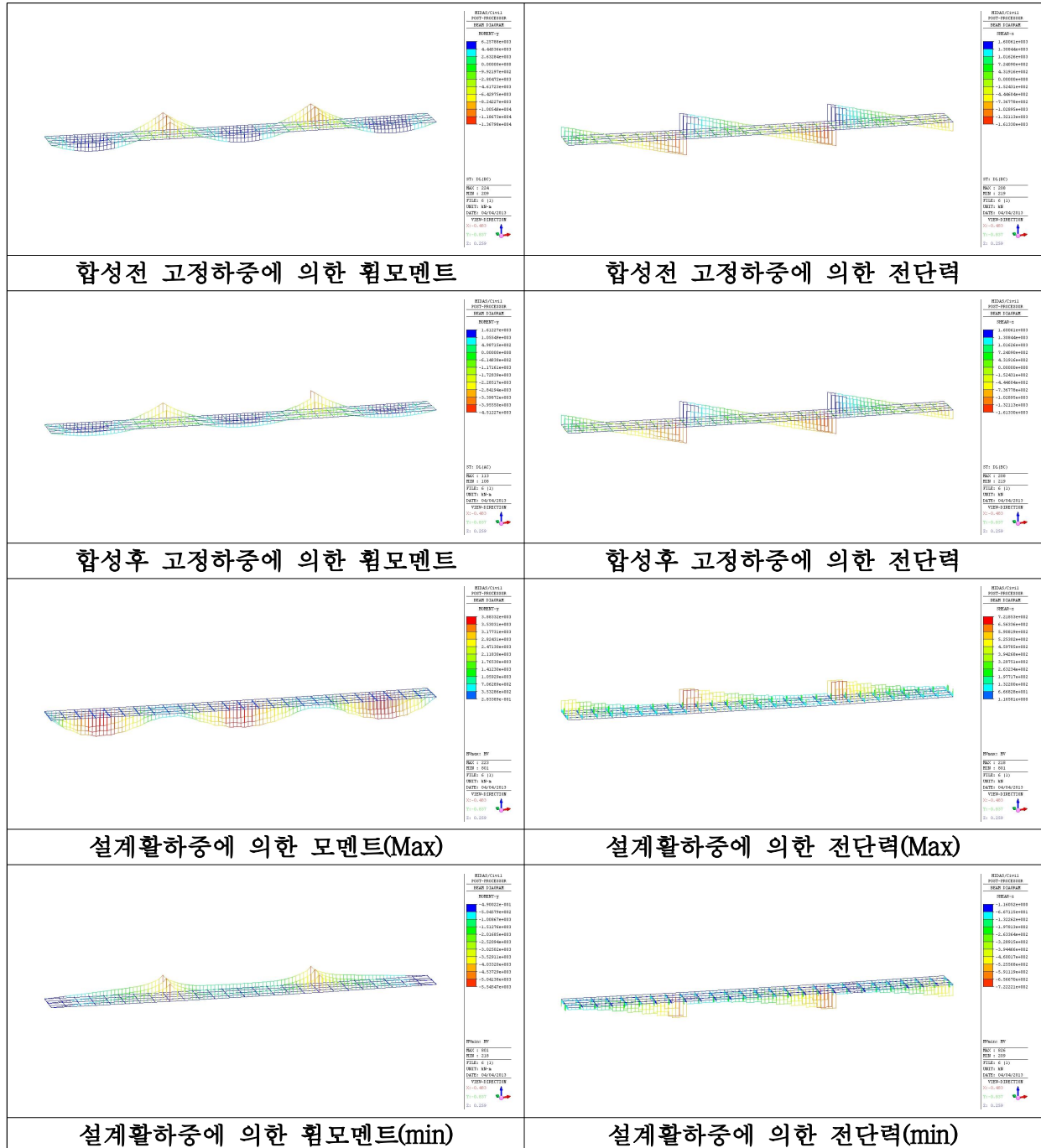
3) 온도변화에 의한 수평력

$$\bullet PT = \text{Min}[Ph1, Ph2] = 329.326 \text{ kN}$$

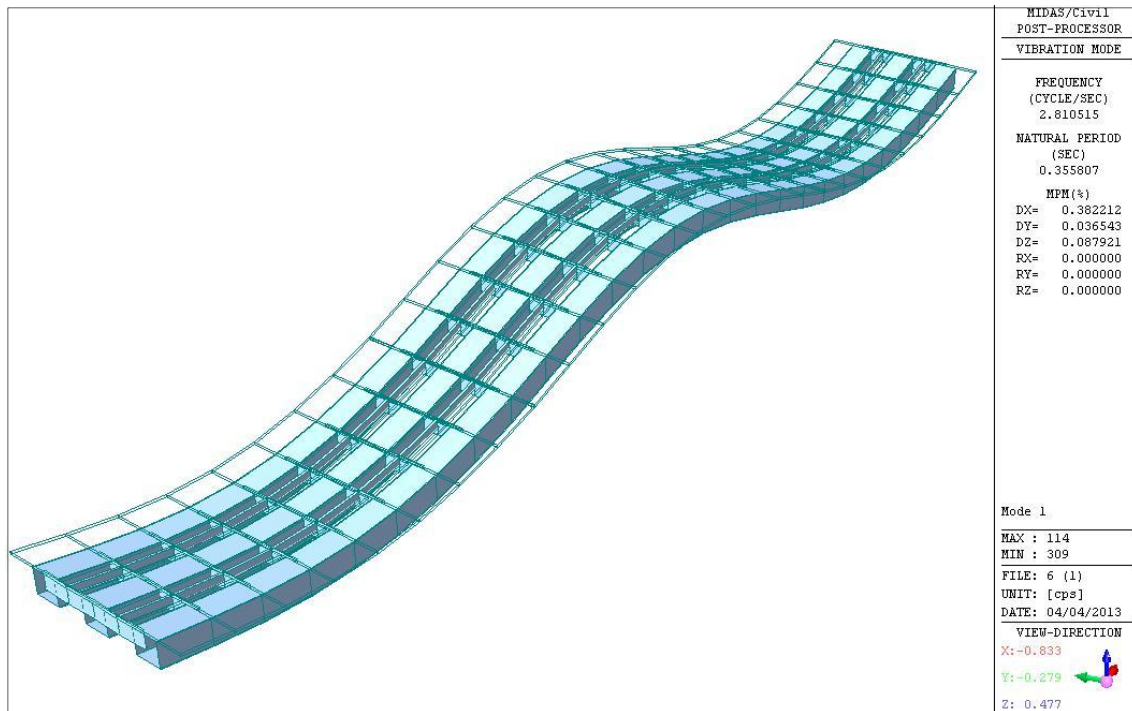
5.2.7 해석결과

가. 고정하중 및 활하중에 의한 검토

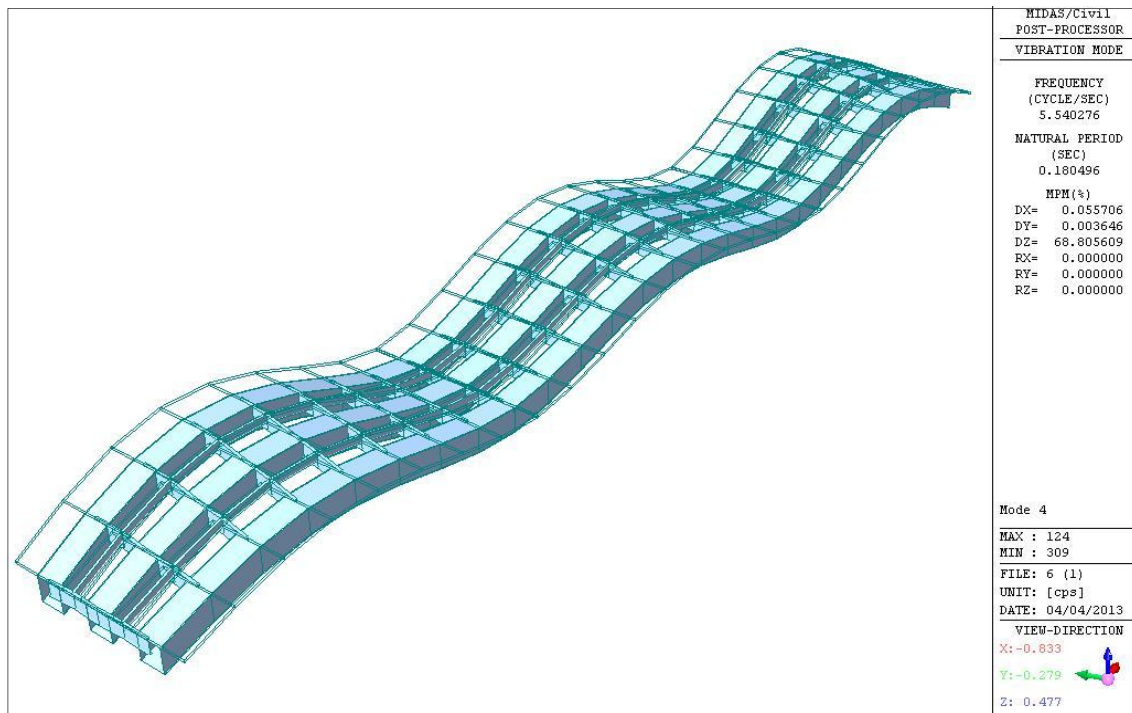
고정하중 및 활하중에 의한 각 하중에 대한 해석결과는 다음 아래와 같다. 박스 거더의 정모멘트부와 부모멘트부에서 각각 발생한 최대 단면력을 【그림 5.3】에 나타내었다. 【그림 5.3】에는 강박스 거더의 최대휨모멘트도를 나타내었다.



【그림 5.3】 강박스 거더의 하중조건별 부재력도



(a) Mode 1 ($f_1 = 2.8105 \text{ Hz}$)



(b) Mode 4 ($f_4 = 5.5402 \text{ Hz}$)

【그림 5.4】 강박스 거더의 고유진동수 해석 결과

【표 5.6】 휨모멘트 산출결과 (kN·m)

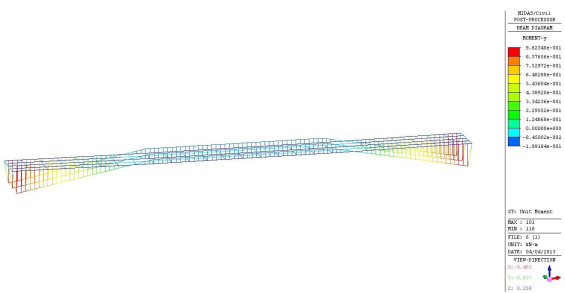
구 분		합성전 고정하중	합성후			계		비 고
			고정하중	활하중(충격포함)				
				Max	Min	Max	Min	
제1지간 중앙부	G1	5114.32	1179.58	3684.23	-1352.36	9978.13	4941.54	
	G2	5315.20	979.46	3785.69	-1326.70	10080.35	4967.96	
	G3	4928.31	814.19	3772.85	-1373.47	9515.35	4369.03	
제1내부 지점부	G1	-12790.28	-2562.59	649.35	-5158.90	-14703.52	-20511.77	
	G2	-13679.83	-2844.52	605.81	-5532.25	-15918.54	-22056.60	
	G3	-11825.48	-2046.59	645.16	-5173.22	-13226.91	-19045.29	
제2지간 중앙부	G1	5604.72	1607.21	3668.91	-1233.42	10880.84	5978.51	
	G2	5768.50	1355.11	3777.10	-1192.45	10900.71	5931.16	
	G3	5442.98	1049.16	3742.07	-1243.41	10234.21	5248.73	
제2내부 지점부	G1	-12681.35	-3668.19	638.53	-5161.47	-15711.01	-21511.01	
	G2	-13624.24	-2902.71	599.59	-5545.32	-15927.36	-22072.27	
	G3	-12084.36	-2148.94	644.23	-5198.58	-13589.07	-19431.88	
제3지간 중앙부	G1	5149.06	1349.95	3654.26	-1349.80	10153.27	5149.21	
	G2	5365.34	1114.73	3761.63	-1323.78	10241.70	5156.29	
	G3	4983.19	866.38	3735.53	-1370.38	9585.10	4479.19	

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(1.0 kN·m)를 작용시켜 각 절점에 작용되는 영향계수 k 값(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)

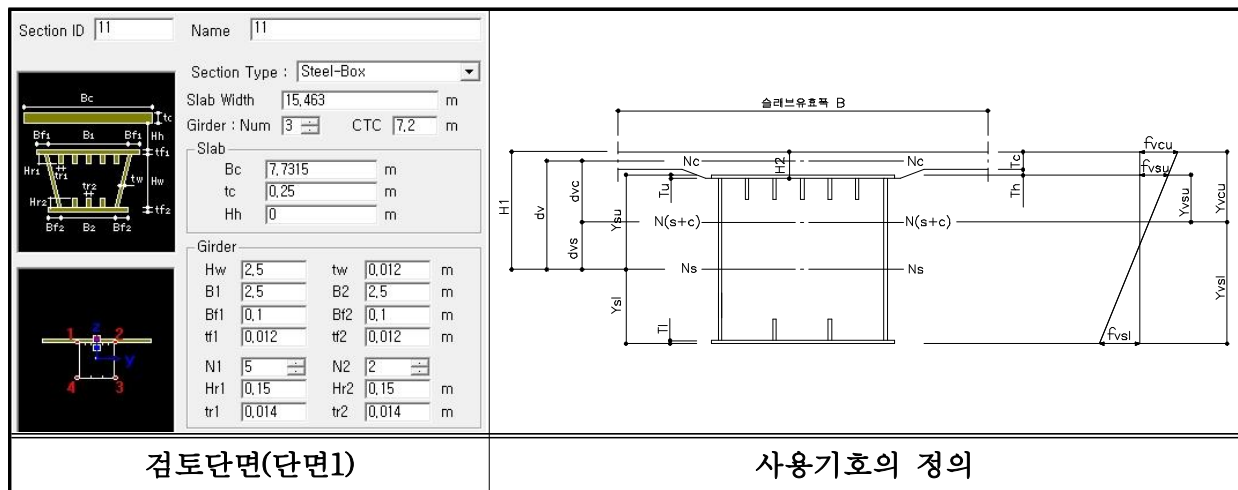
절점 104	절점 108	절점 113	절점 118	절점 122	
0.41	-0.19	-0.19	-0.19	0.41	
절점 204	절점 208	절점 213	절점 218	절점 222	
0.41	-0.19	-0.19	-0.19	0.41	
절점 304	절점 308	절점 313	절점 318	절점 322	
0.41	-0.18	-0.19	-0.18	0.4	

다. 구조안전성 검토결과

1) 최대 정모멘트부

① 제2지간 중앙부

최대 정모멘트가 작용하는 제2지간 중앙부 거더2(G2) 단면1에 대한 응력검토 세부과정은 다음과 같다.



【표 5.8】 응력 산정시 입력자료

구 분	단위	입력자료
Es : 강 의 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
n1 : 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	5044.030
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1231.240
Mv : 활하중에 의한 모멘트	kN·m	3571.230
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-269.090
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-47.260
Sv : 활하중에 의한 전단력	kN	-278.010
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	8.580
Mscst : 합성후 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	4.370
Mvt : 활하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	287.560
k : 부정정력 산정을 위한 영향계수	kN·m	-0.190

가) 응력 산정

(1)합성전

$$I_s' = A_s \cdot Y^2 + \sum I_s = 125418832800 + 26073944266.7 = 151492777067 \text{mm}^4$$

$$\delta s = \sum (A \cdot Y) / A_s = 4935000 / 131600 = 37.500 \text{mm}$$

$$I_s = I_s' - A_s \cdot \delta s^2 = 151492777067 - 131600 \times 37.500^2 = 151307714567 \text{mm}^4$$

$$Y_{su} = H/2 + T_u - \delta s = 2500.0/2 + 12.0 - 37.500 = 1224.500 \text{mm}$$

$$Y_{sl} = Y_{su} - (H + T_u + T_l) = 1224.500 - 2524.000 = -1299.500 \text{mm}$$

$$F = b \cdot h = ((UL_2 + UR_2 + B_2)/2 + T_w) \cdot (H + T_u/2 + T_l/2) = 6305120.0 \text{mm}^2$$

$$f_{su} = M_s \cdot Y_{su} / I_s = 40.820 \text{MPa}$$

$$f_{sl} = M_s \cdot Y_{sl} / I_s = -43.320 \text{MPa}$$

$$\nu = S_s / (A(\text{Web}) + M_{st} / (2 \cdot F \cdot T_w)) = 5.450 \text{MPa}$$

(2)합성후

$$A_v = A_s + A_c/n = 280850.0\text{mm}^2$$

$$I_c/n = 777343750\text{mm}^4$$

$$d_v = Y_{su} - T_u + T_h + T_c/2 = 1337.5\text{mm}$$

$$d_{vc} = d_v \cdot A_s/(A_c/n + A_s) = 626.7\text{mm}$$

$$d_{vs} = d_v - d_{vc} = 710.8\text{mm}$$

$$Y_{vcu} = d_{vc} + T_c/2 = 751.7\text{mm}$$

$$Y_{vcl} = Y_{vcu} - T_c = 501.7\text{mm}$$

$$Y_{vsu} = Y_{vcu} - H_2 + T_u = 513.7\text{mm}$$

$$Y_{vsl} = Y_{vsu} - (H + T_u + T_l) = -2010.3\text{mm}$$

$$I_v = I_s + I_c/n + A_s \cdot d_{vs}^2 + A_c/n \cdot d_{vc}^2 = 277192568832\text{mm}^4$$

$$F_v = b \cdot h_v = ((UL_2 + UR_2 + B_2)/2 + T_w) \cdot (H + (T_u + T_c/n)/2 + T_l/2) = 6344338.8\text{mm}^2$$

$$f_{vcu} = M_{sc} \cdot Y_{vcu}/(n \cdot I_v) = 0.417\text{MPa}$$

$$f_{vcl} = M_{sc} \cdot Y_{vcl}/(n \cdot I_v) = 0.279\text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_{sc} \cdot Y_{vsu}/I_v = 2.282\text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_{sc} \cdot Y_{vsl}/I_v = -8.929\text{MPa}$$

$$\nu = S_{sc}/A(\text{Web}) + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot T_w) = 0.980\text{MPa}$$

