

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개 요

5.2 구조해석

5.3 내하력 평가

5.4 안전성평가 등급 산정

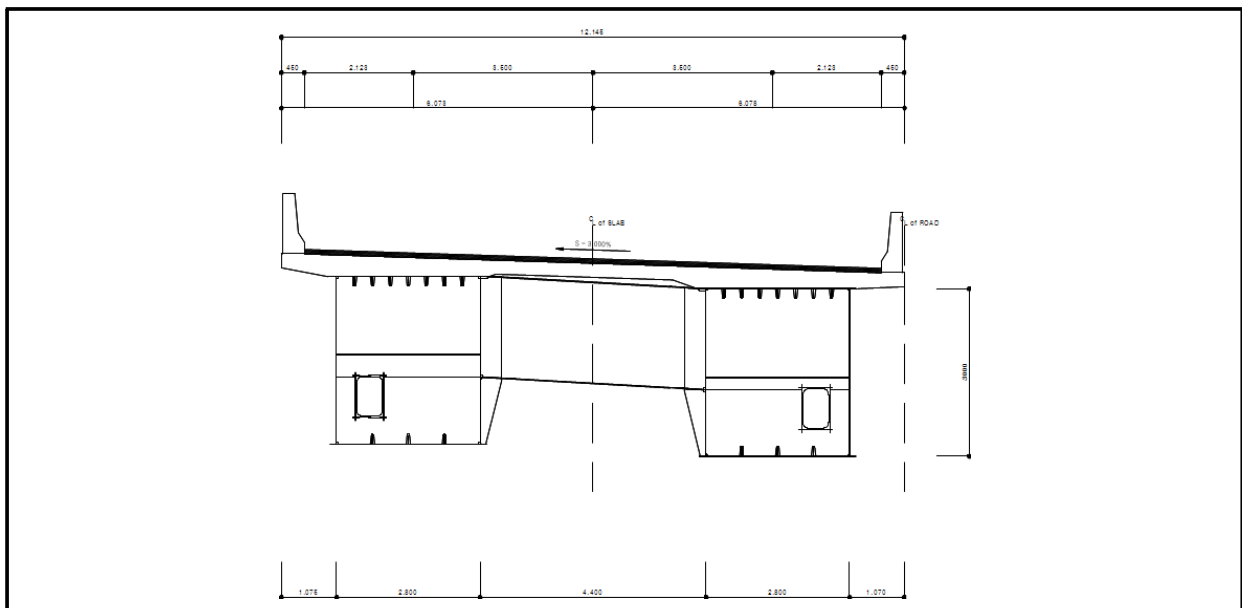
제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개요

본 과업 대상 교량인 웅진대교의 설치위치 및 시설현황은 다음과 같다. 대상교량은 4경간 2개소, 3경간 2개소, 5경간 1개소로 구성된 연속 교량으로 본 과업에서는 5경간 연속 강합성교를 대상으로 구조해석을 수행하였다. 과업대상 교량의 구조안전성 및 내하력을 평가하기 위해 설계활하중 DB-24, DL-24를 적용하였으며, 도로교 설계기준 및 콘크리트 설계기준에 근거하여 대상교량의 구조안전성 및 내하력을 평가하였다.

【표 5.1】 설치위치 및 현황

구 분	내 용	비 고
설 치 위 치	충청남도 공주시 우성면 평목리 논산천안고속도로상	
총 연 장	240+240+180+180+295 = 1,135m	
교 량 형 식	강합성형교	
준 공 연 도	2002년 12월	
설 계 하 중	DB24, DL24	



【그림 5.1】 표준 횡단면도 (일반부)

5.2 구조해석

5.2.1 교량제원

가. 교량명 : 웅진대교

나. 형 식 : 5경간 강합성형교(Steel Box Girder Bridge)

다. 교 폭 : $B = 12.150 \text{ m}$

라. 연 장 : $L = 65.0\text{m} + 75.0\text{m} + 2@55.0\text{m} + 45.0\text{m} = 295.0\text{m}$

5.2.2 설계기준

가. 설계하중

1) 고정하중 단위질량

- 철근콘크리트 $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- 강재 $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- 아스팔트 $\gamma_{asp} = 23.0 \text{ kN/m}^3$

2) 활하중 : DB-24, DL-24

나. 사용재료의 역학적 특성

1) 강재(SWS490B 및 SWS400A)

- 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: 28.2~31.8 Mpa - 하부: 25.8~27.9 Mpa	• 비파괴강도 측정값이 설계기준 강도를 상회하므로 설계기준강도 적용	
철근간격 / 피복두께	상부 구조	100~250 / 40	90~255 / 39~93	• 철근배근 및 피복두께는 적반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	하부 구조	150~200 / 100	125~215 / 73~114		