(3)활하중

$$f_{vcu} = M_v \cdot Y_{vcu}/(n \cdot I_v) = 1.211\text{MPa}$$

$$f_{vcl} = M_v \cdot Y_{vcl}/(n \cdot I_v) = 0.808\text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_v \cdot Y_{vsu}/I_v = 6.619\text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_v \cdot Y_{vsl}/I_v = -25.900\text{MPa}$$

$$\nu = S_v/A(\text{Web}) + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot T_w) = 7.826\text{MPa}$$

(4)크리이프

$$n_1 = n \cdot (1 + \phi^{1/2}) = 8 \times (1 + 2.0/2) = 16$$

$$A_{v1} = A_s + A_c/n_1 = 206225.0\text{mm}^2 \text{ \#2차부정정력으로인한영향고려}$$

$$d_{c1} = d_v \cdot A_s/(A_c/n_1 + A_s) = 853.5\text{mm} \quad K = -0.190$$

$$d_{s1} = d_v - d_{c1} = 484.0\text{mm}$$

$$Y_{v1cu} = d_{c1} + T_c/2 = 978.5\text{mm}$$

$$Y_{v1cl} = Y_{v1cu} - T_c = 728.5\text{mm}$$

$$Y_{v1su} = Y_{v1cu} - H_2 + T_u = 740.5\text{mm}$$

$$Y_{v1sl} = Y_{v1su} - (H + T_u + T_l) = -1783.5\text{mm}$$

$$I_{v1} = I_s + I_c/n_1 + A_s \cdot d_{s1}^2 + A_c/n_1 \cdot d_{c1}^2 = 236885971429\text{mm}^4$$

$$N_c = M_{sc} \cdot d_{vc} \cdot A_c / (n \cdot I_v) = 415481N$$

$$P_\phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1) = 415481N$$

$$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} = 354616625N \cdot mm$$

$$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2) = 13902MPa$$

$$f_{cu} = M_{sc} \cdot Y_{vcu} / (n \cdot I_v) = 0.417MPa$$

$$f_{cl} = M_{sc} \cdot Y_{vcl} / (n \cdot I_v) = 0.279MPa$$

$$f_{vcu1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi / A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot Y_{v1cu} / I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu} \cdot \phi_1 / E_c = -0.309MPa$$

$$f_{vcl1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi / A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot Y_{v1cl} / I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl} \cdot \phi_1 / E_c = -0.166MPa$$

$$f_{vsu1} = P_\phi / A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot Y_{v1su} / I_{v1} = 1.804MPa$$

$$f_{vsl1} = P_\phi / A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot Y_{v1sl} / I_{v1} = 2.522MPa$$

(5) 건조수축

$$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2 / 2) = 8 \times (1 + 4.0 / 2) = 24$$

$$A_{v2} = A_s + A_c / n_2 = 181350.000mm^2$$

$$d_{c2} = d_v \cdot A_s / (A_c / n_2 + A_s) = 970.6mm$$

$$d_{s2} = d_v - d_{c2} = 366.9mm$$

$$Y_{v2cu} = d_{c2} + T_c / 2 = 1095.6mm$$

$$Y_{v2cl} = Y_{v2cu} - T_c = 845.6mm$$

$$Y_{v2su} = Y_{v2cu} - H_2 + T_u = 857.6mm$$

$$Y_{v2sl} = Y_{v2su} - (H + T_u + T_l) = -1666.4mm$$

$$I_{v2} = I_s + I_c / n_2 + A_s \cdot d_{s2}^2 + A_c / n_2 \cdot d_{c2}^2 = 216149945275.6mm^4$$

$$P_2 = E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_c / n_2 = 2753663N$$

$$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} = 2672654563N \cdot mm$$

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

$$f_{vcu2} = 1/n_2 \cdot (P_2 / A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot Y_{v2cu} / I_{v2}) - E_{c2} \cdot \epsilon_s = -1.781MPa$$

$$f_{vcl2} = 1/n_2 \cdot (P_2 / A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot Y_{v2cl} / I_{v2}) - E_{c2} \cdot \epsilon_s = -1.756MPa$$

$$f_{vsu2} = P_2 / A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot Y_{v2su} / I_{v2} = 13.170MPa$$

$$f_{vsl2} = P_2 / A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot Y_{v2sl} / I_{v2} = 19.099MPa$$

(6) 온도차

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

$$P_1 = E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_c / n = 3671550N$$

$$M_{vt} = P_1 \cdot d_{vc} = 2301042810N \cdot mm$$

$$f_{cut} = 1/n \cdot (P_1 / A_v + k \cdot M_{vt} \cdot Y_{vcu} / I_v) - E_c \cdot \epsilon_t = -1.851MPa$$

$$f_{clt} = 1/n \cdot (P_1 / A_v + k \cdot M_{vt} \cdot Y_{vcl} / I_v) - E_c \cdot \epsilon_t = -1.801MPa$$

$$f_{sut} = P_l / A_v + K \cdot M_v t \cdot Y_{vsu} / I_v = 12.263 \text{ MPa}$$

$$f_{slt} = P_l / A_v + K \cdot M_v t \cdot Y_{vsl} / I_v = 16.244 \text{ MPa}$$

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(제3지간 중앙부) 응력 검토 결과 (MPa)

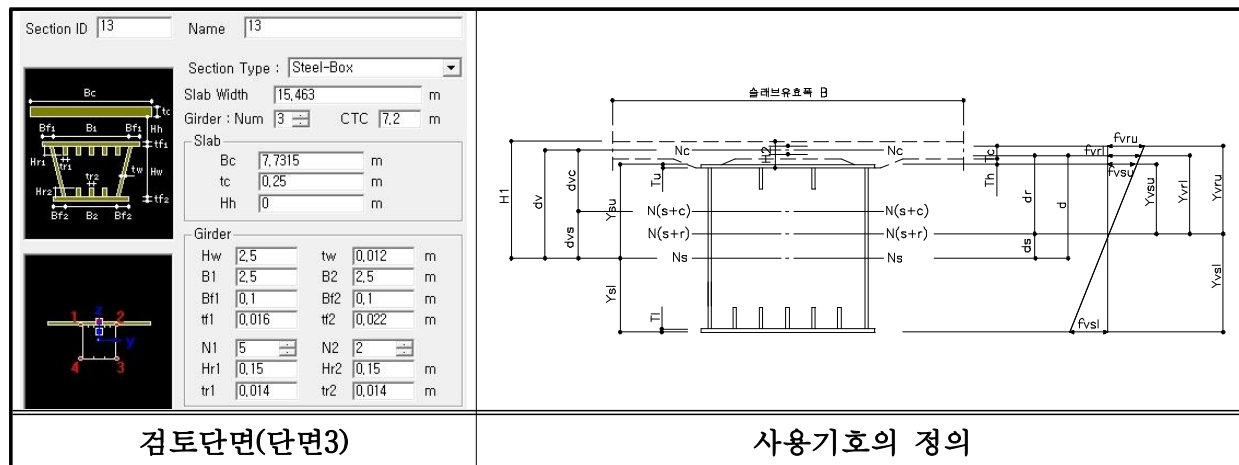
하중조합	콘크리트 바닥판			강재 거더					
	상 연			상 연			하 연		
	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)
LCB 1	1.628	10.800	OK (6.634)	49.721	190.000	OK (3.821)	-78.149	190.000	OK (2.431)
LCB 2	1.319	10.800	OK (8.188)	51.525	218.500	OK (4.241)	-75.627	190.000	OK (2.512)
LCB 3	-0.462	1.890	OK (4.091)	64.694	218.500	OK (3.377)	-56.528	190.000	OK (3.361)
LCB 4	-2.312	2.174	OK (0.940)	76.957	247.000	OK (3.210)	-40.284	218.500	OK (5.424)
LCB 5	1.389	12.420	OK (8.942)	52.432	247.000	OK (4.711)	-72.772	218.500	OK (3.003)

여기서, 1. 부호규약은 압축을 정(+), 인장을 부(-)로 하였음

2) 최대 부모멘트부

① 제2내부 지점부

최대 부모멘트가 작용하는 제2내부 지점부 거더2(G2) 단면3에 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
n1 : 크리프에 의한 응력의 계산에 사용된 탄성계수비		16
n2 : 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용된 탄성계수비		24
t : 강재와 콘크리트의 온도차	℃	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-6353.430
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1406.280
Mv : 활하중에 의한 모멘트	kN·m	-2660.660
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1330.680
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	278.830
Sv : 활하중에 의한 전단력	kN	721.850
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	109.260
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-23.890
Mvt : 활하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	669.340
tou, tcl : 교축방향 철근의 피복두께(상부, 하부)	mm	60, 40
k : 부정정력 산정을 위한 영향계수	kN·m	-0.190

가) 응력 산정

(1)합성전

$$I_s' = A_s \cdot Y_2 + \sum I_s = 164847858414 + 26076052805 = 190923911219 \text{mm}^4$$

$$\delta s = \sum (A \cdot Y) / A_s = -22820286 / 156062 = -146.226 \text{mm}$$

$$I_s = I_s' - A_s \cdot \delta s^2 = 190923911219 - 156062 \times (-146.226)^2 = 187586997344 \text{mm}^4$$

$$Y_{su} = H/2 + T_u - \delta s = 2500.0/2 + 16.0 - (-146.226) = 1412.226 \text{mm}$$

$$Y_{sl} = Y_{su} - (H + T_u + T_l) = 1412.226 - 2538.000 = -1125.774 \text{mm}$$

$$F = b \cdot h = ((UL_2 + UR_2 + B_2)/2 + T_w) \cdot (H + T_u/2 + T_l/2) = 6322690.0 \text{mm}^2$$

$$f_{su} = M_s \cdot Y_{su} / I_s = -47.831 \text{MPa}$$

$$f_{sl} = M_s \cdot Y_{sl} / I_s = 38.129 \text{MPa}$$

$$\nu = S_s / (A(\text{Web}) + M_{st} / (2 \cdot F \cdot T_w)) = 27.478 \text{MPa}$$

(2)합성후

$$A_v = A_s + A_r = 171533 \text{mm}^2$$

$$d = Y_{su} - T_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \cdot A_{ru} / A_r = 1511.226 \text{mm}$$

$$d_r = d \cdot A_s / (A_s + A_r) = 1374.924 \text{mm}$$

$$d_s = d - d_r = 136.301 \text{mm}$$

$$Y_{vru} = d_r + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \cdot A_{rl} / A_r = 1449.924 \text{mm}$$

$$Y_{vrl} = d_r - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \cdot A_{ru} / A_r = 1299.924 \text{mm}$$

$$Y_{vsu} = Y_{vrl} - t_{cl} - T_h + T_u = 1275.924 \text{mm}$$

$$Y_{vsl} = Y_{vsu} - (H + T_u + T_l) = -1262.076 \text{mm}$$

$$I_{rv} = I_s + A_s \cdot d_s^2 + A_r \cdot d_r^2 = 219732970095 \text{mm}^4$$

$$F_v = b \cdot h_v = ((UL_2 + UR_2 + B_2)/2 + T_w) \cdot (H + (T_u + T_c/n)/2 + T_l/2) = 6361908.8 \text{mm}^2$$

$$f_{vru} = M_{sc} \cdot Y_{vru} / I_{rv} = -9.279 \text{MPa}$$

$$f_{vrl} = M_{sc} \cdot Y_{vrl} / I_{rv} = -8.319 \text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_{sc} \cdot Y_{vsu} / I_{rv} = -8.166 \text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_{sc} \cdot Y_{vsl} / I_{rv} = 8.077 \text{MPa}$$

$$\nu = S_{sc} / (A(\text{Web}) + M_{sct} / (2 \cdot F_v \cdot T_w)) = 5.764 \text{MPa}$$

(3)활하중

$$f_{vru} = M_v \cdot Y_{vru} / I_{rv} = -17.557 \text{MPa}$$

$$f_{vrl} = M_v \cdot Y_{vrl} / I_{rv} = -15.740 \text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_v \cdot Y_{vsu} / I_{rv} = -15.450 \text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_v \cdot Y_{vsl} / I_{rv} = 15.282 \text{MPa}$$

$$\nu = S_v / (A(\text{Web}) + M_{vt} / (2 \cdot F_v \cdot T_w)) = 19.698 \text{MPa}$$

(4)크리이프

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= A_s + A_c/n = 286249.500\text{mm}^2 \\
 d_v &= Y_{su} - T_u + T_h + T_c/2 = 1521.226\text{mm} \\
 d_{vc} &= d_v \cdot A_s/(A_c/n + A_s) = 829.366\text{mm} \\
 d_{vs} &= d_v - d_{vc} = 691.860\text{mm} \\
 n_1 &= n \cdot (1 + \phi \cdot 1/2) = 8 \times (1 + 2.0/2) = 16 \\
 A_{v1} &= A_s + A_c/n_1 = 221155.750\text{mm}^2 \text{ \#2차부정정력으로 인한영향고려} \\
 d_{c1} &= d_v \cdot A_s/(A_c/n_1 + A_s) = 1073.477\text{mm} \quad K = -0.190 \\
 d_{s1} &= d_v - d_{c1} = 447.749\text{mm} \\
 I_{cv} &= I_s + I_c/n + A_s \cdot d_{vs}^2 + A_c/n \cdot d_{vc}^2 = 352516452010.1\text{mm}^4 \\
 N_c &= M_{sc} \cdot d_{vc} \cdot A_c/(n \cdot I_{cv}) = -430733\text{N} \\
 P_\phi &= N_c \cdot 2 \cdot \phi \cdot 1/(2 + \phi \cdot 1) = -430733\text{N} \\
 M_\phi &= P_\phi \cdot d_{c1} = -462381457\text{N} \cdot \text{mm} \\
 E_{c1} &= E_c/(1 + \phi \cdot 1/2) = 13902\text{MPa} \\
 f_{vru1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vru}/I_{rv} = -1.931\text{MPa} \\
 f_{vrl1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vrl}/I_{rv} = -1.991\text{MPa} \\
 f_{vsu1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vsu}/I_{rv} = -2.001\text{MPa} \\
 f_{vsl1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vsl}/I_{rv} = -3.016\text{MPa}
 \end{aligned}$$

(5)건조수축

$$\begin{aligned}
 n_2 &= n \cdot (1 + \phi \cdot 2/2) = 8 \times (1 + 4.0/2) = 24 \\
 A_{v2} &= A_s + A_c/n_2 = 199457.833\text{mm}^2 \\
 d_{c2} &= d_v \cdot A_s/(A_c/n_2 + A_s) = 1190.254\text{mm} \\
 d_{s2} &= d_v - d_{c2} = 330.972\text{mm} \\
 P_2 &= E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_c/n_2 = 2401959\text{N} \\
 M_{v2} &= P_2 \cdot d_{c2} = 2858942381\text{N} \cdot \text{mm} \\
 f_{vru2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vru}/I_{rv} = 10.419\text{MPa} \\
 f_{vrl2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vrl}/I_{rv} = 10.789\text{MPa} \\
 f_{vsu2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vsu}/I_{rv} = 10.849\text{MPa} \\
 f_{vsl2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vsl}/I_{rv} = 17.123\text{MPa}
 \end{aligned}$$

(6)온도차

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \alpha \cdot t = 0.000012 \times 10 = 0.00012 \\
 P_1 &= E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_c/n = 3202613\text{N} \\
 M_{vt} &= P_1 \cdot d_{vc} = 2656137171\text{N} \cdot \text{mm}
 \end{aligned}$$

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

$$f_{rut} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vru} / l_{rv} - E_s \cdot \epsilon_t = -9.260\text{MPa}$$

$$f_{rit} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vrl} / l_{rv} - E_s \cdot \epsilon_t = -8.915\text{MPa}$$

$$f_{sut} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vsu} / l_{rv} = 15.740\text{MPa}$$

$$f_{slt} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vsl} / l_{rv} = 21.569\text{MPa}$$

나) 응력조합 및 검토

① 허용응력

【표 5.13】 사용재료의 허용응력

구분	허용압축응력	허용인장응력	비고
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 ($t=28\text{mm} < 40\text{mm}$)

$A_w/A_c = 86979.5/50000.0 = 0.5748 \leq 2.0$ 이고, $l/b = 5.000/2.700 = 1.851 < 4.0$ 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.

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

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

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.)

$$b/(24 \cdot i \cdot n) = 2500/(24 \times 1.000 \times 6) = 17.361\text{mm} \text{ 이므로 } t_l = 22.0\text{mm} > b/(24 \cdot i \cdot n) \text{ 인 경우, } f_{ca} = 190.000\text{MPa}$$

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(제3 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	-26.836	160.000	OK (5.962)	-71.447	190.000	OK (2.659)	61.488	190.000	OK (3.090)
LCB 2	-28.767	160.000	OK (5.562)	-73.447	190.000	OK (2.587)	58.473	190.000	OK (3.249)
LCB 3	-18.349	160.000	OK (8.720)	-62.599	190.000	OK (3.035)	75.596	190.000	OK (2.513)
LCB 4	-27.608	184.000	OK (6.665)	-46.859	218.500	OK (4.663)	97.165	218.500	OK (2.249)
LCB 5	-9.089	184.000	OK (20.244)	-78.339	218.500	OK (2.789)	54.026	218.500	OK (4.044)

【표 5.15】 조합응력 검토결과

구 분		fb	fa	vb	va	$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 \leq 1.2$	검토결과
제2지간 중앙 (정모멘트)	상연	76.957	247.000	14.256	110.000	0.114	OK
	하연	-78.149	190.000	14.256	110.000	0.186	OK
제2지점부 (부모멘트)	상연	-73.447	190.000	52.564	110.000	0.378	OK
	하연	97.165	218.500	52.564	110.000	0.426	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 $A_s = 8 \times 198.6 = 1588.8 \text{ mm}^2$ (H16, CTC 123.860 mm)
- 고정하중에 대한 휨모멘트

【표 5.16】 고정하중에 대한 휨모멘트

구 분	Wd (kN/m)	거리 (m)	휨모멘트 (kN·m/m)
방 호 벽	7.700	0.755	5.813
아스콘포장	1.052	0.254	0.267
바 닥 판	6.618	0.464	3.070
합 계			9.149

• 활하중에 대한 휨모멘트

$$\text{운하중 분포폭 } E = 0.8X + 1.14 = 1.306 \text{ m}$$

$$\text{휨모멘트 } M(1+i) = P(1+i) \times X / E = 96 \times (1+0.3) \times 0.208 / 1.306 = 19.870 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• 설계휨강도

$$a = \frac{f_y \times A_s}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{400 \times 1588.8}{0.85 \times 27 \times 1000} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times f_y \times A_s \times (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 400 \times 1588.8 \times (240 - \frac{27.692}{2}) = 122.167 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• 계수모멘트 $M_u = 1.3 \times 9.149 + 2.15 \times 19.870 = 54.615 \text{ kN} \cdot \text{m}$

• 안전성 평가 $\phi M_n > M_u$ ----- O.K

• 내하율 $RF = \frac{122.167 - 1.3 \times 9.149}{2.15 \times 19.870} = 2.581$

• 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 $A_s = 8 \times 286.5 = 2292 \text{ mm}^2$ (H19, CTC 125.000 mm)

• 고정하중에 대한 휨모멘트

바 닥 판 $0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.250 \text{ kN/m}^2$

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

$$\text{합 계 } Wd = 8.320 \text{ kN/m}^2$$

$$Md = (Wd \times L2) / 10 = (8.320 \times 1.33752) / 10 = 1.488 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 활하중에 대한 휨모멘트

$$M_l = 0.8 \times \frac{L+0.6}{9.6} \cdot P_{24(1+i)} = 0.8 \times \frac{1.3375+0.6}{9.6} \times 96 \times 1.3 = 20.150 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 설계휨강도

$$a = \frac{f_y \times A_s}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{400 \times 2292}{0.85 \times 27 \times 1000} = 39.948 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times f_y \times A_s \times (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 400 \times 2292 \times (210 - \frac{39.948}{2}) = 148.083 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 계수모멘트 $M_u = 1.3 \times 1.488 + 2.15 \times 20.150 = 45.257 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- 안전성 평가 : $\phi M_n > M_u$ ----- O.K

- 내하율 $RF = \frac{148.083 - 1.3 \times 1.488}{2.15 \times 20.150} = 3.373$

- 기본내하력 DB-24 이상

5.2.9 바닥판 균열 검토

가. 캔틸레버부

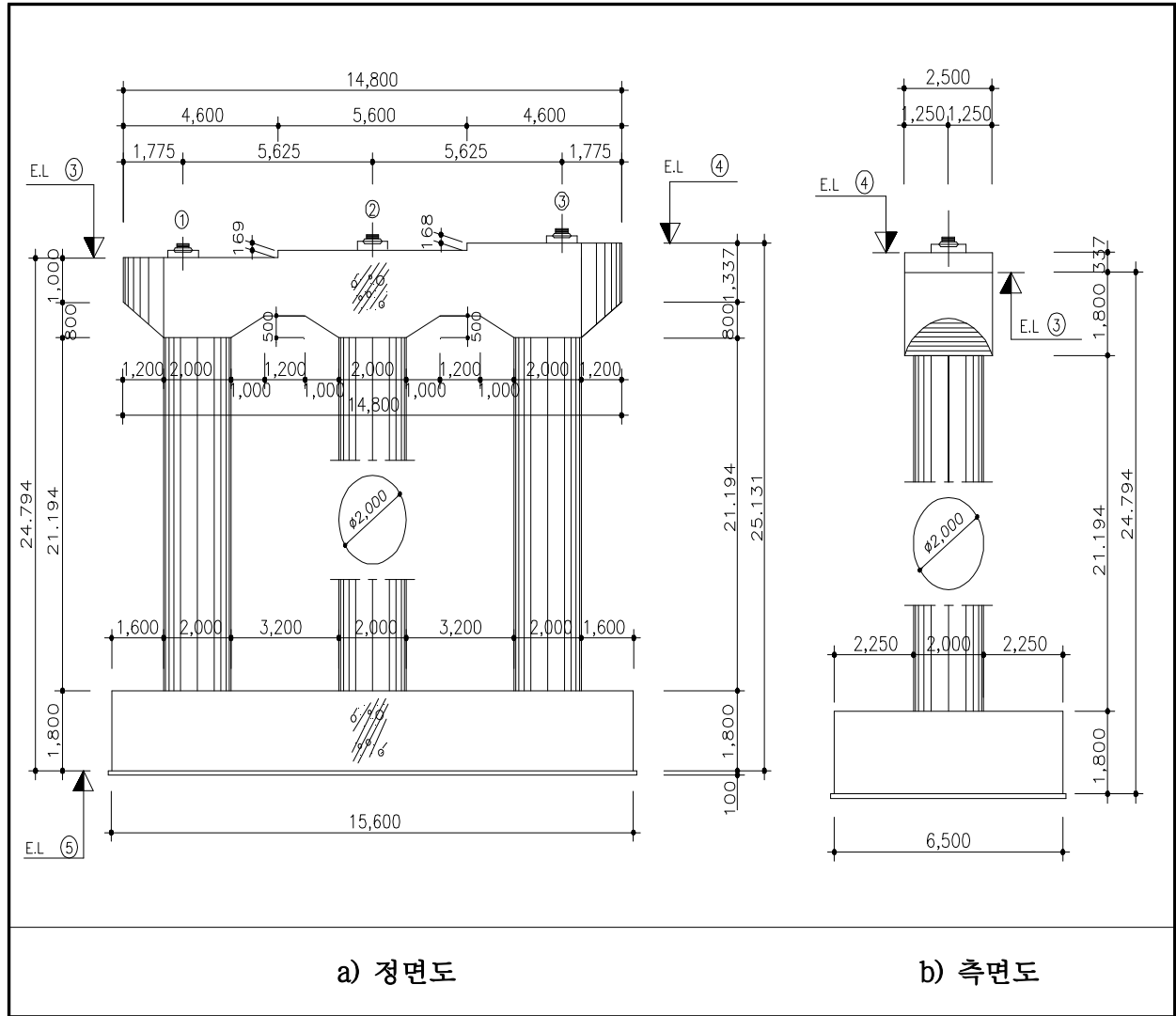
- 철근량 $A_s = 8 \times 198.6 = 1588.8 \text{ mm}^2$ (H16, CTC 123.860 mm)
- 피복두께 $d_c = 60 \text{ mm}$
- 유효깊이 $d = 240 \text{ mm}$
- 사용철근비(ρ_{use}) $= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 \times 240} = 0.006620$
- 사용하중(M_s) $= 9.149 + 19.870 = 29.020 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 탄성계수비(n) $= 8$
- 중립축비(k) $= -np + \sqrt{2np + (np)^2}$
 $= -8 \times 0.006620 + \sqrt{2 \times 8 \times 0.006620 + (8 \times 0.006620)^2} = 0.277$
- 모멘트거리비(j) $= 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.277}{3} = 0.908$
- 철근 응력(f_s) $= \frac{M_s}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{29.020}{1588.800 \times 0.908 \times 240} \times 10^6$
 $= 83.840 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_y = 240 \text{ MPa} \therefore \text{OK}$
- 휨철근 최소 중심 간격 $= \text{MIN} \left[375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5c_c, 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \right] = 751.434 \text{ mm}$
- 철근과 콘크리트
표면 사이의
최소두께(C_c) $= d_c - \frac{\text{주철근 직경}}{2} = 60 - \frac{16}{2} = 52.0 \text{ mm}$
- 사용성검토
(균열검토) $= 123.860 \text{ mm} (\text{최외단철근 평균배근간격}) \leq 751.434 \text{ mm}$
 $\therefore \text{OK}$

나. 단면 중앙부

- 철근량 $A_s = 8 \times 286.5 = 2292 \text{ mm}^2$ (H19, CTC 125.000 mm)
- 피복두께 $d_c = 40 \text{ mm}$
- 유효깊이 $d = 210 \text{ mm}$
- 사용철근비(ρ_{use}) $= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2292}{1000 \times 210} = 0.010914$
- 사용하중(M_s) $= 1.488 + 20.150 = 21.638 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 탄성계수비(n) $= 8$
- 중립축비(k) $= -n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2}$
 $= -8 \times 0.010914 + \sqrt{2 \times 8 \times 0.010914 + (8 \times 0.010914)^2}$
 $= 0.340$
- 모멘트거리비(j) $= 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.340}{3} = 0.887$
- 철근 응력(f_s) $= \frac{M_s}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{21.638}{2292.000 \times 0.887 \times 210} \times 10^6$
 $= 50.694 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_y = 240 \text{ MPa} \therefore \text{OK}$
- 휨철근 최소 중심 간격 $= \text{MIN} \left[375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5c_c, 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \right] = 1242.750 \text{ mm}$
- 철근과 콘크리트
표면 사이의
최소두께(C_c) $= d_c - \frac{\text{주철근 직경}}{2} = 40 - \frac{19}{2} = 30.5 \text{ mm}$
- 사용성검토
(균열검토) $= 125.000 \text{ mm} (\text{최외단철근 평균배근간격}) \leq 1242.750 \text{ mm}$
 $\therefore \text{OK}$

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 : 35332.0 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)	모멘트(kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			Top		Bottom			
			Sway	Nonsway	Sway	Nonsway		
LCBF2	y축	9967.052	0.000	-1314.366	0.000	629.865	84.554	-0.167
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LCBF12	y축	9177.723	2406.117	-1234.518	-2721.240	525.139	-146.460	-13.495
	z축		29.785	0.000	-7039.079	0.000	-350.536	-56.568
LCBF1	y축	9661.771	0.000	-1241.128	0.000	624.266	81.125	0.088
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

【표 5.19】 부재력 요약 (기둥 2)

구 분		Pu(kN)	모 멘 트(kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			Top		Bottom			
			Sway	Nonsway	Sway	Nonsway		
LCBF1	y축	8824.683	0.000	-46.256	0.000	65.432	4.857	0.355
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
LCBF12	y축	6316.612	2867.165	55.304	-2938.807	-78.233	-258.307	-13.121
	z축		19.676	0.000	-7027.518	0.000	-349.593	-56.514
LCBF3	y축	6569.277	2616.326	57.517	-2335.231	-81.362	-176.543	-11.279
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

【표 5.20】 부재력 요약 (기둥 3)

구 분		Pu(kN)	모 멘 트(kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			Top		Bottom			
			Sway	Nonsway	Sway	Nonsway		
LCBF1	y축	10464.21	0.000	1376.800	0.000	-600.282	-85.982	0.672
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LCBF12	y축	6954.706	2384.788	1072.305	-2716.088	-553.815	-292.554	-13.025
	z축		29.785	0.000	-7039.079	0.000	-350.536	-56.568
LCBF2	y축	10243.34	0.000	1361.079	0.000	-621.607	-86.226	0.429
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

다. 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 $k=2$ 를 적용하였다. 교축직각방향에 대해서는 횡방향 상대변위가 방지된 부재로 취급하여

검토하였으며 유효좌굴계수는 $k=1.2$ 를 적용하였다.

2) 임계하중 산정

【표 5.21】임계하중 산정 결과(기둥 1)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)
LCBF2	1.200	0.600	5298652.951	68686.862	2.000	0.600	5298652.951	24727.27
LCBF12	1.200	0.600	5298652.951	68686.862	2.000	0.600	5298652.951	24727.27
LCBF1	1.200	0.600	5298652.951	68686.862	2.000	0.600	5298652.951	24727.27

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

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

EI : 휨강성

Ec : 26985.82 MPa

k : 유효좌굴길이계수

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

I : 단면2차모멘트

y축 = 0.785398 m4 z축 = 0.785398 m4

lu : 비지지길이

y축 = 22.994m z축 = 22.994 m

【표 5.22】임계하중 산정 결과(기둥 2)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)
LCBF1	1.200	0.600	5298652.951	68686.862	2.000	0.600	5298652.951	24727.27
LCBF12	1.200	0.600	5298652.951	68686.862	2.000	0.600	5298652.951	24727.27
LCBF3	1.200	0.600	5298652.951	68686.862	2.000	0.600	5298652.951	24727.27

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

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

EI : 휨강성

Ec : 26985.82 MPa

k : 유효좌굴길이계수

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

I : 단면2차모멘트

y축 = 0.785398 m4 z축 = 0.785398 m4

lu : 비지지길이

y축 = 22.994m z축 = 22.994 m

【표 5.23】임계하중 산정 결과(기둥 3)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)
LCBF1	1.200	0.600	5298652.951	68686.862	2.000	0.600	5298652.951	24727.27
LCBF12	1.200	0.600	5298652.951	68686.862	2.000	0.600	5298652.951	24727.27
LCBF2	1.200	0.600	5298652.951	68686.862	2.000	0.600	5298652.951	24727.27

βd : 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

y축 = 0.785398 m⁴ z축 = 0.785398 m⁴

l_u : 비지지길이

y축 = 22.994m z축 = 22.994 m

3) 횡구속 골조인 경우의 확대모멘트 계산

① 세장비 검토

【표 5.24】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
LCBF2	1.200	55.186	39.751	장주	-	-	-	비횡구속
LCBF12	1.200	55.186	40.000	장주	-	-	-	비횡구속
LCBF1	1.200	55.186	40.000	장주	-	-	-	비횡구속

M₁, M₂

: 기둥의 양끝단 모멘트

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

M₁ / M₂ 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

M₁ / M₂ ≥ -0.5

$$r = \sqrt{I/A}$$

: 회전반경

- y축 = 0.500 m

- z축 = 0.500 m

【표 5.25】세장비 검토 결과 (기둥 2)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF1	1.200	55.186	40.000	장주	-	-	-	비횡구속
LCBF12	1.200	55.186	40.000	장주	-	-	-	비횡구속
LCBF3	1.200	55.186	40.000	장주	-	-	-	비횡구속

M1, M2 : 기둥의 양끝단 모멘트
 $\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$ M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)
M1 / M2 ≥ -0.5
 $r = \sqrt{I/A}$: 회전반경
- y축 = 0.500 m
- z축 = 0.500 m

【표 5.26】세장비 검토 결과 (기둥 3)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF1	1.200	55.186	39.232	장주	-	-	-	비횡구속
LCBF12	1.200	55.186	40.000	장주	-	-	-	비횡구속
LCBF2	1.200	55.186	39.480	장주	-	-	-	비횡구속

M1, M2 : 기둥의 양끝단 모멘트
 $\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$ M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)
M1 / M2 ≥ -0.5
 $r = \sqrt{I/A}$: 회전반경
- y축 = 0.500 m
- z축 = 0.500 m

② 확대모멘트 산정

【표 5.27】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 1)

구 분		Cm	Pu(kN)	Pc(kN)	δ_{ns}	Mu (kN · m)		$\delta_{ns} \cdot M2$ (kN · m)
						Mu	M2min	
y축	LCBF2	0.408	9967.052	68686.862	1.00 0	-1314.36 6	747.529	-1314.366
	LCBF12	0.400	9177.723	68686.862	1.00 0	-2196.10 1	688.329	-2196.101
	LCBF1	0.400	9661.771	68686.862	1.00 0	-1241.12 8	724.633	-1241.128

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M2$$

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

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

기둥 양단 사이에 횡하중이 있는 경우, $C_m = 1.0$

$M2min = Pu \cdot e_{min}$ 이상이어야 함

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

- y축 = 75.00 mm

- z축 = 75.00 mm

【표 5.28】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 2)

구 분		Cm	Pu(kN)	Pc(kN)	δ_{ns}	Mu (kN · m)		$\delta_{ns} \cdot M2$ (kN · m)
						Mu	M2min	
y축	LCBF1	0.400	8824.683	68686.862	1.00 0	65.432	661.851	661.851
	LCBF12	0.400	6316.612	68686.862	1.00 0	-3017.040	473.746	-3017.040
	LCBF3	0.400	6569.277	68686.862	1.00 0	2673.842	492.696	2673.842

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M2$$

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

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

기둥 양단 사이에 횡하중이 있는 경우, $C_m = 1.0$

$M2min = Pu \cdot e_{min}$ 이상이어야 함

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

- y축 = 75.00 mm

- z축 = 75.00 mm

【표 5.29】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 3)

구 분		Cm	Pu(kN)	Pc(kN)	δ_{ns}	Mu (kN · m)		$\delta_{ns} \cdot M_2$ (kN · m)
						Mu	M2min	
y축	LCBF1	0.426	10464.214	68686.862	1.000	1376.800	784.816	1376.800
	LCBF12	0.400	6954.706	68686.862	1.000	3457.094	521.603	3457.094
	LCBF2	0.417	10243.343	68686.862	1.000	1361.079	768.251	1361.079

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

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

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

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 5.30】 세장비 검토 결과 (기둥 1)

구 분	교축직각방향(y축)				교축방향(z축)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF2	-	-	-	횡구속	2.000	91.976	22.000	장주
LCBF12	-	-	-	횡구속	2.000	91.976	22.000	장주
LCBF1	-	-	-	횡구속	2.000	91.976	22.000	장주

: 기둥의 양끝단 모멘트

M_1, M_2

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

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

$M_1 / M_2 \geq -0.5$

: 회전반경

$$r = \sqrt{I/A}$$

- y축 = 0.500 m

- z축 = 0.500 m

【표 5.31】세장비 검토 결과 (기둥 2)

구 분	교축직각방향(y축)				교축방향(z축)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF1	-	-	-	횡구속	2.000	91.976	22.000	장주
LCBF12	-	-	-	횡구속	2.000	91.976	22.000	장주
LCBF3	-	-	-	횡구속	2.000	91.976	22.000	장주

: 기둥의 양끝단 모멘트

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

M1, M2 : M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)
M1 / M2 ≥ -0.5
: 회전반경
- y축 = 0.500 m
- z축 = 0.500 m

【표 5.32】세장비 검토 결과 (기둥 3)

구 분	교축직각방향(y축)				교축방향(z축)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF1	-	-	-	횡구속	2.000	91.976	22.000	장주
LCBF12	-	-	-	횡구속	2.000	91.976	22.000	장주
LCBF2	-	-	-	횡구속	2.000	91.976	22.000	장주

: 기둥의 양끝단 모멘트

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

M1, M2 : M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)
M1 / M2 ≥ -0.5
: 회전반경
- y축 = 0.500 m
- z축 = 0.500 m