5.2.3 단면특성

【표 5.2】 합성전·후 교량 단면상수

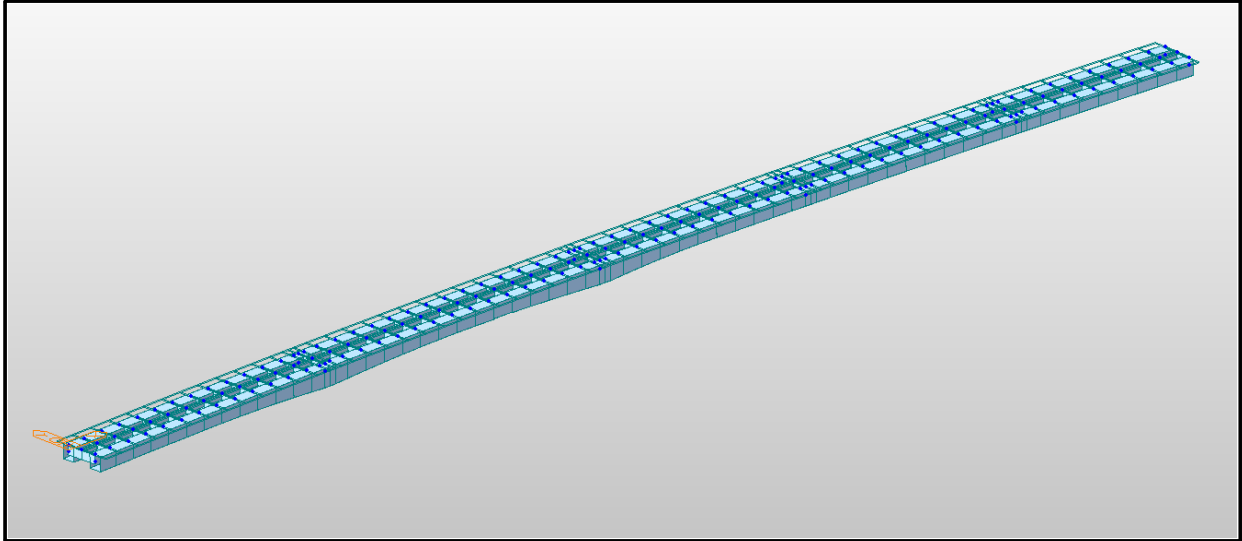
구분	AREA (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	Ixx (m ²)	Iyy (m ²)	Izz (m ²)	Cyp (m)	Cym (m)	Czp (m)	Czm (m)	Qyb (m ²)	Qzb (m ²)
1	0.416	0.303	0.299	0.310	0.608	5.437	1.470	1.470	0.547	2.479	0.000	0.000
2	0.440	0.315	0.311	0.361	0.666	5.778	1.470	1.470	0.600	2.430	0.000	0.000
3	0.458	0.333	0.311	0.390	0.674	6.019	1.470	1.470	0.579	2.457	0.000	0.000
4	0.481	0.356	0.311	0.424	0.810	6.341	1.470	1.470	0.700	2.344	0.000	0.000
5	0.481	0.356	0.311	0.424	0.810	6.341	1.470	1.470	0.700	2.344	0.000	0.000
6	0.428	0.303	0.311	0.149	0.772	2.961	1.470	1.470	0.777	2.249	0.000	0.000
7	0.456	0.321	0.312	0.378	0.731	3.341	1.470	1.470	0.639	2.451	0.000	0.000
8	0.459	0.321	0.315	0.397	0.785	3.386	1.470	1.470	0.671	2.527	0.000	0.000
9	0.455	0.321	0.320	0.425	0.811	3.336	1.470	1.470	0.671	2.680	0.000	0.000
10	0.550	0.368	0.368	0.680	1.201	4.700	1.470	1.470	0.907	2.668	0.000	0.000
11	0.602	0.409	0.378	0.824	1.566	5.419	1.470	1.470	1.046	2.803	0.000	0.000
12	0.610	0.409	0.387	0.887	1.757	8.201	1.470	1.470	1.121	2.941	0.000	0.000
13	0.610	0.409	0.387	0.885	1.757	5.546	1.470	1.470	1.121	2.941	0.000	0.000
14	0.562	0.368	0.379	0.758	1.419	4.872	1.470	1.470	1.006	2.857	0.000	0.000
15	0.552	0.368	0.370	0.695	1.242	4.734	1.470	1.470	0.926	2.705	0.000	0.000
16	0.475	0.338	0.322	0.472	0.899	3.607	1.470	1.470	0.710	2.718	0.000	0.000
17	0.449	0.309	0.317	0.388	0.742	3.255	1.470	1.470	0.625	2.639	0.000	0.000
18	0.446	0.309	0.314	0.368	0.687	3.206	1.470	1.470	0.592	2.557	0.000	0.000
19	0.441	0.315	0.312	0.366	0.686	3.140	1.470	1.470	0.613	2.461	0.000	0.000
20	0.468	0.315	0.339	0.541	1.220	6.196	1.470	1.470	0.906	3.124	0.000	0.000
21	0.440	0.315	0.311	0.359	0.668	3.124	1.470	1.470	0.601	2.434	0.000	0.000
22	0.444	0.309	0.312	0.355	0.652	3.174	1.470	1.470	0.570	2.501	0.000	0.000
23	0.446	0.309	0.314	0.368	0.687	3.206	1.470	1.470	0.592	2.557	0.000	0.000
24	0.441	0.309	0.317	0.388	0.686	3.141	1.470	1.470	0.577	2.688	0.000	0.000

【표 5.2】 합성전·후 교량 단면상수(계속)

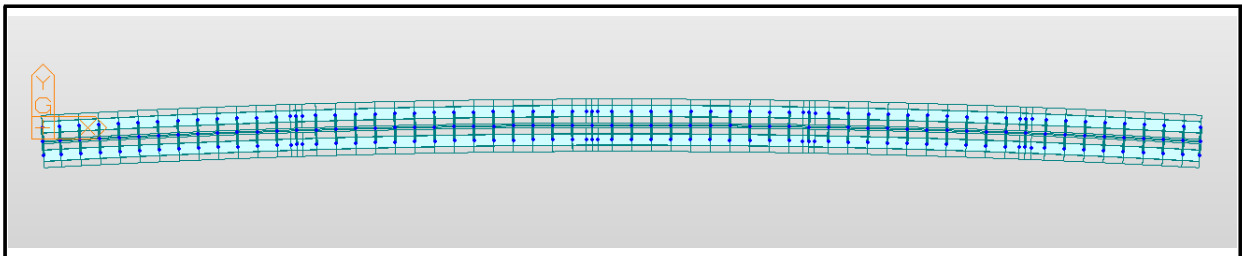
구분	AREA (m2)	Asy (m2)	Asz (m2)	Ixx (m2)	Iyy (m2)	Izz (m2)	Cyp (m)	Cym(m)	Czp (m)	Czm (m)	Qyb (m2)	Qzb (m2)
25	0.486	0.350	0.322	0.490	0.946	3.768	1.470	1.470	0.736	2.697	0.000	0.000
26	0.492	0.350	0.327	0.527	1.062	3.849	1.470	1.470	0.794	2.832	0.000	0.000
27	0.522	0.374	0.334	0.605	1.327	4.268	1.470	1.470	0.915	2.950	0.000	0.000
28	0.502	0.377	0.311	0.448	0.811	6.622	1.470	1.470	0.661	2.390	0.000	0.000
29	0.527	0.374	0.339	0.643	1.465	4.345	1.470	1.470	0.974	3.076	0.000	0.000
30	0.520	0.374	0.332	0.592	1.279	4.240	1.470	1.470	0.894	2.905	0.000	0.000
31	0.488	0.350	0.323	0.502	0.983	3.794	1.470	1.470	0.755	2.741	0.000	0.000
32	0.477	0.350	0.304	0.415	0.885	3.622	1.470	1.470	0.706	2.567	0.000	0.000
33	0.433	0.309	0.301	0.333	0.648	3.006	1.470	1.470	0.554	2.558	0.000	0.000
34	0.422	0.309	0.299	0.322	0.610	5.518	1.470	1.470	0.540	2.488	0.000	0.000
35	0.416	0.303	0.299	0.310	0.608	5.437	1.470	1.470	0.547	2.479	0.000	0.000
36	0.454	0.333	0.299	0.356	0.721	5.954	1.470	1.470	0.622	2.414	0.000	0.000
37	0.478	0.356	0.299	0.383	0.795	6.275	1.470	1.470	0.668	2.376	0.000	0.000
38	0.446	0.333	0.299	0.356	0.675	5.840	1.470	1.470	0.579	2.457	0.000	0.000
39	0.416	0.303	0.299	0.310	0.560	5.437	1.470	1.470	0.489	2.537	0.000	0.000
40	0.422	0.309	0.299	0.322	0.562	5.518	1.470	1.470	0.483	2.545	0.000	0.000
41	0.469	0.356	0.299	0.383	0.751	6.161	1.470	1.470	0.628	2.416	0.000	0.000
42	0.481	0.368	0.299	0.395	0.788	6.322	1.470	1.470	0.651	2.398	0.000	0.000
43	0.446	0.333	0.299	0.356	0.675	5.840	1.470	1.470	0.579	2.457	0.000	0.000
44	0.425	0.303	0.299	0.310	0.610	5.551	1.470	1.470	0.538	2.488	0.000	0.000
45	0.422	0.309	0.299	0.322	0.610	5.518	1.470	1.470	0.540	2.488	0.000	0.000
46	0.410	0.297	0.299	0.300	0.571	5.357	1.470	1.470	0.511	2.513	0.000	0.000
47	0.044	0.014	0.028	0.000	0.025	0.000	0.225	0.225	1.000	1.000	1.056	0.025
48	0.017	0.004	0.012	0.000	0.003	0.000	0.125	0.125	0.615	0.615	0.336	0.008