② 확대모멘트계수 산정

【표 5.33】 확대모멘트계수 산정 결과 (기둥 1)

구 분	교축직각방향(y축)			교축방향(z축)		
	Σ Pu(kN)	Σ Pc(kN)	δ s	Σ Pu(kN)	Σ Pc(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

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

Σ Pu : 해당층의 모든 수직하중의 합

Σ Pc : 해당층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

β d = 최대 장기지속 계수축력 / 전체계수축력

【표 5.34】 확대모멘트계수 산정 결과 (기둥 2)

구 분	교축직각방향(y축)			교축방향(z축)		
	Σ Pu(kN)	Σ Pc(kN)	δ s	Σ Pu(kN)	Σ Pc(kN)	δ s
LCBF1	-	-	횡구속	0	0	1.000
LCBF12	-	-	횡구속	0	0	1.000
LCBF3	-	-	횡구속	0	0	1.000

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

여기서, $Q < 0.6$, $\delta s < 2.5$

$\delta s > 1.5$ 이면

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

Σ Pu : 해당층의 모든 수직하중의 합

Σ Pc : 해당층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

β d = 최대 장기지속 계수축력 / 전체계수축력

【표 5.35】 확대모멘트계수 산정 결과 (기둥 3)

구 분	교축직각방향(y축)			교축방향(z축)		
	$\Sigma Pu(kN)$	$\Sigma Pc(kN)$	δs	$\Sigma Pu(kN)$	$\Sigma Pc(kN)$	δs
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

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

 ΣPu : 해당층의 모든 수직하중의 합

 ΣPc : 해당층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

 βd = 최대 장기지속 계수축력 / 전체계수축력

③ 확대모멘트 산정

【표 5.36】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 1)

구 분		δs	$M2(kN \cdot m)$	검토	C_m	$P_u(kN)$	δ_{ns}	$M_c(kN \cdot m)$
z축	LCBF2	1.000	0	이하	-	-	-	0
	LCBF12	1.000	-7039.08	이하	-	-	-	-7039.079
	LCBF1	1.000	0	이하	-	-	-	0

$$M2 = M2_{ns} + \delta s \cdot M2_s$$

 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 5.37】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 2)

구 분		δs	M2(kN · m)	검토	Cm	Pu(kN)	δns	Mc(kN · m)
z축	LCBF1	1.000	0	이하	-	-	-	0
	LCBF12	1.000	-7027.52	이하	-	-	-	-7027.518
	LCBF3	1.000	0	이하	-	-	-	0

$$M2 = M2ns + \delta s \cdot M2s$$

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 5.38】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 3)

구 분		δs	M2(kN · m)	검토	Cm	Pu(kN)	δns	Mc(kN · m)
z축	LCBF1	1.000	0	이하	-	-	-	0
	LCBF12	1.000	-7039.079	이하	-	-	-	-7039.079
	LCBF2	1.000	0	이하	-	-	-	0

$$M2 = M2ns + \delta s \cdot M2s$$

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 5.39】 단면력 산출결과 요약 (기둥 1)

구 분	Pu (kN)	Mcy (kN · m)	Mc _z (kN · m)	Mc (kN · m)	비 고
LCBF2	9967.05 kN	-1314.37 kN · m	0.00 kN · m	1314.37 kN · m	Pu,max
LCBF12	9177.72 kN	-2196.10 kN · m	-7039.08 kN · m	7373.70 kN · m	Mz,max
LCBF1	9661.77 kN	-1241.13 kN · m	0.00 kN · m	1241.13 kN · m	My,max

【표 5.40】 단면력 산출결과 요약 (기둥 2)

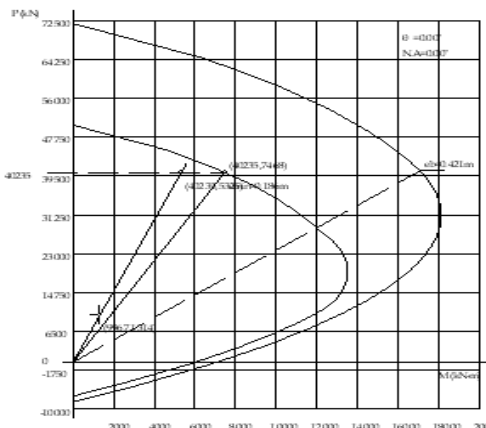
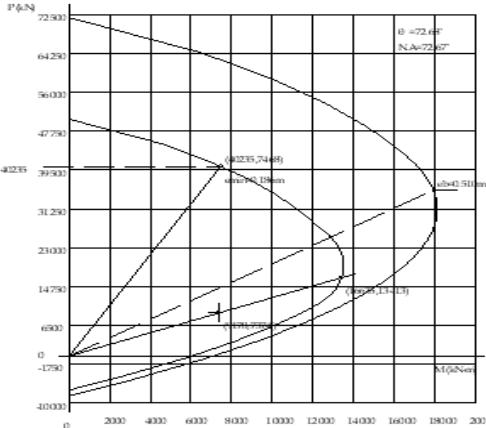
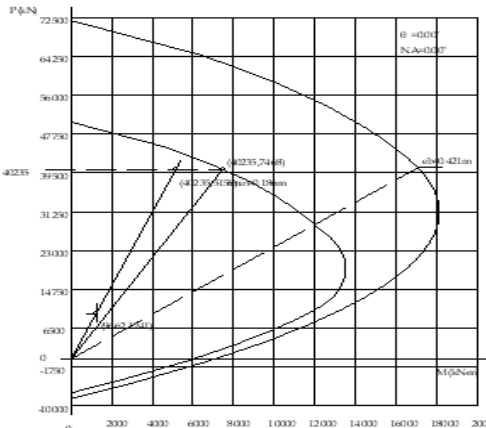
구 분	Pu (kN)	Mcy (kN · m)	Mc _z (kN · m)	Mc (kN · m)	비 고
LCBF1	8824.68 kN	661.85 kN · m	0.00 kN · m	661.85 kN · m	Pu,max
LCBF12	6316.61 kN	-3017.04 kN · m	-7027.52 kN · m	7647.78 kN · m	Mz,max
LCBF3	6569.28 kN	2673.84 kN · m	0.00 kN · m	2673.84 kN · m	My,max

【표 5.41】 단면력 산출결과 요약 (기둥 3)

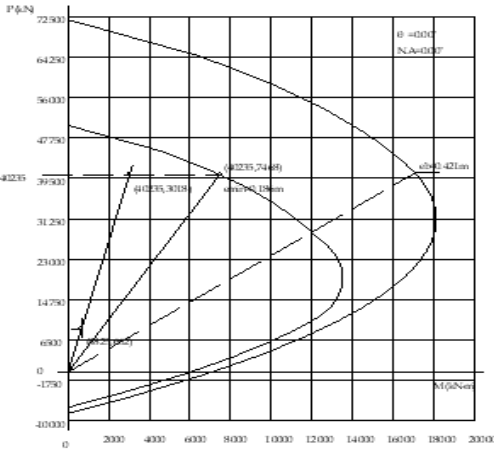
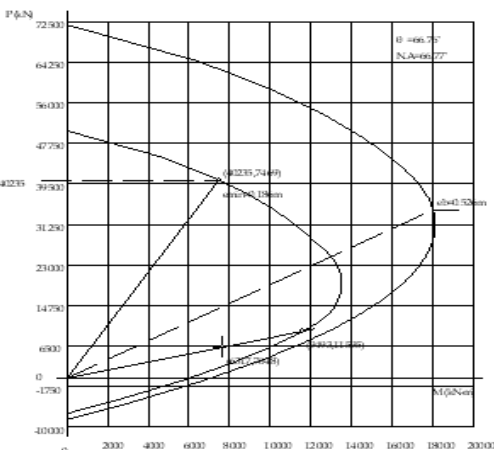
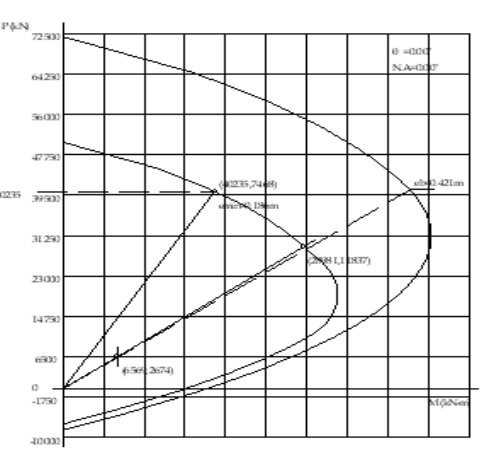
구 분	Pu (kN)	Mcy (kN · m)	Mc _z (kN · m)	Mc (kN · m)	비 고
LCBF1	10464.21 kN	1376.80 kN · m	0.00 kN · m	1376.80 kN · m	Pu,max
LCBF12	6954.71 kN	3457.09 kN · m	-7039.08 kN · m	7842.20 kN · m	Mz,max
LCBF2	10243.34 kN	1361.08 kN · m	0.00 kN · m	1361.08 kN · m	My,max

바) P-M 상관도

【표 5.42】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성 평가 결과 요약 (기둥 1)

■ 하중조합 : LCBF2 	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.132 \text{ m}$ $\phi P_n = 40234.543 \text{ kN} \geq P_u = 9967.052 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 5324.871 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1314.366 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF12 	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.510 \text{ m}$ $\phi P_b = 27828.717 \text{ kN}$ $\phi M_b = 14183.322 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.806 \text{ m}$ $\phi P_n = 16635.14 \text{ kN} \geq P_u = 9177.723 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 13413.489 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 7373.703 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF1 	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.128 \text{ m}$ $\phi P_n = 40234.543 \text{ kN} \geq P_u = 9661.771 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 5158.958 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1241.128 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$

【표 5.43】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성 평가 결과 요약 (기둥 2)

■ 하중조합 : LCBF1 	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.075 \text{ m}$ $\phi P_n = 40234.543 \text{ kN} \geq P_u = 8824.683 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 3017.591 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 661.851 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF12 	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.526 \text{ m}$ $\phi P_b = 29108.358 \text{ kN}$ $\phi M_b = 15323.889 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 1.221 \text{ m}$ $\phi P_n = 9493.284 \text{ kN} \geq P_u = 6316.612 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 11595.462 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 7647.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF3 	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.408 \text{ m}$ $\phi P_n = 28980.553 \text{ kN} \geq P_u = 6569.277 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 11837.164 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 2673.842 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$

【표 5.44】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성 평가 결과 요약 (기둥 3)

■ 하중조합 : LCBF1	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.486 \text{ m}$ $\phi P_n = 40234.543 \text{ kN} \geq P_u = 10464.214 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 5324.871 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1376.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF12	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.533 \text{ m}$ $\phi P_b = 28788.746 \text{ kN}$ $\phi M_b = 15344.045 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 1.134 \text{ m}$ $\phi P_n = 10676.352 \text{ kN} \geq P_u = 6954.706 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 12109.385 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 7842.202 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF2	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.132 \text{ m}$ $\phi P_n = 40234.543 \text{ kN} \geq P_u = 10243.343 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 5324.871 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1361.079 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$

5.3 논산방향 구조해석

5.3.1 구조해석 절차

가. 합성전

- 1) 단면 : 3-Girder
- 2) 하중 : 강재+바닥판 자중

나. 합성후

- 1) 단면 : 3-Girder+바닥판
- 2) 하중 : 합성전 고정하중+2차 고정하중+활하중+건조수축+크리프+온도

5.3.2 교량 제원

가. 교량명 : 검상천교

나. 형식 : Steel Box Girder(합성형교)

다. 교폭 : 31.514 ~ 34.919 m (천안방향: 15.468~15.664m, 논산방향: 16.046~19.255m)

라. 교량 : $L = 40.080 + 50.000 + 40.160 = 130.240$ m

마. 평면선형 : 클로소이드 + $R=1400$ m

5.3.3 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(SWS490 및 SWS400)

- 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 : $f_{sa} = 160 \text{ MPa}$

5.3.4 단면특성

대상구간의 강박스 거더의 강성은 아래와 같다.

【표 5.45】 합성전 교량 단면상수

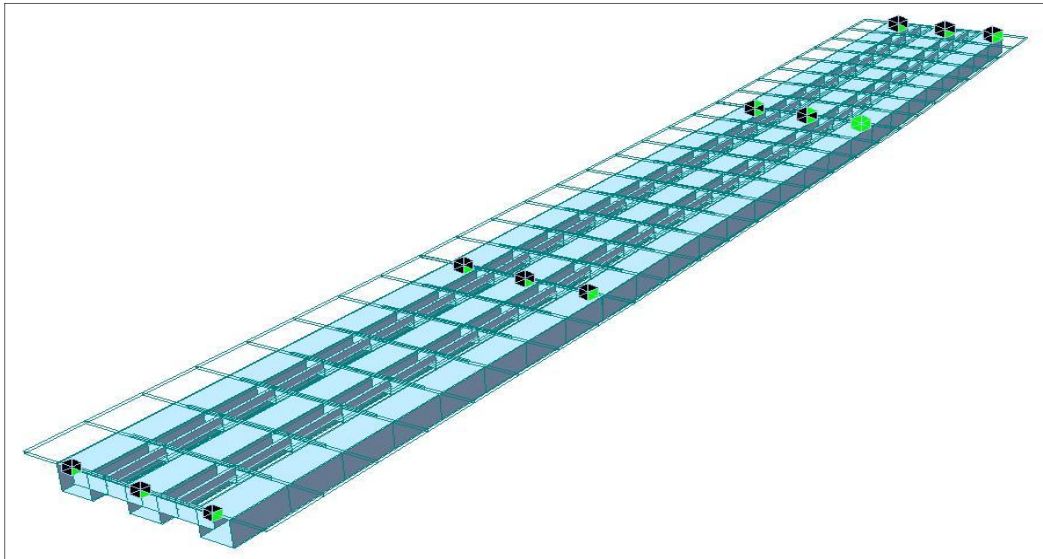
구 분	A(m2)	Ix(m4)	Iy(m4)	Iz(m4)	비고
단면 1	0.139500	0.190213	0.153405	0.138394	
단면 2	0.150300	0.203131	0.170793	0.144955	
단면 3	0.177300	0.231776	0.213420	0.161358	
단면 4	0.024943	0.000001	0.007218	0.000054	가로보
단면 5	0.014812	0.000001	0.001473	0.000032	세로보

【표 5.46】 합성후 교량 단면상수

구 분	A(m2)	Ix(m4)	Iy(m4)	Iz(m4)	비고
단면 1	0.390100	0.192000	0.314200	8.542500	
단면 2	0.400900	0.204900	0.363800	8.922300	
단면 3	0.427900	0.233500	0.437700	9.871800	
단면 4	0.024943	0.000001	0.007218	0.000054	가로보
단면 5	0.014812	0.000001	0.001473	0.000032	세로보

5.3.5 해석모델

대상교량의 구조해석모델은 【그림 5.6】와 같다.



【그림 5.6】강박스 거더 구조해석 모델

5.3.6 하중산정

대상교량의 구조안전성검토를 위하여 고려된 하중은 합성전·후 고정하중, 설계활하중 (DB-24) 4차로, 온도하중, 콘크리트 바닥판의 건조수축 및 크리프 등이다.

가. 고정하중

고정하중은 합성전 고정하중 및 합성후 고정하중으로 구분하여 적용하였다. 콘크리트 바닥판의 자중은 합성전, 후로 구분하고 횡방향 분배를 계산하여 연직하중 및 모멘트하중으로 치환하였으며, 강재의 자중은 구조해석 프로그램 내에서 자동으로 고려하도록 하였다. 단위 중량 입력시 해석모델에서 제외된 Splice plate, Diaphragm, Stiffner, Bolt 등의 부부재 및 기타 부재의 중량을 고려하여 할증된 단위중량을 적용하였다. 연석 및 포장은 합성후 고정 하중으로 고려하였다.

【표 5.47】강재중량 할증율 산정 결과

구 분	강 종	강재재료표	해석모델 순중량	할증율
Main Girder	SWS490	500.451	436.00	1.148
Cross Beam	SWS400	240.145	87.61	2.741
Stringer	SWS400			
총 계		740.596	523.61	

나. 설계활하중

설계활하중은 DB-24로 최대 단면력을 발생시키는 경우에 대해서 구조검토를 수행하였다. 설계충격계수는 정·부모멘트부 모두 아래의 식으로 계산하여 경간 40m구간에 대해서는 0.1875, 경간 50m구간에 대해서는 0.1667을 사용하였다.

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

다. 바닥판 콘크리트와 강재들보와의 온도차

바닥판 콘크리트와 강재들보와의 온도차는 10℃를 표준으로 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(Md2) 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 쓰이는 건조수축 계수 ϕ_2 은 4.0을 사용한다.

마. 크리프

합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우(Md2) 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프 계수 ϕ_1 은 2.0을 사용한다.

바. 풍하중

상부구조에 작용하는 풍하중은 다음과 같이 산정한다.

【표 5.48】 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 5.49】 하부구조에 작용하는 풍하중

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

1) 교축직각방향

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

② $W_{coping} = 3.0 \times 10^{-3} \times 1.800 \times 1000 = 5.400 \text{ kN/m}$

2) 교축방향

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

② $W_{coping} = 3.0 \times 10^{-3} \times 1.800 \times 1000 = 5.400 \text{ kN/m}$

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 을 적용하였다.