5.2.4 해석모델

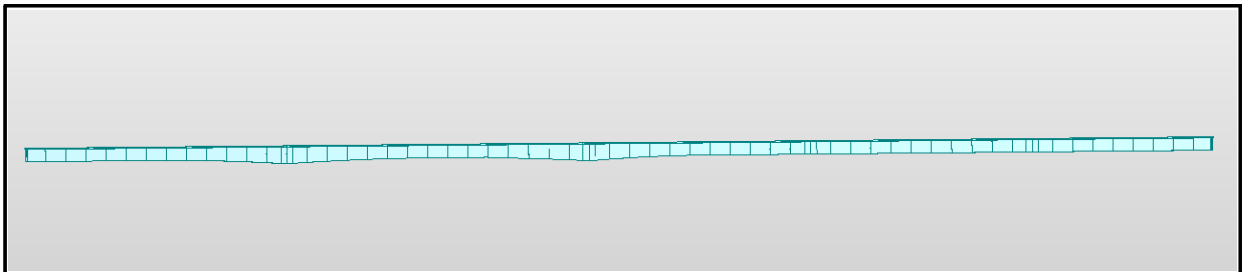
대상교량의 구조해석모델은 【그림 5.3】과 같다.



(a) 3D MODEL



(b) 평면 VIEW



(c) 종단 VIEW

【그림 5.3】 강박스 거더 구조해석 모델

5.2.5 하중산정

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

가. 고정하중

1) 합성전 고정하중

■ 강재자중

강재자중은 구조해석 프로그램 내에서 자동으로 고려하도록 하였다. 단, 강재자중에는 해석모델에서 제외된 수평/수직보강재, 현장이음판, 다이아프램, 볼트 등의 부부재 및 기타 부재의 중량을 고려하여 할증된 단위중량을 적용하였으며 할증율은 준공도면에서의 강재총중량과 해석모델에서의 강재중량의비로 산정하였다.

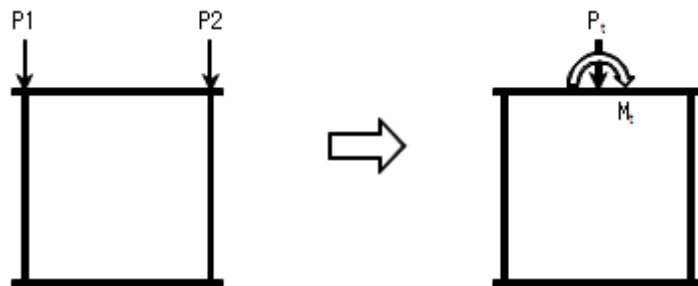
【표 5.3】 강재중량 할증율 산정 결과

구 분	① 강재재료표	② 해석모델	할증율 (①/②)
총중량 (ton)	3,395.8	2,421.6	1.402

■ 바닥판 하중

콘크리트 바닥판의 자중은 콘크리트 단위중량과 부재두께를 고려하여 산정하였으며, 횡방향 해석을 수행하여 연직하중 및 비틀림모멘트 하중으로 부재하중으로 적용하였다.

다음 【그림 5.4】는 이와 같은 하중재하 개념도를 나타낸 것으로 【표 5.3】에 거더에 작용하는 바닥판 하중의 산정결과를 정리하였다.



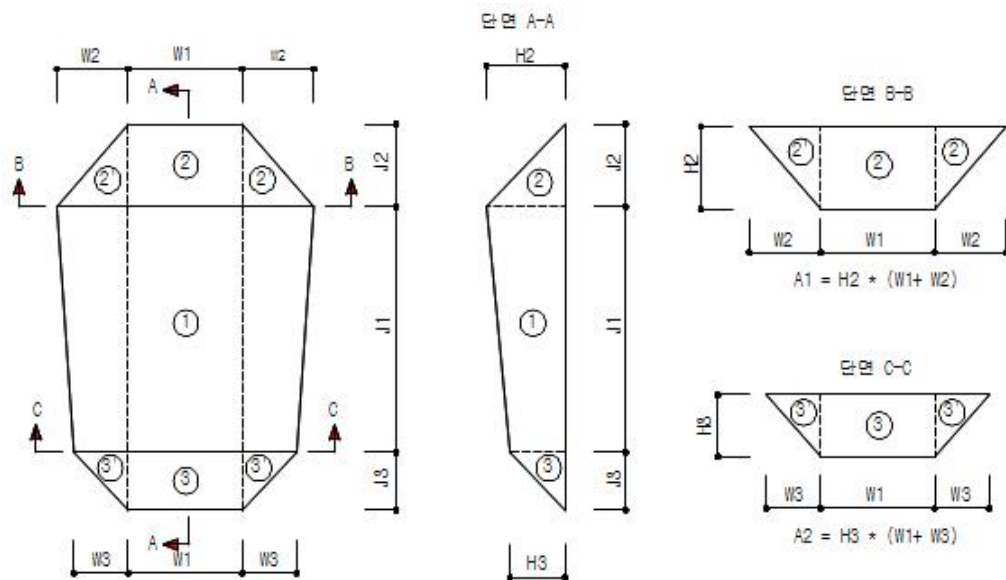
【그림 5.4】 강박스 거더 바닥판 하중 개하 개념도

【표 5.4】 바닥판 재하하중 산정 결과

거더 No.	거더폭 (m)	슬래브 자중				비 고
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m/m)	
G - 1	2.800	30.108	51.554	81.662	30.024	
G - 2	2.800	55.069	27.196	82.265	-39.022	

■ 가로보 현치 자중

가로보 현치에 작용하는 하중의 개요도는 【그림 5.5】 과 같다.



【그림 5.5】 강박스 거더 바닥판 하중 개하 개요도

■ 산식정리

$$V(1) = 1/2 \times J1 \times (A1 + A2) = 1/2 \times J1 \times [H2 \times (W1 + W2) + H3 \times (W1 + W3)]$$

$$V(2) + (2') = (1/2 \times H2 \times J2 \times W1) + (1/2 \times H2 \times J2 \times W2 \times 1/3) \times 2ea$$

$$V(3) + (3') = (1/2 \times H3 \times J3 \times W1) + (1/2 \times H3 \times J3 \times W3 \times 1/3) \times 2ea$$

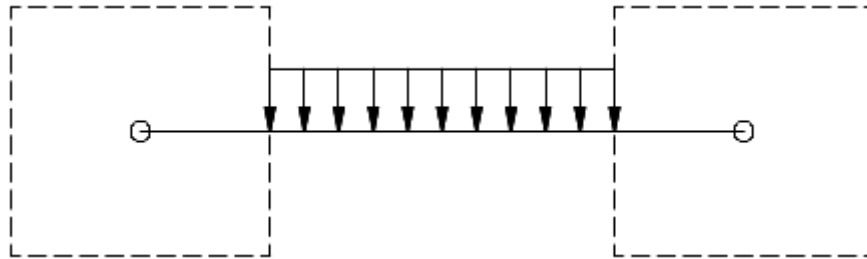
가로보 단위길이당 작용하중

∴ Δ 단위중량/ 가로보길이

다음 【표 5.5】 에는 가로보에 재하하는 하중을 정리하였으며, 가로보하중 작용위치는 【그림 5.6】 와 같다.

【표 5.5】 가로보 재하하중 산정 결과

체적(㎥)				단위중량 (kN/㎥)	길이당 중량 (kN/m)
V(1)	V(2)+(2')	V(3)+(3')	Σ V		
0.206	0.002	0.019	0.226	25.000	1.503



【그림 5.6】 가로보 하중 작용위치

2) 합성후 고정하중

합성후 고정하중으로는 포장, 방호벽 및 기타 부가하중 등이 있으며 부재하중으로 고려하였다. 다음 【표 5.6】에는 포장 및 방호벽에 의한 합성 후 재하되는 하중을 정리하였으며, 표 4.2.4의 하중과 점검로 등의 부속설비하중으로 0.5kN/m²을 반영(강도로교상세부설계 지침, P131)하여 거더당 3.036 kN/m을 재하하였다.

- 거더당 작용하는 부속설비하중 W(kN/m)
- = 0.5kN/m² × 슬래브 평균폭(m) / 총거더수
- = 0.50 × 12.145 / 2 = 3.036 kN/m

【표 5.6】 포장 및 방호벽에 의한 재하하중 산정 결과

거더 No.	거더폭 (m)	포장 및 방호벽				비 고
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m/m)	
G - 1	2.800	14.331	4.381	18.712	-13.930	
G - 2	2.800	4.409	14.300	18.709	13.847	

나. 설계활하중

설계활하중은 DB-24로 최대 단면력을 발생시키는 경우에 대해서 구조검토를 수행하였다. 설계충격계수는 정·부모멘트부 모두 아래의 식으로 계산하여 구성지간별로 산정하여 구조 해석시 적용하였다.