1) 상부구조 신축에 의한 수평력

① 온도변화에 의한 수평변위

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

여기서, L : 고정단(P1)에서 검토 교각(P2) 위치까지의 거리

ΔT : 연평균 온도변화차 35℃ 적용

② 등가수평력

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

$$\bullet P_{h1} = \frac{3 \cdot E \cdot I \cdot \delta}{H^3} = (3 \times 26986000 \times 2.355 \times 0.0210) / 23.4113 = 312.039 \text{ kN}$$

여기서, H = 23.411 m

$$I = 2.355 \text{ m}^4$$

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

2) 교량받침 마찰에 의한 수평력

① 상부 고정하중 반력

$$\bullet W = 11052.703 \text{ kN}$$

② 교량받침 마찰에 의한 수평력

$$\bullet Ph2 = \mu \cdot W = 0.05 \times 11052.703 = 552.635 \text{ kN}$$

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

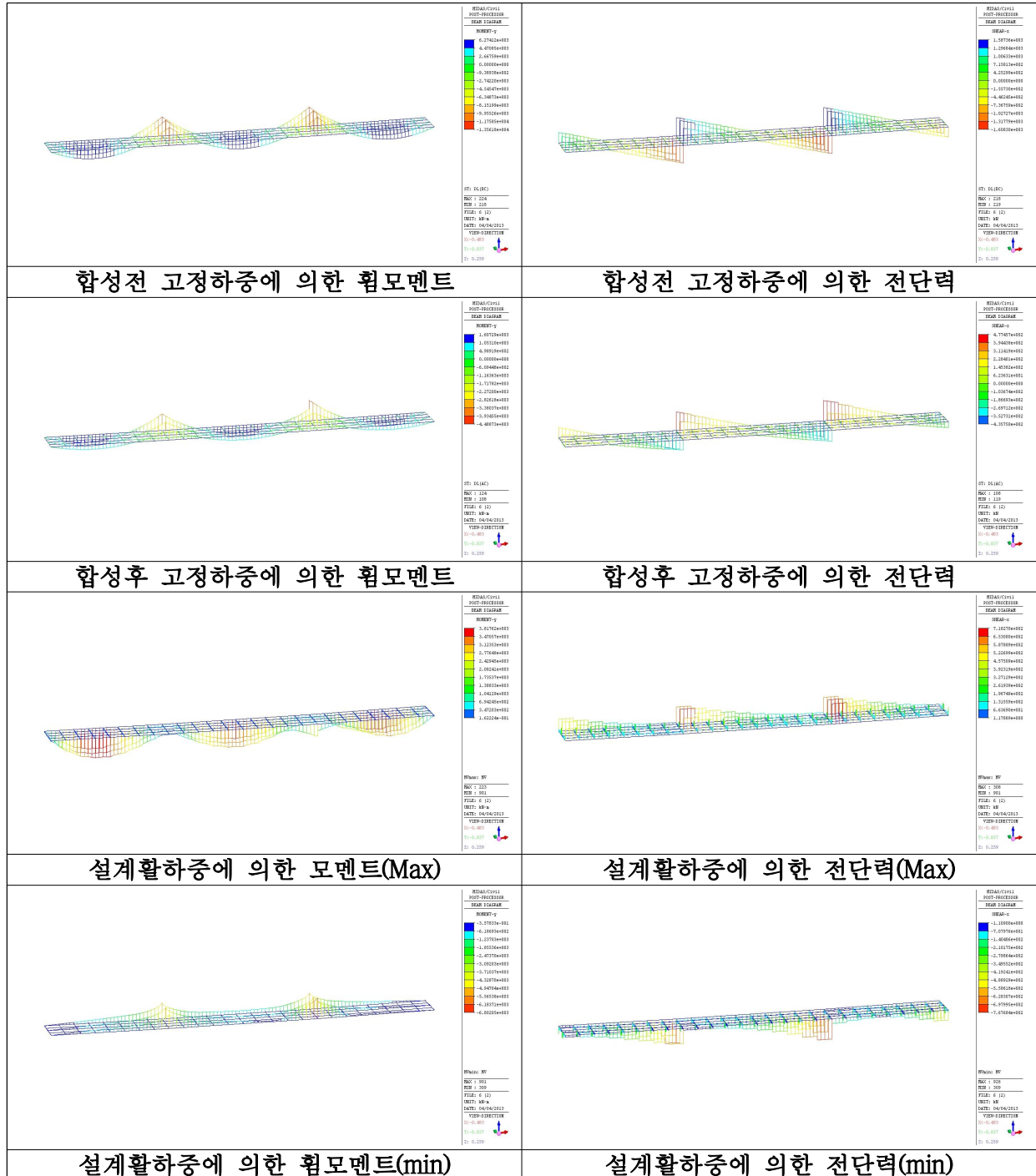
3) 온도변화에 의한 수평력

$$\bullet PT = \text{Min}[Ph1, Ph2] = 312.039 \text{ kN}$$

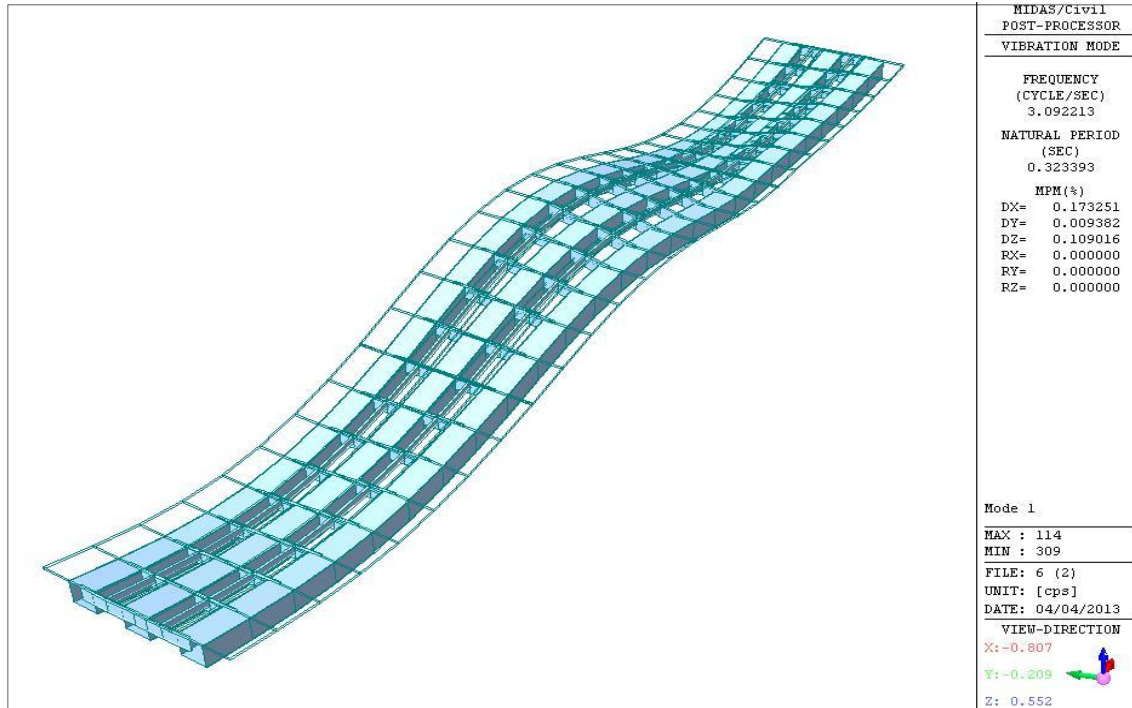
5.3.7 해석결과

가. 고정하중 및 활하중에 의한 검토

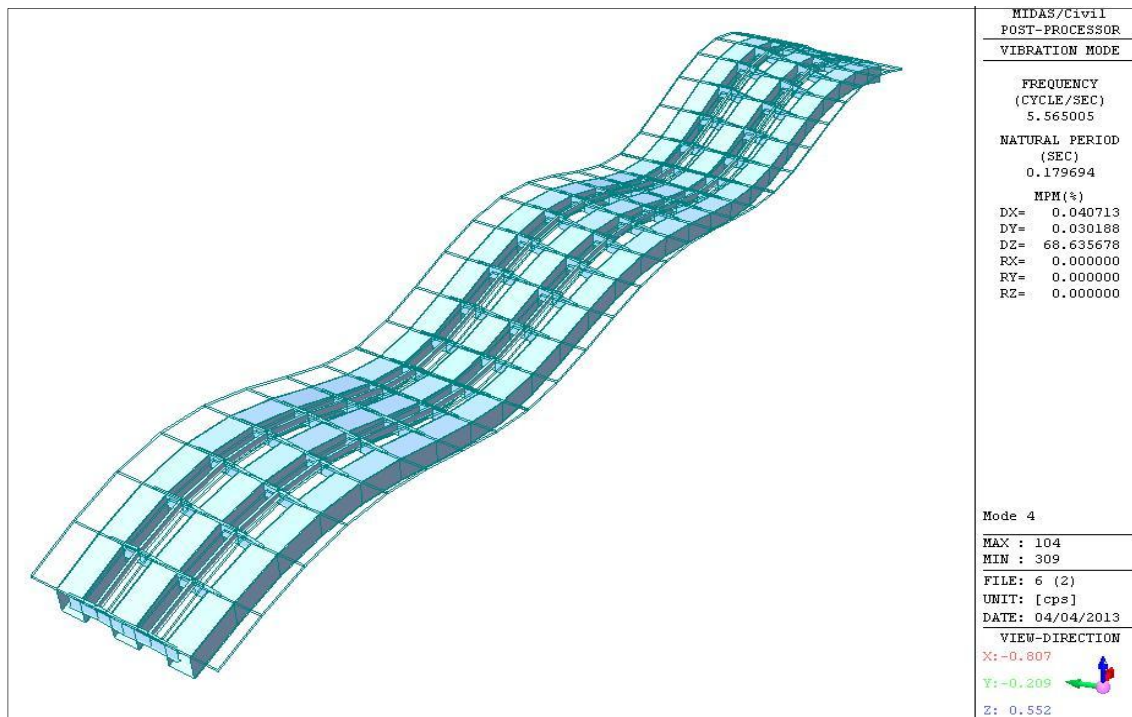
고정하중 및 활하중에 의한 각 하중에 대한 해석결과는 다음 아래와 같다. 박스 거더의 정모멘트부와 부모멘트부에서 각각 발생한 최대 단면력을 【그림 5.7】에 나타내었다. 【표 5.50】에는 강박스 거더의 최대휨모멘트도를 나타내었다.



【그림 5.7】 강박스 거더의 하중조건별 부재력도



(a) Mode 1 ($f_1 = 3.0922$ Hz)



(b) Mode 4 ($f_4 = 5.5650$ Hz)

【그림 5.8】 강박스 거더의 고유진동수 해석 결과

【표 5.50】 휨모멘트 산출결과 (kN·m)

구 분		합성전 고정하중	합성후			계		비 고
			고정하중	활하중(충격포함)				
				Max	Min	Max	Min	
제1지간 중앙부	G1	5128.36	1195.44	3563.07	-1136.93	9886.87	5186.87	
	G2	5364.34	1013.71	3252.97	-704.30	9631.02	5673.75	
	G3	5069.97	877.60	2880.54	-440.93	8828.11	5506.64	
제1내부 지점부	G1	-12763.08	-2573.27	648.23	-5292.99	-14688.12	-20629.34	
	G2	-13466.82	-2787.65	595.09	-5414.98	-15659.38	-21669.45	
	G3	-12491.11	-2317.77	2282.60	-6802.05	-12526.28	-21610.93	
제2지간 중앙부	G1	5555.32	1586.49	3597.86	-1043.41	10739.67	6098.40	
	G2	5704.82	1323.85	3411.81	-807.65	10440.48	6221.02	
	G3	5406.03	1024.34	3254.12	-816.37	9684.49	5614.00	
제2내부 지점부	G1	-12659.40	-3658.68	587.44	-5259.52	-15730.64	-21577.60	
	G2	-13561.01	-2874.37	356.53	-5290.81	-16078.85	-21726.19	
	G3	-12052.81	-2123.24	134.54	-4582.06	-14041.51	-18758.11	
제3지간 중앙부	G1	5167.50	1360.25	3762.04	-1232.17	10289.79	5295.58	
	G2	5384.13	1124.99	3759.94	-1153.54	10269.06	5355.58	
	G3	5005.15	878.34	3650.33	-1163.64	9533.82	4719.85	

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(1.0 kN·m)를 작용시켜 각 절점에 작용되는 영향계수 k 값(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 5.51】영향계수 k값 산출결과 요약 (MPa)

절점 104	절점 108	절점 113	절점 118	절점 122
0.36	-0.19	-0.15	-0.21	0.38
절점 204	절점 208	절점 213	절점 218	절점 222
0.31	-0.19	-0.12	-0.24	0.38
절점 304	절점 308	절점 313	절점 318	절점 322
0.28	0.33	-0.12	-0.27	0.38

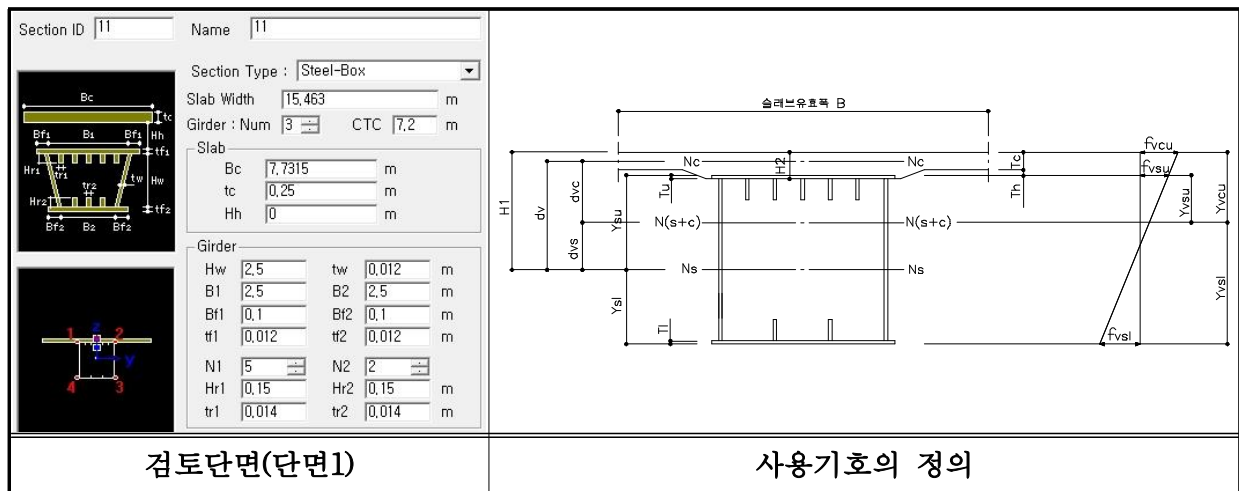


다. 구조안전성 검토결과

1) 최대 정모멘트부

① 제2지간 중앙부

최대 정모멘트가 작용하는 제2지간 중앙부 거더1(G1) 단면1에 대한 응력검토 세부과정은 다음과 같다.



【표 5.52】 응력 산정시 입력자료

구 분	단 위	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
n1 : 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	4811.890
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1461.390
Mv : 활하중에 의한 모멘트	kN·m	3389.390
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-272.030
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-63.870
Sv : 활하중에 의한 전단력	kN	-244.520
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-24.630
Msct : 합성후 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-5.310
Mvt : 활하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-192.200
k : 부정정력 산정을 위한 영향계수	kN·m	-0.150

가) 응력 산정

(1) 합성전

$$I_s' = A_s \cdot Y^2 + \sum I_s = 125418832800 + 26073944266.7 = 151492777067 \text{ mm}^4$$

$$\delta s = \sum (A \cdot Y) / A_s = 4935000 / 131600 = 37.500 \text{ mm}$$

$$I_s = I_s' - A_s \cdot \delta s^2 = 151492777067 - 131600 \times 37.500^2 = 151307714567 \text{ mm}^4$$

$$Y_{su} = H/2 + T_u - \delta s = 2500.0/2 + 12.0 - 37.500 = 1224.500 \text{ mm}$$

$$Y_{sl} = Y_{su} - (H + T_u + T_l) = 1224.500 - 2524.000 = -1299.500 \text{ mm}$$

$$F = b \cdot h = ((UL^2 + UR^2 + B^2)/2 + T_w) \cdot (H + T_u/2 + T_l/2) = 6305120.0 \text{ mm}^2$$

$$f_{su} = M_s \cdot Y_{su} / I_s = 38.942 \text{ MPa}$$

$$f_{sl} = M_s \cdot Y_{sl} / I_s = -41.327 \text{ MPa}$$

$$\nu = S_s / (A(\text{Web}) + M_{st} / (2 \cdot F \cdot T_w)) = 5.636 \text{ MPa}$$

(2)합성후

$$A_v = A_s + A_c/n = 280850.0\text{mm}^2$$

$$I_c/n = 777343750\text{mm}^4$$

$$d_v = Y_{su} - T_u + T_h + T_c/2 = 1337.5\text{mm}$$

$$d_{vc} = d_v \cdot A_s/(A_c/n + A_s) = 626.7\text{mm}$$

$$d_{vs} = d_v - d_{vc} = 710.8\text{mm}$$

$$Y_{vcu} = d_{vc} + T_c/2 = 751.7\text{mm}$$

$$Y_{vcl} = Y_{vcu} - T_c = 501.7\text{mm}$$

$$Y_{vsu} = Y_{vcu} - H_2 + T_u = 513.7\text{mm}$$

$$Y_{vsl} = Y_{vsu} - (H + T_u + T_l) = -2010.3\text{mm}$$

$$I_v = I_s + I_c/n + A_s \cdot d_{vs}^2 + A_c/n \cdot d_{vc}^2 = 277192568832\text{mm}^4$$

$$F_v = b \cdot h_v = ((UL_2 + UR_2 + B_2)/2 + T_w) \cdot (H + (T_u + T_c/n)/2 + T_l/2) = 6344338.8\text{mm}^2$$

$$f_{vcu} = M_{sc} \cdot Y_{vcu}/(n \cdot I_v) = 0.495\text{MPa}$$

$$f_{vcl} = M_{sc} \cdot Y_{vcl}/(n \cdot I_v) = 0.331\text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_{sc} \cdot Y_{vsu}/I_v = 2.708\text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_{sc} \cdot Y_{vsl}/I_v = -10.598\text{MPa}$$

$$\nu = S_{sc}/A(\text{Web}) + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot T_w) = 1.319\text{MPa}$$

(3)활하중

$$f_{vcu} = M_v \cdot Y_{vcu}/(n \cdot I_v) = 1.149\text{MPa}$$

$$f_{vcl} = M_v \cdot Y_{vcl}/(n \cdot I_v) = 0.767\text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_v \cdot Y_{vsu}/I_v = 6.282\text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_v \cdot Y_{vsl}/I_v = -24.581\text{MPa}$$

$$\nu = S_v/A(\text{Web}) + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot T_w) = 6.405\text{MPa}$$