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

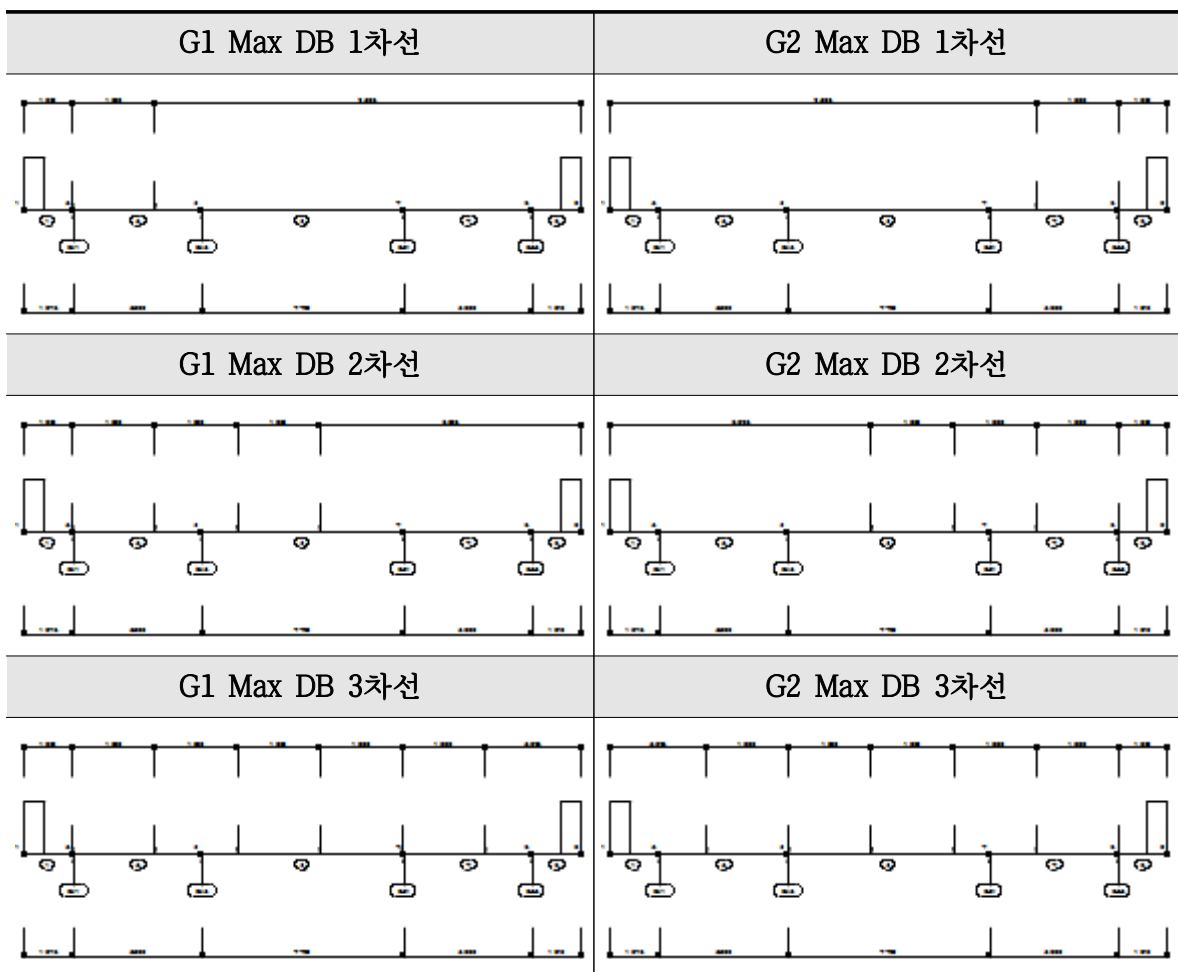
【표 5.7】 충격계수

구성지간	45m	55m	65m	75m
충격계수	0.176	0.158	0.143	0.130

■ 하중재하도

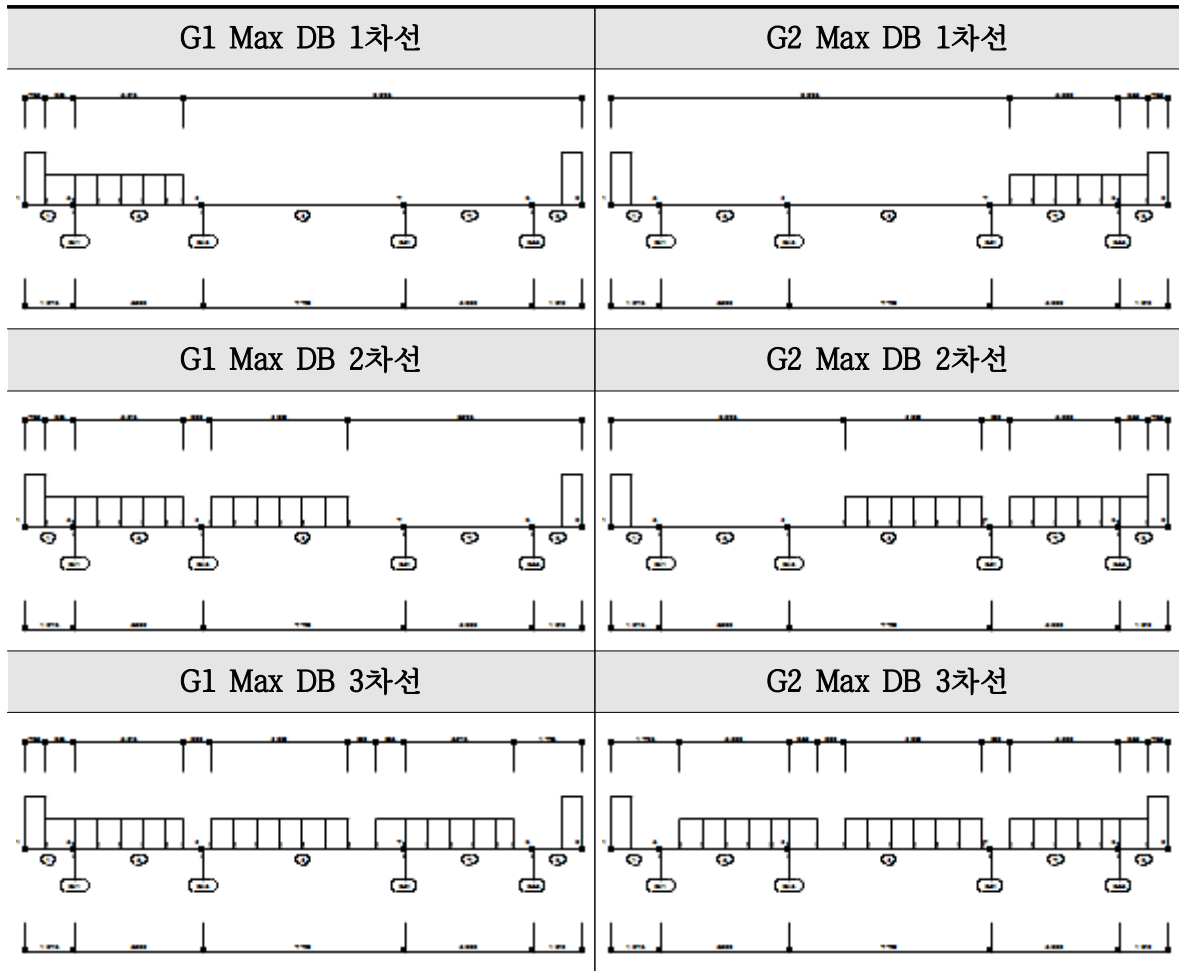
활하중 재하를 위한 단면개요도를 【그림 5.7】 과 【그림 5.8】 에서 나타내었다.

· DB-24



【그림 5.7】 활하중재하도(DB-24)

· DL24



【그림 5.8】 활하중재하도(DL-24)

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 고려하고 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 계 ϕ_2 수 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 5.8】 상부구조 풍하중 산정

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 5.9】 하부구조 풍하중 산정

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

■ 교축직각방향

- $W_{column} = 1.5 \times 10^{-3} \times 2.500 \times 1000 = 3.750 \text{ kN/m}$
- $W_{ocpoing} = 3.0 \times 10^{-3} \times 3.000 \times 1000 = 9.000 \text{ kN/m}$

■ 교축방향

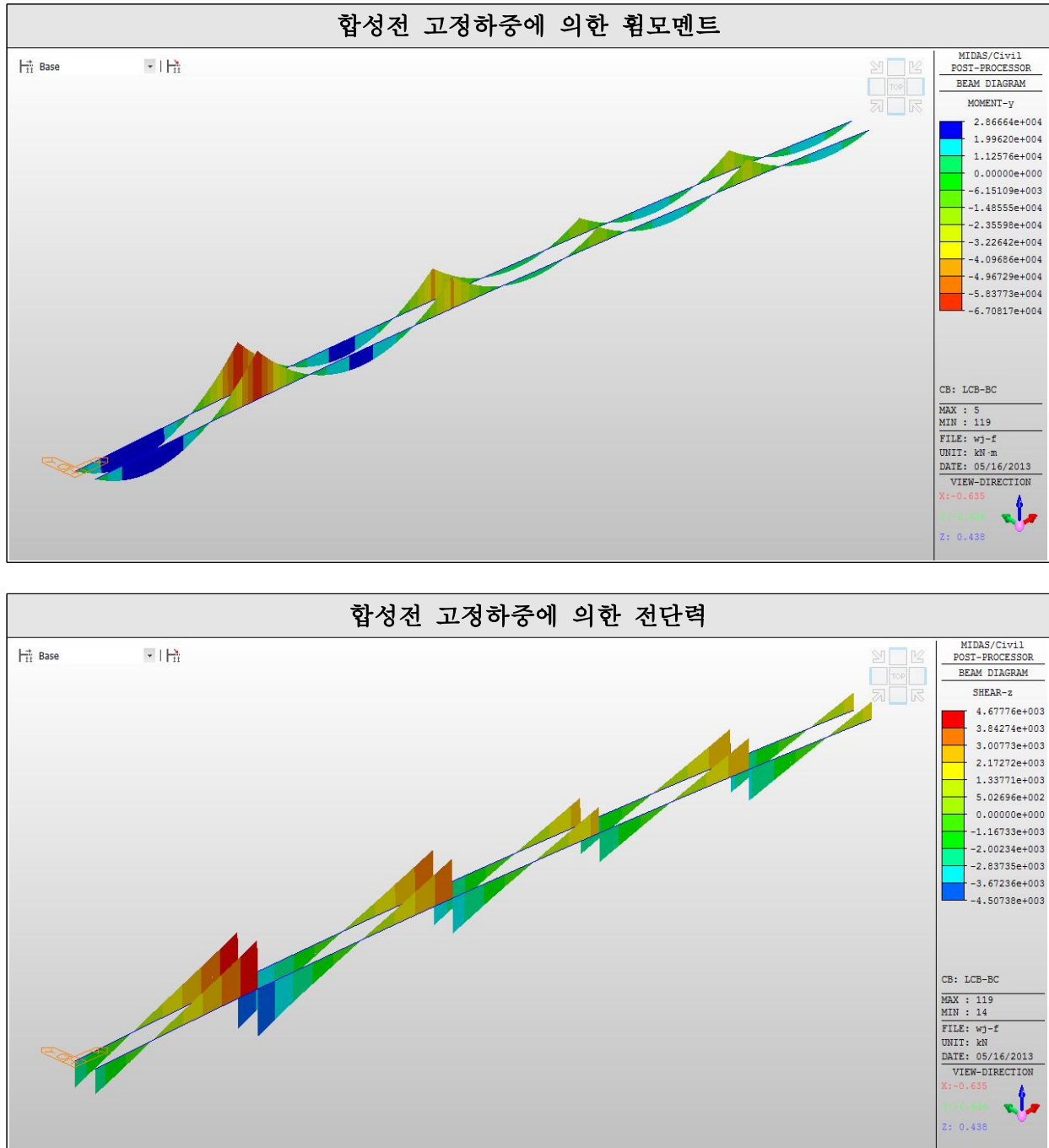
- $W_{column} = 1.5 \times 10^{-3} \times 2.500 \times 1000 = 3.750 \text{ kN/m}$
- $W_{ocpoing} = 3.0 \times 10^{-3} \times 3.000 \times 1000 = 9.000 \text{ kN/m}$

5.2.6 해석결과

가. 고정하중 및 활하중에 의한 검토

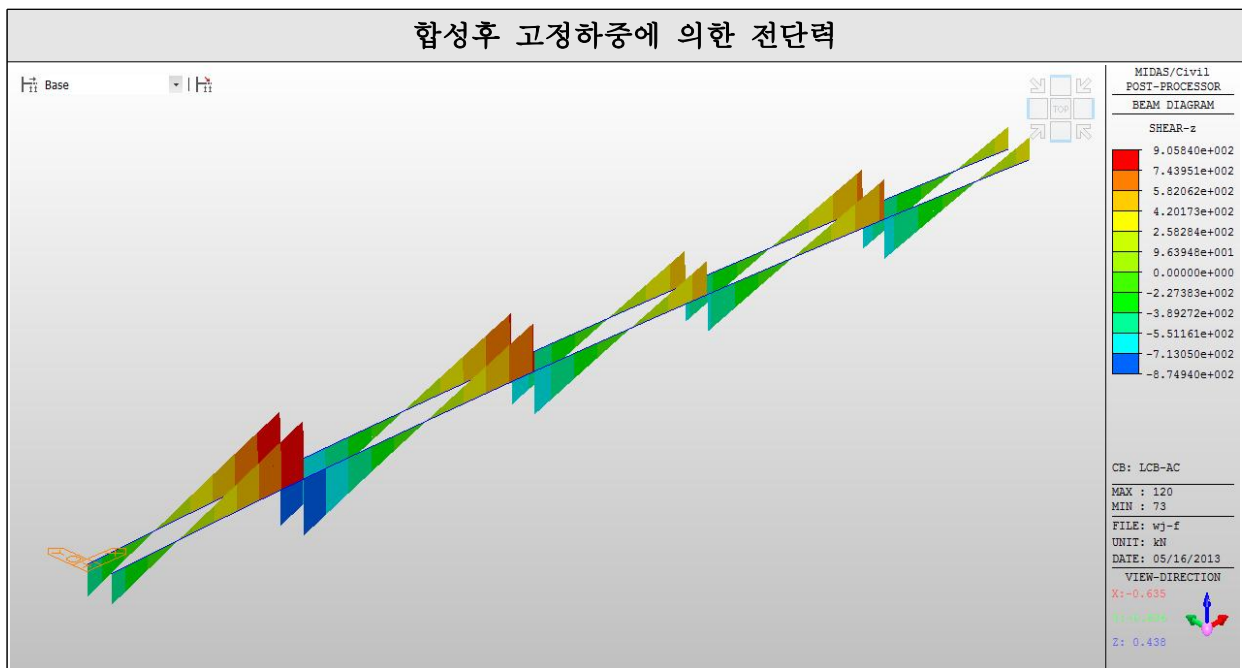
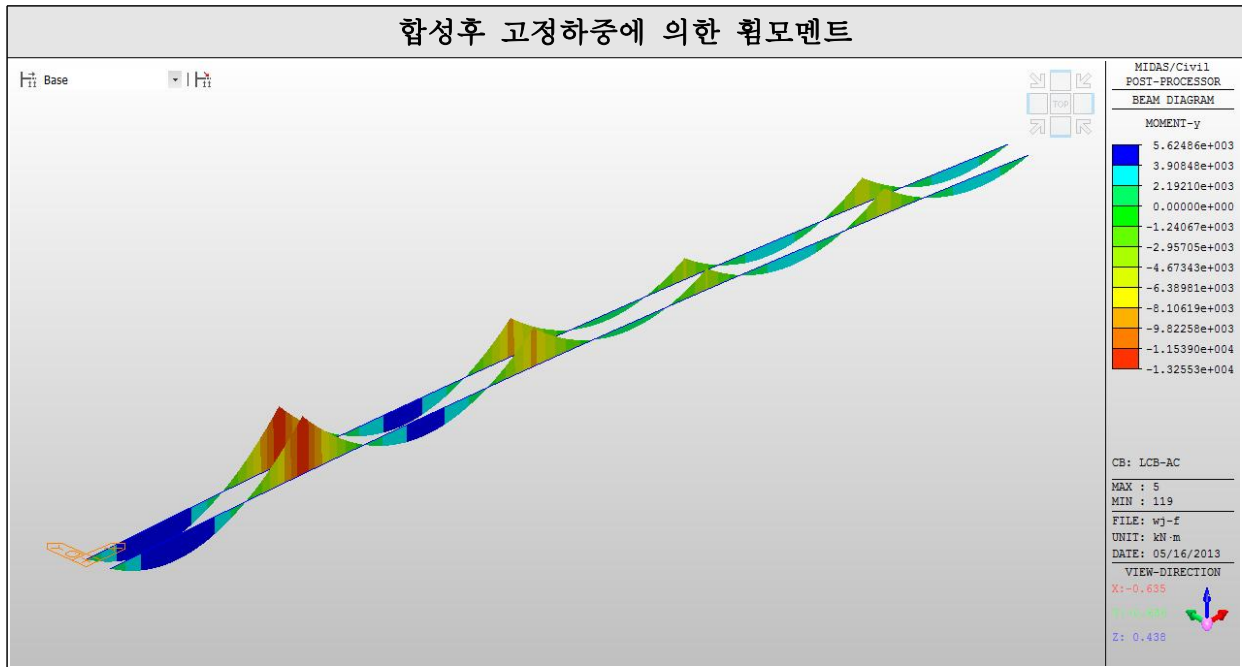
고정하중 및 활하중에 의한 각 하중에 대한 해석결과는 다음 아래와 같다.