(4)크리이프

$$n_1 = n \cdot (1 + \phi \cdot 1/2) = 8 \times (1 + 2.0/2) = 16$$

$$A_{v1} = A_s + A_c/n_1 = 206225.0\text{mm}^2 \text{ \#2차부정정력으로인한영향고려}$$

$$d_{c1} = d_v \cdot A_s/(A_c/n_1 + A_s) = 853.5\text{mm} \quad K = -0.150$$

$$d_{s1} = d_v - d_{c1} = 484.0\text{mm}$$

$$Y_{v1cu} = d_{c1} + T_c/2 = 978.5\text{mm}$$

$$Y_{v1cl} = Y_{v1cu} - T_c = 728.5\text{mm}$$

$$Y_{v1su} = Y_{v1cu} - H_2 + T_u = 740.5\text{mm}$$

$$Y_{v1sl} = Y_{v1su} - (H + T_u + T_l) = -1783.5\text{mm}$$

$$I_{v1} = I_s + I_c/n_1 + A_s \cdot d_{s1}^2 + A_c/n_1 \cdot d_{c1}^2 = 236885971429\text{mm}^4$$

$$N_c = M_{sc} \cdot d_{vc} \cdot A_c / (n \cdot I_v) = 493144N$$

$$P_\phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1) = 493144N$$

$$M_\phi = P_\phi \cdot d_{c1} = 420903471N \cdot mm$$

$$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2) = 13902MPa$$

$$f_{cu} = M_{sc} \cdot Y_{vcu} / (n \cdot I_v) = 0.495MPa$$

$$f_{cl} = M_{sc} \cdot Y_{vcl} / (n \cdot I_v) = 0.331MPa$$

$$f_{vcu1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi / A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot Y_{v1cu} / I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu} \cdot \phi_1 / E_c = -0.362MPa$$

$$f_{vcl1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi / A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot Y_{v1cl} / I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl} \cdot \phi_1 / E_c = -0.193MPa$$

$$f_{vsu1} = P_\phi / A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot Y_{v1su} / I_{v1} = 2.194MPa$$

$$f_{vsl1} = P_\phi / A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot Y_{v1sl} / I_{v1} = 2.867MPa$$

(5) 건조수축

$$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2 / 2) = 8 \times (1 + 4.0 / 2) = 24$$

$$A_{v2} = A_s + A_c / n_2 = 181350.000mm^2$$

$$d_{c2} = d_v \cdot A_s / (A_c / n_2 + A_s) = 970.6mm$$

$$d_{s2} = d_v - d_{c2} = 366.9mm$$

$$Y_{v2cu} = d_{c2} + T_c / 2 = 1095.6mm$$

$$Y_{v2cl} = Y_{v2cu} - T_c = 845.6mm$$

$$Y_{v2su} = Y_{v2cu} - H_2 + T_u = 857.6mm$$

$$Y_{v2sl} = Y_{v2su} - (H + T_u + T_l) = -1666.4mm$$

$$I_{v2} = I_s + I_c / n_2 + A_s \cdot d_{s2}^2 + A_c / n_2 \cdot d_{c2}^2 = 216149945275.6mm^4$$

$$P_2 = E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_c / n_2 = 2753663N$$

$$M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} = 2672654563N \cdot mm$$

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

$$f_{vcu2} = 1/n_2 \cdot (P_2 / A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot Y_{v2cu} / I_{v2}) - E_{c2} \cdot \epsilon_s = -1.758MPa$$

$$f_{vcl2} = 1/n_2 \cdot (P_2 / A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot Y_{v2cl} / I_{v2}) - E_{c2} \cdot \epsilon_s = -1.739MPa$$

$$f_{vsu2} = P_2 / A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot Y_{v2su} / I_{v2} = 13.594MPa$$

$$f_{vsl2} = P_2 / A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot Y_{v2sl} / I_{v2} = 18.275MPa$$

(6) 온도차

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

$$P_1 = E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_c / n = 3671550N$$

$$M_{vt} = P_1 \cdot d_{vc} = 2301042810N \cdot mm$$

$$f_{cut} = 1/n \cdot (P_1 / A_v + k \cdot M_{vt} \cdot Y_{vcu} / I_v) - E_c \cdot \epsilon_t = -1.819MPa$$

$$f_{clt} = 1/n \cdot (P_1 / A_v + k \cdot M_{vt} \cdot Y_{vcl} / I_v) - E_c \cdot \epsilon_t = -1.780MPa$$

$$f_{sut} = P1/Av+K \cdot Mvt \cdot Y_{vsu}/Iv = 12.433\text{MPa}$$

$$f_{slt} = P1/Av+K \cdot Mvt \cdot Y_{vsl}/Iv = 15.576\text{MPa}$$

나) 응력조합 및 검토

(1) 적용 하중조합

【표 5.53】 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 5.54】 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 5.55】 정모멘트부(제3지간 중앙부) 응력 검토 결과 (MPa)

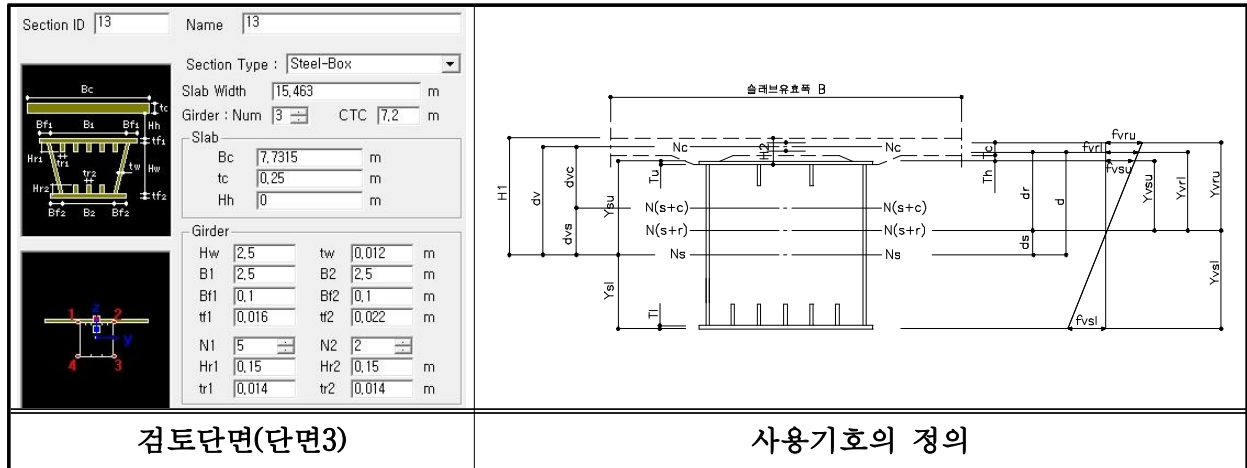
하중조합	콘크리트 바닥판			강재 거더					
	상 연			상 연			하 연		
	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)	발생응력	허용응력	검토 결과 (안전율)
LCB 1	1.644	10.800	OK (6.569)	47.932	190.000	OK (3.964)	-76.506	190.000	OK (2.483)
LCB 2	1.282	10.800	OK (8.424)	50.125	218.500	OK (4.359)	-73.639	190.000	OK (2.580)
LCB 3	-0.476	1.890	OK (-3.971)	63.719	218.500	OK (3.429)	-55.364	190.000	OK (3.432)
LCB 4	-2.295	2.174	OK (0.947)	76.152	247.000	OK (3.244)	-39.788	218.500	OK (5.492)
LCB 5	1.343	12.420	OK (9.248)	51.286	247.000	OK (4.816)	-70.940	218.500	OK (3.080)

여기서, 1. 부호규약은 압축을 정(+), 인장을 부(-)로 하였음

2) 최대 부모멘트부

① 제2내부 지점부

최대 부모멘트가 작용하는 제2내부 지점부 거더2(G2) 단면3에 대한 응력검토 세부과정은 다음과 같으며 바닥판의 합성작용은 바닥판에서 콘크리트 단면은 무시하고 바닥판 내의 교축방향 철근만을 주거더 단면의 일부로 취급하였다.



【표 5.56】 응력 산정시 입력자료

구분	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
n1 : 크리프에 의한 응력의 계산에 사용된 탄성계수비		16
n2 : 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용된 탄성계수비		24
t : 강재와 콘크리트의 온도차	°C	10
Ms : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-6325.180
Msc : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1392.370
Mv : 활하중에 의한 모멘트	kN·m	-2566.980
Ss : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1323.670
Ssc : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	275.940
Sv : 활하중에 의한 전단력	kN	702.670
Mst : 합성전 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	103.630
Mscst : 합성후 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-27.380
Mvt : 활하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	632.490
tou, tcl : 교축방향 철근의 피복두께(상부, 하부)	mm	60, 40
k : 부정정력 산정을 위한 영향계수	kN·m	-0.240

가) 응력 산정

(1)합성전

$$I_s' = A_s \cdot Y_2 + \sum I_s = 164847858414 + 26076052805 = 190923911219 \text{mm}^4$$

$$\delta s = \sum (A \cdot Y) / A_s = -22820286 / 156062 = -146.226 \text{mm}$$

$$I_s = I_s' - A_s \cdot \delta s^2 = 190923911219 - 156062 \times (-146.226)^2 = 187586997344 \text{mm}^4$$

$$Y_{su} = H/2 + T_u - \delta s = 2500.0/2 + 16.0 - (-146.226) = 1412.226 \text{mm}$$

$$Y_{sl} = Y_{su} - (H + T_u + T_l) = 1412.226 - 2538.000 = -1125.774 \text{mm}$$

$$F = b \cdot h = ((UL_2 + UR_2 + B_2)/2 + T_w) \cdot (H + T_u/2 + T_l/2) = 6322690.0 \text{mm}^2$$

$$f_{su} = M_s \cdot Y_{su} / I_s = -47.618 \text{MPa}$$

$$f_{sl} = M_s \cdot Y_{sl} / I_s = 37.960 \text{MPa}$$

$$\nu = S_s / (A(\text{Web}) + M_{st} / (2 \cdot F \cdot T_w)) = 27.293 \text{MPa}$$

(2)합성후

$$A_v = A_s + A_r = 171533 \text{mm}^2$$

$$d = Y_{su} - T_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \cdot A_{ru} / A_r = 1511.226 \text{mm}$$

$$d_r = d \cdot A_s / (A_s + A_r) = 1374.924 \text{mm}$$

$$d_s = d - d_r = 136.301 \text{mm}$$

$$Y_{vru} = d_r + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \cdot A_{rl} / A_r = 1449.924 \text{mm}$$

$$Y_{vrl} = d_r - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \cdot A_{ru} / A_r = 1299.924 \text{mm}$$

$$Y_{vsu} = Y_{vrl} - t_{cl} - T_h + T_u = 1275.924 \text{mm}$$

$$Y_{vsl} = Y_{vsu} - (H + T_u + T_l) = -1262.076 \text{mm}$$

$$I_{rv} = I_s + A_s \cdot d_s^2 + A_r \cdot d_r^2 = 219732970095 \text{mm}^4$$

$$F_v = b \cdot h_v = ((UL_2 + UR_2 + B_2)/2 + T_w) \cdot (H + (T_u + T_c/n)/2 + T_l/2) = 6361908.8 \text{mm}^2$$

$$f_{vru} = M_{sc} \cdot Y_{vru} / I_{rv} = -9.188 \text{MPa}$$

$$f_{vrl} = M_{sc} \cdot Y_{vrl} / I_{rv} = -8.237 \text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_{sc} \cdot Y_{vsu} / I_{rv} = -8.085 \text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_{sc} \cdot Y_{vsl} / I_{rv} = 7.997 \text{MPa}$$

$$\nu = S_{sc} / (A(\text{Web}) + M_{sct} / (2 \cdot F_v \cdot T_w)) = 5.734 \text{MPa}$$

(3)활하중

$$f_{vru} = M_v \cdot Y_{vru} / I_{rv} = -16.938 \text{MPa}$$

$$f_{vrl} = M_v \cdot Y_{vrl} / I_{rv} = -15.186 \text{MPa}$$

$$f_{vsu} = M_v \cdot Y_{vsu} / I_{rv} = -14.906 \text{MPa}$$

$$f_{vsl} = M_v \cdot Y_{vsl} / I_{rv} = 14.744 \text{MPa}$$

$$\nu = S_v / (A(\text{Web}) + M_{vt} / (2 \cdot F_v \cdot T_w)) = 19.024 \text{MPa}$$

(4)크리이프

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= A_s + A_c/n = 286249.500\text{mm}^2 \\
 d_v &= Y_{su} - T_u + T_h + T_c/2 = 1521.226\text{mm} \\
 d_{vc} &= d_v \cdot A_s/(A_c/n + A_s) = 829.366\text{mm} \\
 d_{vs} &= d_v - d_{vc} = 691.860\text{mm} \\
 n_1 &= n \cdot (1 + \phi 1/2) = 8 \times (1 + 2.0/2) = 16 \\
 A_{v1} &= A_s + A_c/n_1 = 221155.750\text{mm}^2 \\
 d_{c1} &= d_v \cdot A_s/(A_c/n_1 + A_s) = 1073.477\text{mm} \\
 d_{s1} &= d_v - d_{c1} = 447.749\text{mm} \\
 I_{cv} &= I_s + I_c/n + A_s \cdot d_{vs}^2 + A_c/n \cdot d_{vc}^2 = 352516452010.1\text{mm}^4 \\
 N_c &= M_{sc} \cdot d_{vc} \cdot A_c/(n \cdot I_{cv}) = -426472\text{N} \\
 P_\phi &= N_c \cdot 2 \cdot \phi 1/(2 + \phi 1) = -426472\text{N} \\
 M_\phi &= P_\phi \cdot d_{c1} = -457807882\text{N} \cdot \text{mm} \\
 E_{c1} &= E_c/(1 + \phi 1/2) = 13902\text{MPa} \\
 f_{vru1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vru}/I_{rv} = -1.761\text{MPa} \\
 f_{vrl1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vrl}/I_{rv} = -1.836\text{MPa} \\
 f_{vsu1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vsu}/I_{rv} = -1.848\text{MPa} \\
 f_{vsl1} &= P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot Y_{vsl}/I_{rv} = -3.117\text{MPa}
 \end{aligned}$$

(5)건조수축

$$\begin{aligned}
 n_2 &= n \cdot (1 + \phi 2/2) = 8 \times (1 + 4.0/2) = 24 \\
 A_{v2} &= A_s + A_c/n_2 = 199457.833\text{mm}^2 \\
 d_{c2} &= d_v \cdot A_s/(A_c/n_2 + A_s) = 1190.254\text{mm} \\
 d_{s2} &= d_v - d_{c2} = 330.972\text{mm} \\
 P_2 &= E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_c/n_2 = 2401959\text{N} \\
 M_{v2} &= P_2 \cdot d_{c2} = 2858942381\text{N} \cdot \text{mm} \\
 f_{vru2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vru}/I_{rv} = 9.475\text{MPa} \\
 f_{vrl2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vrl}/I_{rv} = 9.944\text{MPa} \\
 f_{vsu2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vsu}/I_{rv} = 10.019\text{MPa} \\
 f_{vsl2} &= P_2/A_v + K \cdot M_{v2} \cdot Y_{vsl}/I_{rv} = 17.944\text{MPa}
 \end{aligned}$$

(6)온도차

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \alpha \cdot t = 0.000012 \times 10 = 0.00012 \\
 P_1 &= E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_c/n = 3202613\text{N} \\
 M_{vt} &= P_1 \cdot d_{vc} = 2656137171\text{N} \cdot \text{mm}
 \end{aligned}$$

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

$$f_{rut} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vru} / l_{rv} - E_s \cdot \epsilon_t = -10.136\text{MPa}$$

$$f_{rit} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vrl} / l_{rv} - E_s \cdot \epsilon_t = -9.701\text{MPa}$$

$$f_{sut} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vsu} / l_{rv} = 14.969\text{MPa}$$

$$f_{slt} = P_1 / (A_v + K \cdot M_v t) \cdot Y_{vsl} / l_{rv} = 22.332\text{MPa}$$

나) 응력조합 및 검토

① 허용응력

【표 5.57】 사용재료의 허용응력

구분	허용압축응력	허용인장응력	비고
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 ($t=28\text{mm} < 40\text{mm}$)

$A_w/A_c = 86979.5/50000.0 = 0.5748 \leq 2.0$ 이고, $l/b = 5.000/2.700 = 1.851 < 4.0$ 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.)