1) 합성전 고정하중



【그림 5.9】 강박스 거더의 하중조건별 부재력도

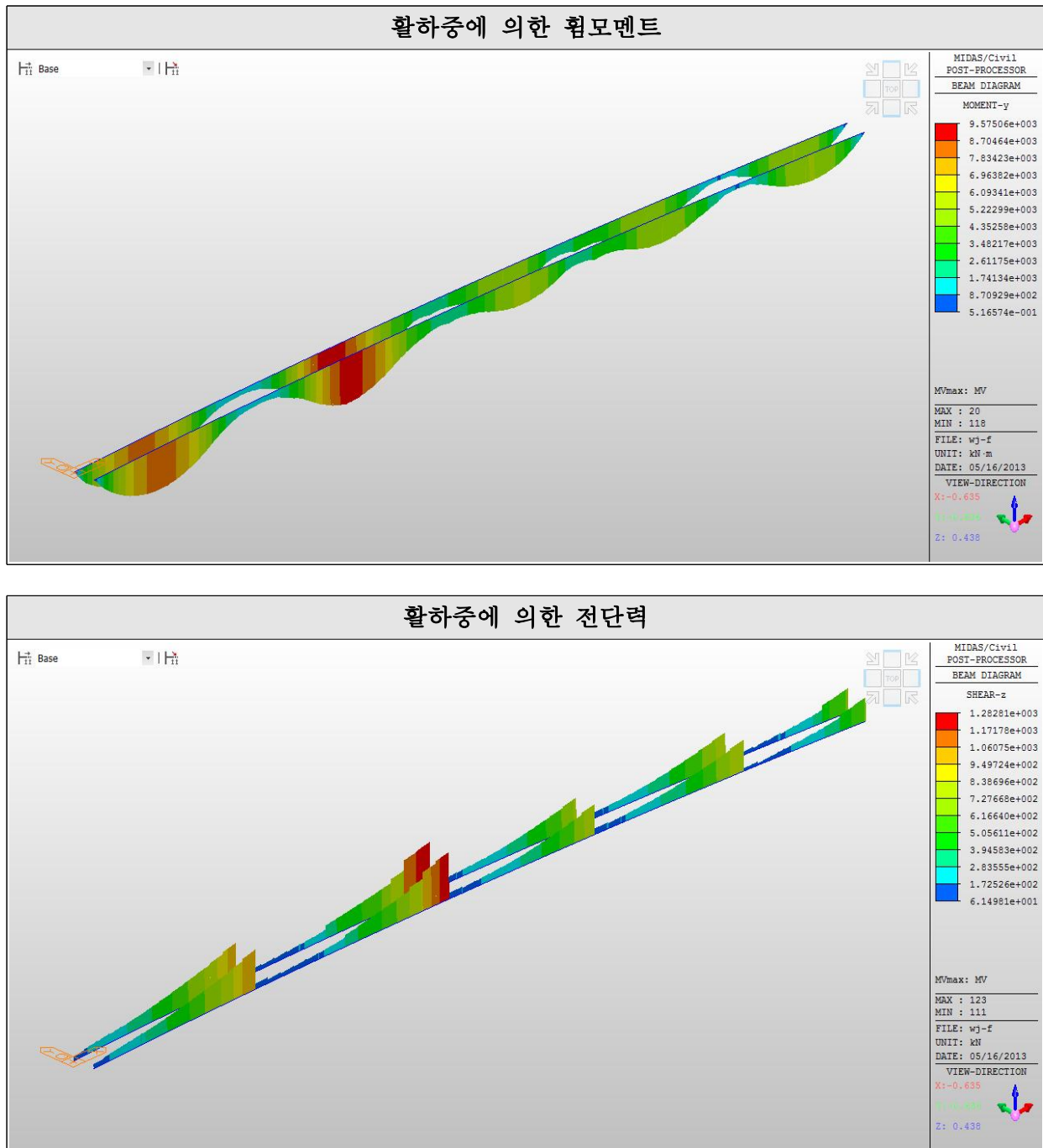
2) 합성후 고정하중



【그림 5.10】 강박스 거더의 하중조건별 부재력도