$b/(24 \cdot i \cdot n) = 2500/(24 \times 1.000 \times 6) = 17.361\text{mm}$ 이므로 $t=28.0\text{mm} > b/(24 \cdot i \cdot n)$ 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 5.58】 부모멘트부(제3 내부 지점부) 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	-26.126	160.000	OK (6.124)	-70.609	190.000	OK (2.691)	60.701	190.000	OK (3.130)
LCB 2	-27.887	160.000	OK (5.737)	-72.457	190.000	OK (2.622)	57.583	190.000	OK (3.300)
LCB 3	-18.412	160.000	OK (8.690)	-62.439	190.000	OK (3.043)	75.527	190.000	OK (2.516)
LCB 4	-28.548	184.000	OK (6.445)	-47.470	218.500	OK (4.603)	97.859	218.500	OK (2.233)
LCB 5	-8.276	184.000	OK (22.233)	-77.408	218.500	OK (2.823)	53.195	218.500	OK (4.108)

【표 5.59】 조합응력 검토결과

구 분		fb	fa	vb	va	$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 \leq 1.2$	검토결과
제2지간 중앙 (정모멘트)	상연	76.152	247.000	13.360	110.000	0.110	OK
	하연	-76.506	190.000	13.360	110.000	0.177	OK
제2지점부 (부모멘트)	상연	-72.457	190.000	51.621	110.000	0.366	OK
	하연	97.859	218.500	51.621	110.000	0.421	OK

5.3.8 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 (방호벽 부분)

- 콘크리트의 강도 $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근의 항복강도 $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 유효높이 $d = 249 \text{ mm}$
- 철근량 $A_s = 8 \times 198.6 = 1588.8 \text{ mm}^2$ (H16, CTC 124.040 mm)
- 고정하중에 대한 휨모멘트

【표 5.60】 고정하중에 대한 휨모멘트

구 분	Wd (kN/m)	거리 (m)	휨모멘트 (kN·m/m)
방 호 벽	7.700	0.747	5.751
아스콘포장	1.035	0.250	0.259
바 닥 판	6.675	0.458	3.054
합 계			9.064

- 활하중에 대한 휨모멘트

$$\text{윤하중 분포폭 } E = 0.8X + 1.14 = 1.3 \text{ m}$$

$$\text{휨모멘트 } M(1+i) = P(1+i) \times X / E = 96 \times (1+0.3) \times 0.200 / 1.3 = 19.200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 설계휨강도

$$a = \frac{f_y \times A_s}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{400 \times 1588.8}{0.85 \times 27 \times 1000} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times f_y \times A_s \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.85 \times 400 \times 1588.8 \times \left(249 - \frac{27.692}{2}\right) = 127.028 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 계수모멘트 $M_u = 1.3 \times 9.064 + 2.15 \times 19.200 = 53.064 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- 안전성 평가 $\phi M_n > M_u$ ----- O.K

- 내하율 $RF = \frac{127.028 - 1.3 \times 9.064}{2.15 \times 19.200} = 2.791$

- 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 $A_{s1} = 4 \times 198.6 = 794.4 \text{ mm}^2$ (H16, CTC 250.000 mm)
 $A_{s2} = 4 \times 286.5 = 1146.0 \text{ mm}^2$ (H19, CTC 250.000 mm)
 $A_{s,\text{total}} = 794.4 + 1146.0 = 1940.4 \text{ mm}^2$

- 고정하중에 대한 휨모멘트

바 닥 판 $0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.250 \text{ kN/m}^2$

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

합 계 $W_d = 8.320 \text{ kN/m}^2$

$$M_d = (W_d \times L_2) / 10 = (8.320 \times 1.33752) / 10 = 1.488 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 활하중에 대한 휨모멘트

$$M_l = 0.8 \times \frac{L+0.6}{9.6} \cdot P_{24(1+i)} = 0.8 \times \frac{1.3375+0.6}{9.6} \times 96 \times 1.3 = 20.150 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 설계휨강도

$$a = \frac{f_y \times A_s}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{400 \times 1940.4}{0.85 \times 27 \times 1000} = 33.820 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times f_y \times A_s \times (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 400 \times 1940.4 \times (210 - \frac{33.820}{2}) = 127.388 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 계수모멘트 $M_u = 1.3 \times 1.488 + 2.15 \times 20.150 = 45.257 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- 안전성 평가 : $\phi M_n > M_u$ ----- O.K

- 내하율 $RF = \frac{127.388 - 1.3 \times 1.488}{2.15 \times 20.150} = 2.895$

- 기본내하력 DB-24 이상

다. 캔틸레버부 (중앙분리대 부분)

- 콘크리트의 강도 $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근의 항복강도 $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 유효높이 $d = 240 \text{ mm}$
- 철근량 $A_s = 8 \times 198.6 = 1588.8 \text{ mm}^2$ (H16, CTC 124.040 mm)
- 고정하중에 대한 휨모멘트

【표 5.61】 고정하중에 대한 휨모멘트

구 분	Wd (kN/m)	거리 (m)	휨모멘트 (kN·m/m)
방 호 벽	7.796	0.95	7.406
아스콘포장	1.377	0.333	0.458
바 닥 판	8.522	0.598	5.097
합 계			12.961

- 활하중에 대한 휨모멘트

$$\text{윤하중 분포폭 } E = 0.8X + 1.14 = 1.432 \text{ m}$$

$$\text{휨모멘트 } M(1+i) = P(1+i) \times X / E = 96 \times (1+0.3) \times 0.365 / 1.432 = 31.810 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 설계휨강도

$$a = \frac{f_y \times A_s}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{400 \times 1588.8}{0.85 \times 27 \times 1000} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times f_y \times A_s \times (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 400 \times 1588.8 \times (240 - \frac{27.692}{2}) = 122.167 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 계수모멘트 $M_u = 1.3 \times 12.961 + 2.15 \times 31.810 = 85.241 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- 안전성 평가 $\phi M_n > M_u$ ----- O.K

- 내하율 $RF = \frac{122.167 - 1.3 \times 12.961}{2.15 \times 31.810} = 1.539$

- 기본내하력 DB-24 이상

5.3.9 바닥판 균열 검토

가. 캔틸레버부 (방호벽 부분)

- 철근량 $A_s = 8 \times 198.6 = 1588.8 \text{ mm}^2$ (H16, CTC 124.040 mm)
- 피복두께 $d_c = 60 \text{ mm}$
- 유효깊이 $d = 249 \text{ mm}$
- 사용철근비(ρ_{use}) $= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 \times 249} = 0.006381$
- 사용하중(M_s) $= 9.064 + 19.200 = 28.264 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 탄성계수비(n) $= 8$
- 중립축비(k) $= -np + \sqrt{2np + (np)^2}$
 $= -8 \times 0.006381 + \sqrt{2 \times 8 \times 0.006381 + (8 \times 0.006381)^2}$
 $= 0.273$
- 모멘트저리비(j) $= 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.273}{3} = 0.909$
- 철근 응력(f_s) $= \frac{M_s}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{28.264}{1588.800 \times 0.909 \times 249} \times 10^6$
 $= 78.583 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_y = 240 \text{ MPa} \therefore \text{OK}$
- 휨철근 최소 중심 간격 $= \text{MIN} \left[375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5c_c, 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \right] = 801.698 \text{ mm}$
- 철근과 콘크리트
표면 사이의
최소두께(C_c) $= d_c - \frac{\text{주철근 직경}}{2} = 60 - \frac{16}{2} = 52.0 \text{ mm}$
- 사용성검토
(균열검토) $= 125.000 \text{ mm} (\text{최외단철근 평균배근간격}) \leq 801.698 \text{ mm}$
 $\therefore \text{OK}$

나. 단면 중앙부

- 철근량

$$As1 = 4 \times 198.6 = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (H16, CTC } 250.000 \text{ mm)}$$

$$As2 = 4 \times 286.5 = 1146.0 \text{ mm}^2 \text{ (H19, CTC } 250.000 \text{ mm)}$$

$$As, \text{total} = 794.4 + 1146.0 = 1940.4 \text{ mm}^2$$
- 피복두께

$$dc = 40 \text{ mm}$$
- 유효깊이

$$d = 210 \text{ mm}$$
- 사용철근비(ρ_{use})

$$= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1940.4}{1000 \times 210} = 0.009240$$
- 사용하중(M_s)

$$= 1.488 + 20.150 = 45.257 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
- 탄성계수비(n)

$$= 8$$
- 중립축비(k)

$$= -np + \sqrt{2np + (np)^2}$$

$$= -8 \times 0.009240 + \sqrt{2 \times 8 \times 0.009240 + (8 \times 0.009240)^2}$$

$$= 0.318$$
- 모멘트저리비(j)

$$= 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.318}{3} = 0.894$$
- 철근 응력(f_s)

$$= \frac{M_s}{As \cdot j \cdot d} = \frac{45.257}{1940.400 \times 0.894 \times 210} \times 10^6$$

$$= 59.389 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_y = 240 \text{ MPa} \therefore \text{OK}$$
- 휨철근 최소 중심 간격

$$= \text{MIN} \left[375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5c_c, 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \right] = 1060.799 \text{ mm}$$
- 철근과 콘크리트
표면 사이의
최소두께(C_c)

$$= dc - \frac{\text{주철근 직경}}{2} = 40 - \frac{19}{2} = 30.5 \text{ mm}$$
- 사용성검토
(균열검토)

$$= 125.000 \text{ mm (최외단철근 평균배근간격)} \leq 1060.799 \text{ mm}$$

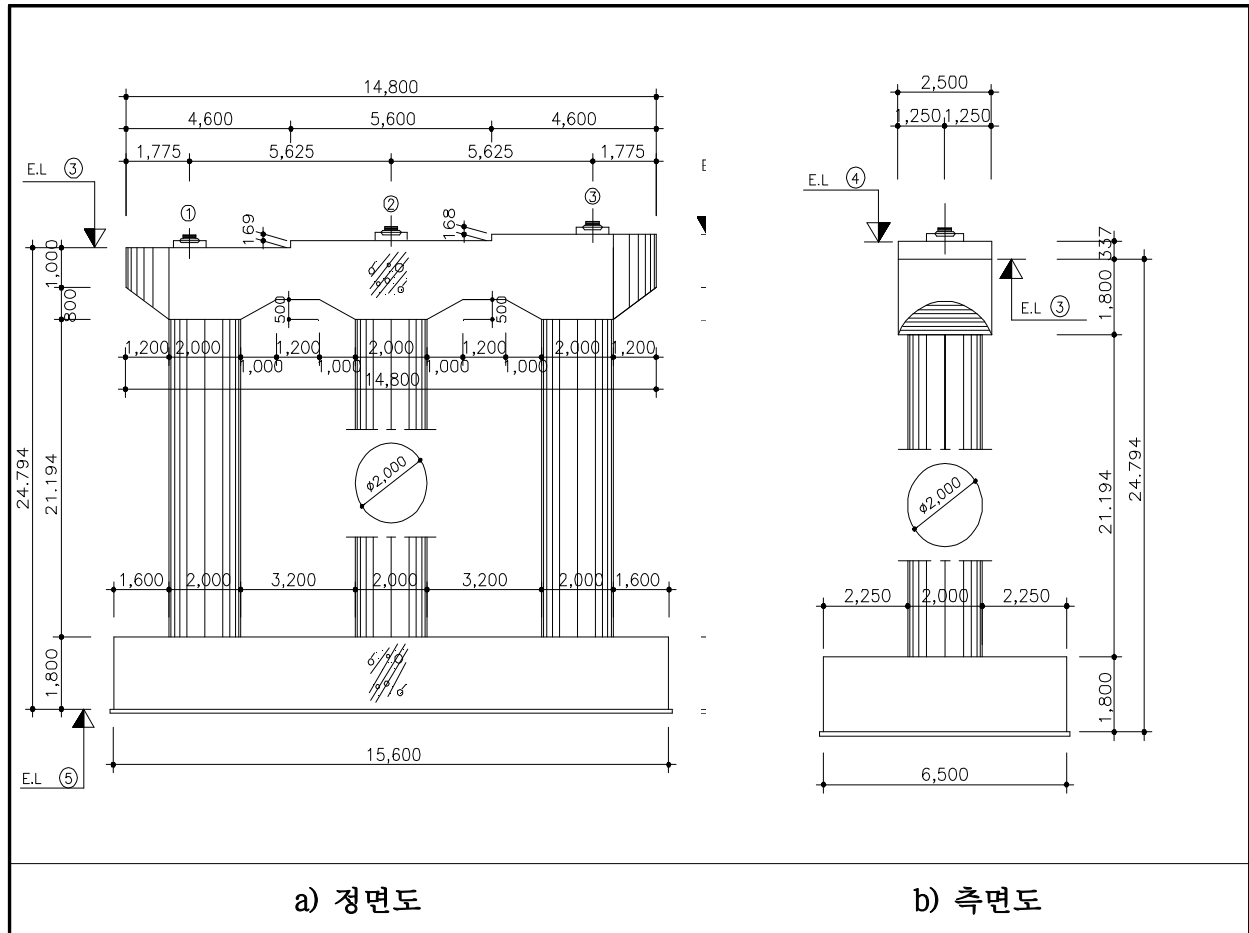
$$\therefore \text{OK}$$

다. 단면 중앙부 (중앙분리대 부분)

- 철근량 $A_s = 8 \times 198.6 = 1588.8 \text{ mm}^2$ (H16, CTC 124.040 mm)
- 피복두께 $d_c = 60 \text{ mm}$
- 유효깊이 $d = 240 \text{ mm}$
- 사용철근비(ρ_{use}) $= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 \times 240} = 0.006620$
- 사용하중(M_s) $= 12.961 + 31.810 = 44.771 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 탄성계수비(n) $= 8$
- 중립축비(k) $= -np + \sqrt{2np + (np)^2}$
 $= -8 \times 0.006620 + \sqrt{2 \times 8 \times 0.006620 + (8 \times 0.006620)^2}$
 $= 0.277$
- 모멘트거리비(j) $= 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.277}{3} = 0.908$
- 철근 응력(f_s) $= \frac{M_s}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{44.771}{1588.800 \times 0.908 \times 240} \times 10^6$
 $= 129.346 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_y = 240 \text{ MPa} \therefore \text{OK}$
- 휨철근 최소 중심 간격 $= \text{MIN} \left[375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5c_c, 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) \right] = 478.830 \text{ mm}$
- 철근과 콘크리트
표면 사이의
최소두께(C_c) $= d_c - \frac{\text{주철근 직경}}{2} = 60 - \frac{16}{2} = 52.0 \text{ mm}$
- 사용성검토
(균열검토) $= 125.000 \text{ mm} (\text{최외단철근 평균배근간격}) \leq 478.830 \text{ mm}$
 $\therefore \text{OK}$

5.3.10 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 5.9】와 같다.



【그림 5.9】 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 : 35332.0 mm²

나. 하중조합

【표 5.62】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 5.63】부재력 요약 (기둥 1)

구 분		Pu(kN)	모 멘 트(kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			Top		Bottom			
			Sway	Nonsway	Sway	Nonsway		
LCBF2	y축	10165.52	0.000	-1353.934	0.000	632.558	84.853	-0.321
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LCBF12	y축	9302.59	2425.965	-1273.881	-2739.511	543.657	-143.007	-14.066
	z축		31.702	0.000	-7234.269	0.000	-354.261	-60.233
LCBF1	y축	9850.951	0.000	-1281.128	0.000	629.324	81.605	-0.038
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

【표 5.64】부재력 요약 (기둥 2)

구 분		Pu(kN)	모 멘 트(kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			Top		Bottom			
			Sway	Nonsway	Sway	Nonsway		
LCBF1	y축	8818.229	0.000	-30.433	0.000	43.443	3.156	0.246
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LCBF12	y축	6324.291	2883.886	55.461	-2955.856	-79.171	-255.195	-13.678
	z축		21.275	0.000	-7222.369	0.000	-353.308	-60.174
LCBF3	y축	6577.262	2620.637	57.680	-2326.967	-82.338	-171.666	-11.685
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

【표 5.65】부재력 요약 (기둥 3)

구 분		Pu(kN)	모 멘 트(kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			Top		Bottom			
			Sway	Nonsway	Sway	Nonsway		
LCBF1	y축	10388.46	0.000	1371.122	0.000	-613.205	-84.760	0.562
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LCBF12	y축	7044.91	2404.530	1109.873	-2734.068	-573.032	-291.380	-13.571
	z축		31.702	0.000	-7234.269	0.000	-354.261	-60.233
LCBF2	y축	10133.37	0.000	1348.550	0.000	-633.522	-84.664	0.290
	z축		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

다. 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 $k=2$ 를 적용하였다. 교축직각방향에 대해서는 횡방향 상대변위가 방지된 부재로 취급하여 검토하였으며 유효좌굴계수는 $k=1.2$ 를 적용하였다.

2) 계하임중 산정

【표 5.66】임계하중 산정 결과(기둥 1)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)
LCBF2	1.200	0.600	5298652.951	66261.734	2.000	0.600	5298652.951	23854.224
LCBF12	1.200	0.600	5298652.951	66261.734	2.000	0.600	5298652.951	23854.224
LCBF1	1.200	0.600	5298652.951	66261.734	2.000	0.600	5298652.951	23854.224

βd : 고정하중에 의한 전체축력/전체 계수축력
 최대 계수 지속전단력/최대전단력
 $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$ EI : 휨강성
 Ec : 26985.82 MPa
 k : 유효좌굴길이계수
 $EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$ I : 단면2차모멘트
 y축 = 0.785398 m⁴ z축 = 0.785398 m⁴
 lu : 비지지길이
 y축 = 23.411m z축 = 23.411 m

【표 5.67】임계하중 산정 결과(기둥 2)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)
LCBF1	1.200	0.600	5298652.951	66261.734	2.000	0.600	5298652.951	23854.224
LCBF12	1.200	0.600	5298652.951	66261.734	2.000	0.600	5298652.951	23854.224
LCBF3	1.200	0.600	5298652.951	66261.734	2.000	0.600	5298652.951	23854.224

βd : 고정하중에 의한 전체축력/전체 계수축력
 최대 계수 지속전단력/최대전단력
 $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$ EI : 휨강성
 Ec : 26985.82 MPa
 k : 유효좌굴길이계수
 $EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$ I : 단면2차모멘트
 y축 = 0.785398 m⁴ z축 = 0.785398 m⁴
 lu : 비지지길이
 y축 = 23.411m z축 = 23.411 m

【표 5.68】임계하중 산정 결과(기둥 3)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)	k	βd	EI(kN · m ²)	Pc(kN)
LCBF1	1.200	0.600	5298652.951	66261.734	2.000	0.600	5298652.951	23854.224
LCBF12	1.200	0.600	5298652.951	66261.734	2.000	0.600	5298652.951	23854.224
LCBF2	1.200	0.600	5298652.951	66261.734	2.000	0.600	5298652.951	23854.224

βd : 고정하중에 의한 전체축력/전체 계수축력

최대 계수 지속전단력/최대전단력

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

EI : 휨강성

Ec : 26985.82 MPa

k : 유효좌굴길이계수

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

I : 단면2차모멘트

y축 = 0.785398 m⁴ z축 = 0.785398 m⁴

lu : 비지지길이

y축 = 23.411m z축 = 23.411 m

3) 횡구속 골조인 경우의 확대모멘트 계산

① 세장비 검토

【표 5.69】세장비 검토 결과 (기둥 1)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF2	1.200	56.186	39.606	장주	-	-	-	비 횡구속
LCBF12	1.200	56.186	40.000	장주	-	-	-	비 횡구속
LCBF1	1.200	56.186	39.895	장주	-	-	-	비 횡구속

M1, M2 : 기둥의 양끝단 모멘트

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

M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

M1 / M2 ≥ -0.5

$$r = \sqrt{I/A}$$

: 회전반경

- y축 = 0.500 m

- z축 = 0.500 m

【표 5.70】세장비 검토 결과 (기둥 2)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF1	1.200	56.186	40.000	장주	-	-	-	비횡구속
LCBF12	1.200	56.186	40.000	장주	-	-	-	비횡구속
LCBF3	1.200	56.186	40.000	장주	-	-	-	비횡구속

M1, M2

: 기둥의 양끝단 모멘트

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

M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1 / M2 \geq -0.5$$

$$r = \sqrt{I/A}$$

: 회전반경

$$-y\text{축} = 0.500 \text{ m}$$

$$-z\text{축} = 0.500 \text{ m}$$

【표 5.71】세장비 검토 결과 (기둥 3)

구 분	교축직각방향(y)				교축방향(z)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF1	1.200	56.186	39.367	장주	-	-	-	비횡구속
LCBF12	1.200	56.186	40.000	장주	-	-	-	비횡구속
LCBF2	1.200	56.186	39.637	장주	-	-	-	비횡구속

M1, M2

: 기둥의 양끝단 모멘트

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

M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1 / M2 \geq -0.5$$

$$r = \sqrt{I/A}$$

: 회전반경

$$-y\text{축} = 0.500 \text{ m}$$

$$-z\text{축} = 0.500 \text{ m}$$

② 확대모멘트 산정

【표 5.72】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 1)

구 분		Cm	Pu(kN)	Pc(kN)	δ_{ns}	Mu (kN · m)		$\delta_{ns} \cdot M2$ (kN · m)
						Mu	M2min	
y축	LCBF2	0.413	10165.520	66261.734	1.000	-1353.934	762.414	-1353.934
	LCBF12	0.400	9302.590	66261.734	1.000	-2195.854	697.694	-2195.854
	LCBF1	0.404	9850.951	66261.734	1.000	-1281.128	738.821	-1281.128

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M2$$

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

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

기둥 양단 사이에 횡하중이 있는 경우, $C_m = 1.0$

$M2min = P_u \cdot e_{min}$ 이상이어야 함

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

- y축 = 75.00 mm

- z축 = 75.00 mm

【표 5.73】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 2)

구 분		Cm	Pu(kN)	Pc(kN)	δ_{ns}	Mu (kN · m)		$\delta_{ns} \cdot M2$ (kN · m)
						Mu	M2min	
y축	LCBF1	0.400	8818.229	66261.734	1.000	43.443	661.367	661.367
	LCBF12	0.400	6324.291	66261.734	1.000	-3035.028	474.322	-3035.028
	LCBF3	0.400	6577.262	66261.734	1.000	2678.317	493.295	2678.317

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M2$$

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

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

기둥 양단 사이에 횡하중이 있는 경우, $C_m = 1.0$

$M2min = P_u \cdot e_{min}$ 이상이어야 함

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

- y축 = 75.00 mm

- z축 = 75.00 mm

【표 5.74】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 3)

구 분		Cm	Pu(kN)	Pc(kN)	δ_{ns}	Mu (kN · m)		$\delta_{ns} \cdot M^2$ (kN · m)
						Mu	M2min	
y축	LCBF1	0.421	10388.458	66261.734	1.000	1371.122	779.134	1371.122
	LCBF12	0.400	7044.910	66261.734	1.000	3514.403	528.368	3514.403
	LCBF2	0.412	10133.365	66261.734	1.000	1348.550	760.002	1348.550

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

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

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

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 5.75】 세장비 검토 결과 (기둥 1)

구 분	교축직각방향(y축)				교축방향(z축)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF2	-	-	-	횡구속	2.000	93.644	22.000	장주
LCBF12	-	-	-	횡구속	2.000	93.644	22.000	장주
LCBF1	-	-	-	횡구속	2.000	93.644	22.000	장주

M1, M2

: 기둥의 양끝단 모멘트

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

M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

M1 / M2 $\geq$ -0.5

$$r = \sqrt{I/A}$$

: 회전반경

- y축 = 0.500 m

- z축 = 0.500 m

【표 5.76】세장비 검토 결과 (기둥 2)

구 분	교축직각방향(y축)				교축방향(z축)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF1	-	-	-	횡구속	2.000	93.644	22.000	장주
LCBF12	-	-	-	횡구속	2.000	93.644	22.000	장주
LCBF3	-	-	-	횡구속	2.000	93.644	22.000	장주

M1, M2

: 기둥의 양끝단 모멘트

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

M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1 / M2 \geq -0.5$$

$$r = \sqrt{I/A}$$

: 회전반경

- y축 = 0.500 m

- z축 = 0.500 m

【표 5.77】세장비 검토 결과 (기둥 3)

구 분	교축직각방향(y축)				교축방향(z축)			
	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
LCBF1	-	-	-	횡구속	2.000	93.644	22.000	장주
LCBF12	-	-	-	횡구속	2.000	93.644	22.000	장주
LCBF2	-	-	-	횡구속	2.000	93.644	22.000	장주

M1, M2

: 기둥의 양끝단 모멘트

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

M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1 / M2 \geq -0.5$$

$$r = \sqrt{I/A}$$

: 회전반경

- y축 = 0.500 m

- z축 = 0.500 m

② 확대모멘트계수 산정

【표 5.78】 확대모멘트계수 산정 결과 (기둥 1)

구 분	교축직각방향(y축)			교축방향(z축)		
	$\Sigma Pu(kN)$	$\Sigma Pc(kN)$	δs	$\Sigma Pu(kN)$	$\Sigma Pc(kN)$	δs
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

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

 ΣPu : 해당층의 모든 수직하중의 합

 ΣPc : 해당층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

 βd = 최대 장기지속 계수축력 / 전체계수축력

【표 5.79】 확대모멘트계수 산정 결과 (기둥 2)

구 분	교축직각방향(y축)			교축방향(z축)		
	$\Sigma Pu(kN)$	$\Sigma Pc(kN)$	δs	$\Sigma Pu(kN)$	$\Sigma Pc(kN)$	δs
LCBF1	-	-	횡구속	0	0	1.000
LCBF12	-	-	횡구속	0	0	1.000
LCBF3	-	-	횡구속	0	0	1.000

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

 여기서, $Q < 0.6$, $\delta s < 2.5$
 $\delta s > 1.5$ 이면

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

 ΣPu : 해당층의 모든 수직하중의 합

 ΣPc : 해당층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

 βd = 최대 장기지속 계수축력 / 전체계수축력

【표 5.80】 확대모멘트계수 산정 결과 (기둥 3)

구 분	교축직각방향(y축)			교축방향(z축)		
	$\Sigma Pu(kN)$	$\Sigma Pc(kN)$	δs	$\Sigma Pu(kN)$	$\Sigma Pc(kN)$	δs
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

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

 ΣPu : 해당층의 모든 수직하중의 합

 ΣPc : 해당층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

 βd = 최대 장기지속 계수축력 / 전체계수축력

③ 확대모멘트 산정

【표 5.81】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 1)

구 분		δs	$M2(kN \cdot m)$	검토	C_m	$P_u(kN)$	δ_{ns}	$M_c(kN \cdot m)$
z축	LCBF2	1.000	0	이하	-	-	-	0
	LCBF12	1.000	-7234.269	이하	-	-	-	-7234.269
	LCBF1	1.000	0	이하	-	-	-	0

$$M2 = M2_{ns} + \delta s \cdot M2_s$$

 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 5.82】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 2)

구 분		δs	M2(kN · m)	검토	Cm	Pu(kN)	δns	Mc(kN · m)
z축	LCBF1	1.000	0	이하	-	-	-	0
	LCBF12	1.000	-7222.37	이하	-	-	-	-7222.369
	LCBF3	1.000	0	이하	-	-	-	0

$$M2 = M2ns + \delta s \cdot M2s$$

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 5.83】 확대모멘트 산정 결과 (기둥 3)

구 분		δs	M2(kN · m)	검토	Cm	Pu(kN)	δns	Mc(kN · m)
z축	LCBF1	1.000	0	이하	-	-	-	0
	LCBF12	1.000	-7234.269	이하	-	-	-	-7234.269
	LCBF2	1.000	0	이하	-	-	-	0

$$M2 = M2ns + \delta s \cdot M2s$$

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 5.84】 단면력 산출결과 요약 (기둥 1)

구 분	Pu (kN)	Mcy (kN · m)	Mc _z (kN · m)	Mc (kN · m)	비 고
LCBF2	10165.52 kN	-1353.93 kN · m	0.00 kN · m	1353.93 kN · m	Pu,max
LCBF12	9302.59 kN	-2195.85 kN · m	-7234.27 kN · m	7560.19 kN · m	Mz,max
LCBF1	9850.95 kN	-1281.13 kN · m	0.00 kN · m	1281.13 kN · m	My,max

【표 5.85】 단면력 산출결과 요약 (기둥 2)

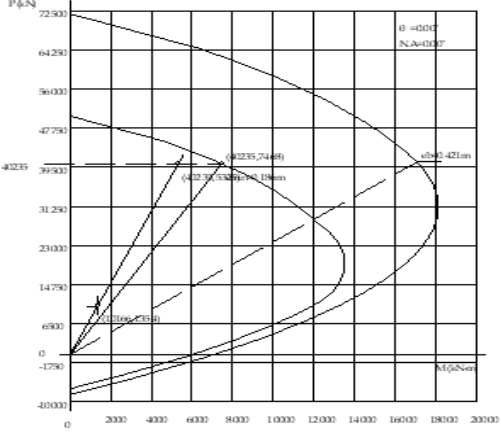
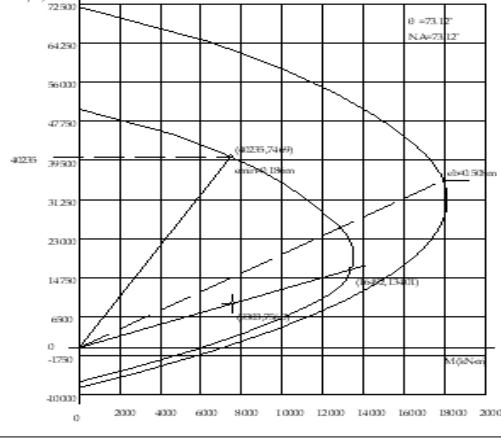
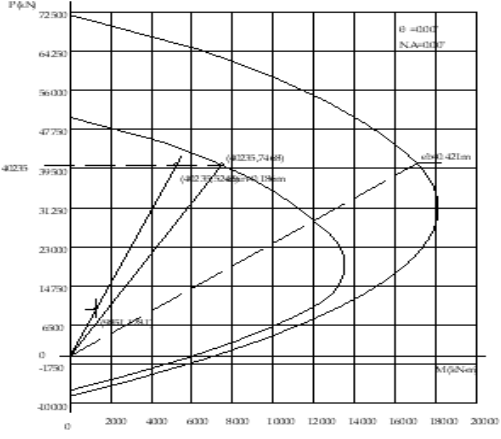
구 분	Pu (kN)	Mcy (kN · m)	Mc _z (kN · m)	Mc (kN · m)	비 고
LCBF1	8818.23 kN	661.37 kN · m	0.00 kN · m	661.37 kN · m	Pu,max
LCBF12	6324.29 kN	-3035.03 kN · m	-7222.37 kN · m	7834.16 kN · m	Mz,max
LCBF3	6577.26 kN	2678.32 kN · m	0.00 kN · m	2678.32 kN · m	My,max

【표 5.86】 단면력 산출결과 요약 (기둥 3)

구 분	Pu (kN)	Mcy (kN · m)	Mc _z (kN · m)	Mc (kN · m)	비 고
LCBF1	10388.46 kN	1371.12 kN · m	0.00 kN · m	1371.12 kN · m	Pu,max
LCBF12	7044.91 kN	3514.40 kN · m	-7234.27 kN · m	8042.74 kN · m	Mz,max
LCBF2	10133.37 kN	1348.55 kN · m	0.00 kN · m	1348.55 kN · m	My,max

바) P-M 상관도

【표 5.87】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성 평가 결과 요약 (기둥 1)

■ 하중조합 : LCBF2 	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.132 \text{ m}$ $\phi P_n = 40234.543 \text{ kN} \geq P_u = 10165.52 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 5324.871 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1353.934 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF12 	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.508 \text{ m}$ $\phi P_b = 27963.319 \text{ kN}$ $\phi M_b = 14207.161 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.813 \text{ m}$ $\phi P_n = 16492.439 \text{ kN} \geq P_u = 9302.59 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 13400.689 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 7560.186 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF1 	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.130 \text{ m}$ $\phi P_n = 40234.543 \text{ kN} \geq P_u = 9850.951 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 5241.712 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1281.128 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$

【표 5.88】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성 평가 결과 요약 (기둥 2)

■ 하중조합 : LCBF1	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.075 \text{ m}$ $\phi P_n = 40234.543 \text{ kN} \geq P_u = 8818.229 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 3017.591 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 661.367 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF12	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.525 \text{ m}$ $\phi P_b = 29164.671 \text{ kN}$ $\phi M_b = 15319.936 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 1.246 \text{ m}$ $\phi P_n = 9195.493 \text{ kN} \geq P_u = 6324.291 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 11460.799 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 7834.156 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF3	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.408 \text{ m}$ $\phi P_n = 28980.553 \text{ kN} \geq P_u = 6577.262 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 11837.164 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 2678.317 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$

【표 5.89】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성 평가 결과 요약 (기둥 3)

■ 하중조합 : LCBF1	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.132 \text{ m}$ $\phi P_n = 40234.543 \text{ kN} \geq P_u = 10388.458 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 5324.871 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1371.122 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF12	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.533 \text{ m}$ $\phi P_b = 28811.604 \text{ kN}$ $\phi M_b = 15343.146 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 1.134 \text{ m}$ $\phi P_n = 10674.58 \text{ kN} \geq P_u = 7044.91 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 12108.894 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 8042.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$
■ 하중조합 : LCBF2	■ 평형편심 상태 $e_b = 0.421 \text{ m}$ $\phi P_b = 28458.98 \text{ kN}$ $\phi M_b = 11967.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.132 \text{ m}$ $\phi P_n = 40234.543 \text{ kN} \geq P_u = 10133.365 \text{ kN}$ $\therefore \text{OK}$ $\phi M_n = 5324.871 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1348.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \text{OK}$

5.4 내하력 평가

5.4.1 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.

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

여기서, f_a : 허용응력

f_d : 고정하중에 의한 응력

f_l : 설계활하중에 의한 응력

i : 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.

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

여기서, $\phi = 0.85$ (RC-PC구조물의 휨부재)

M_d = 고정하중 모멘트

M_l = 설계활하중 모멘트

γ_l = 활하중계수 = 2.15

γ_d = 고정하중계수 = 1.30

i = 이론 충격계수

5.4.2 기본 내하력 평가

대상교량의 강박스 거더와 바닥판의 내하력은 재하시험을 실시하지 않아 기본내하력으로 평가하였으며, 아래 【표 5.90】 ~ 【표 5.93】에서 보는 바와 같이 강박스 거더와 바닥판 모두 설계활하중인 DL-24 및 DB-24 이상의 내하력을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

【표 5.90】 허용응력법에 의한 검상천교(천안방향) 거더의 공용내하력

구 분		발생응력(MPa)			내하율	비 고
		허용	고정하중	활하중		
최대 정모멘트부	상 연	190.000	43.102	6.619	22.195	
	하 연	190.000	52.250	-25.900	5.319	
최대 부모멘트부	상 연	190.000	55.997	-15.450	8.674	
	하 연	190.000	46.206	15.282	9.409	

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

【표 5.91】 허용응력법에 의한 검상천교(논산방향) 거더의 공용내하력

구 분		발생응력(MPa)			내하율	비 고
		허용	고정하중	활하중		
최대 정모멘트부	상 연	190.000	41.650	6.282	23.617	
	하 연	190.000	51.925	-24.581	5.617	
최대 부모멘트부	상 연	190.000	55.703	-14.906	9.010	
	하 연	190.000	45.957	14.744	9.770	

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

【표 5.92】 강도설계법에 의한 검상천교(천안방향) 바닥판의 공용내하력

구 분	$\varnothing M_n$ (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_{l(1+i)}$ (kN · m)	내하율	비 고
켄틸레버부	122.167	9.149	19.870	2.581	
중앙부	148.083	1.488	20.150	3.373	

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

【표 5.93】 강도설계법에 의한 검상천교(논산방향) 바닥판의 공용내하력

구 분	$\varnothing M_n$ (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_{l(1+i)}$ (kN · m)	내하율	비 고
켄틸레버부 (방호벽)	127.028	9.064	19.200	2.791	
중앙부	127.388	1.488	20.150	2.895	
켄틸레버부 (중앙분리대)	122.167	12.961	31.810	1.539	

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

5.4.3 고찰

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

5.5 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.

5.5.1 개요

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 하고있다.

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 안전율 개념을 도입하여 평가하였다.

【표 5.94】 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 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}}$
C	$0.9 \leq SF < 1$	◦강도설계법
D	$0.75 \leq SF < 0.9$	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u}$
E	$SF < 0.75$	

5.5.2 안전성 평가결과

【표 5.94】에 따라 설계하중에 대한 안전율은 다음과 같이 계산된다.

가. 천안방향

- 강박스 거더 (허용응력설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}} = \frac{218.500}{97.165} = 2.249 \quad \text{『A』}$$

- 바닥판 슬래브 (강도설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{122.167}{54.615} = 2.237 \quad \text{『A』}$$

- 하부구조 (강도설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{11595.462}{7647.78} = 1.516 \quad \text{『A』}$$

나. 논산방향

- 강박스 거더 (허용응력설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}} = \frac{218.500}{97.859} = 2.233 \quad \text{『A』}$$

- 바닥판 슬래브 (강도설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{122.167}{85.241} = 1.433 \quad \text{『A』}$$

- 하부구조 (강도설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{11460.799}{7834.156} = 1.463 \quad \text{『A』}$$

대상교량의 구조해석에 의한 안전성 평가결과는 【표 5.95】와 같이 강박스 거더와 바닥판 슬래브의 안전율이 1.0을 초과한다.

【표 5.95】 안전성 평가결과

부 재		SF(안전율)	등 급
강박스 거더	천안방향	2.249	A
	논산방향	2.233	A
바닥판	천안방향	2.237	A
	논산방향	1.433	A
하부구조	천안방향	1.516	A
	논산방향	1.463	A