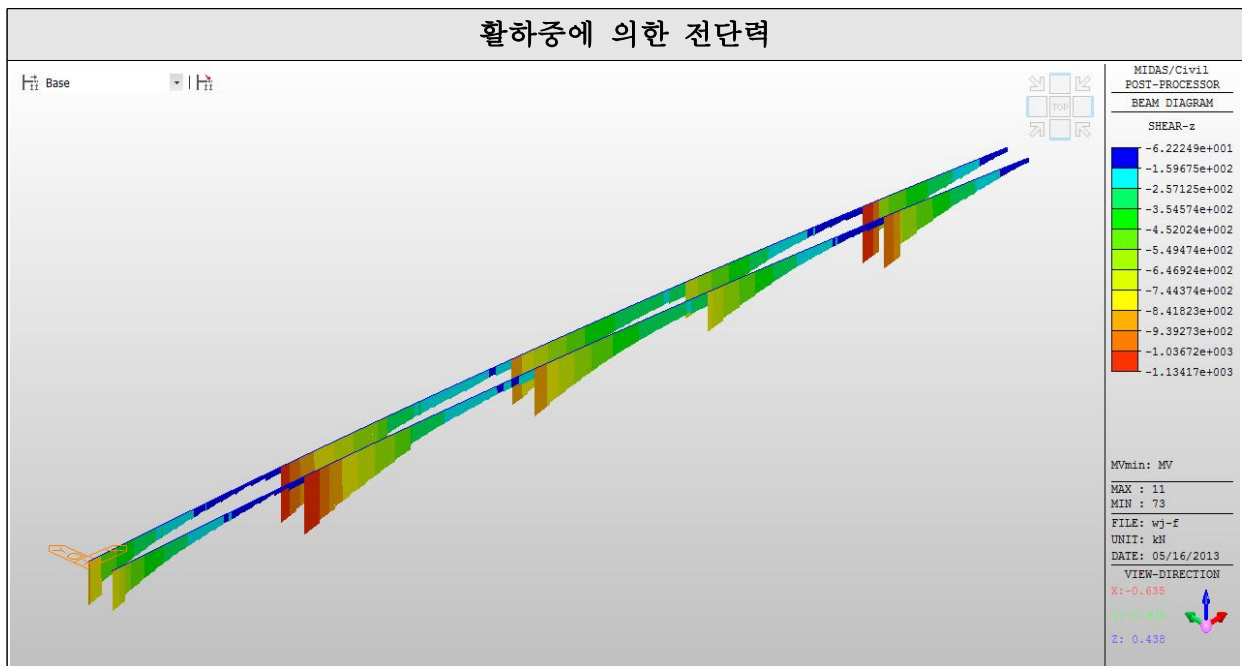
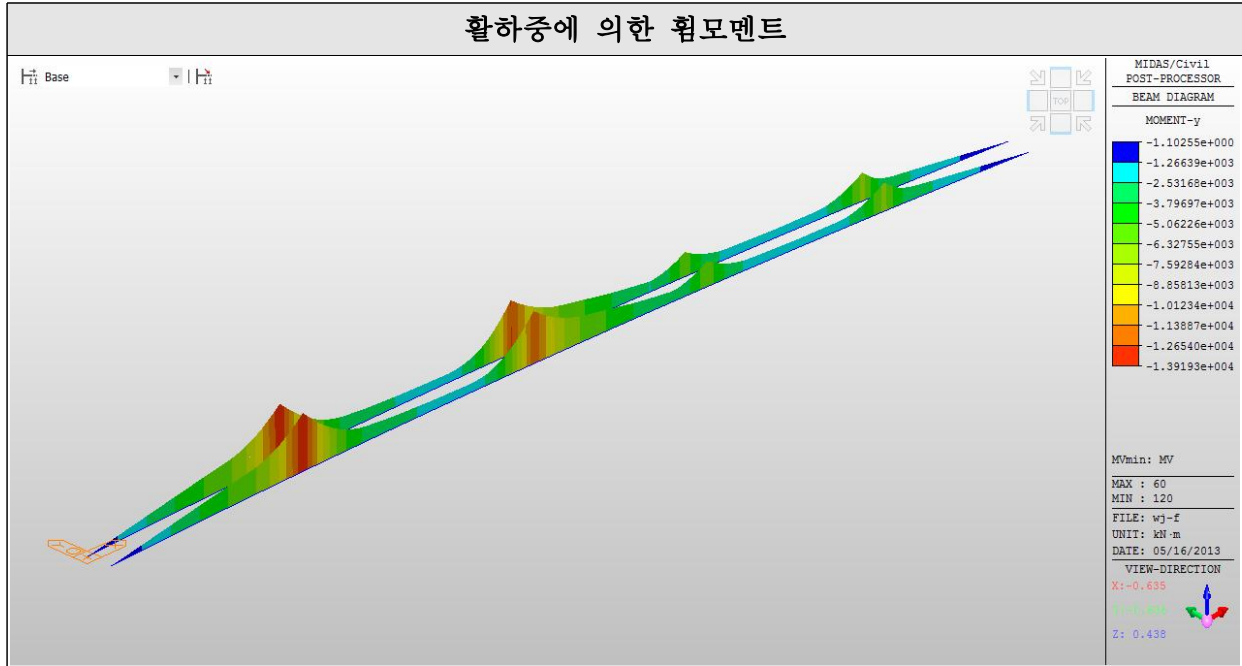
3) 활하중

■ MAX

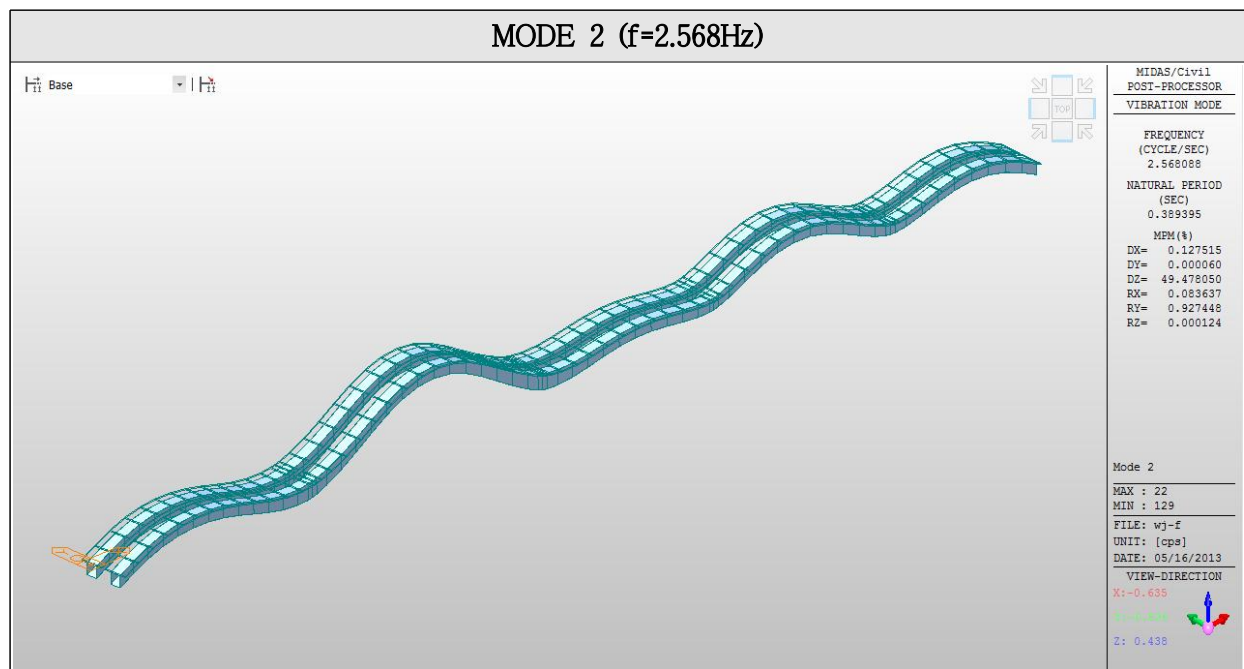
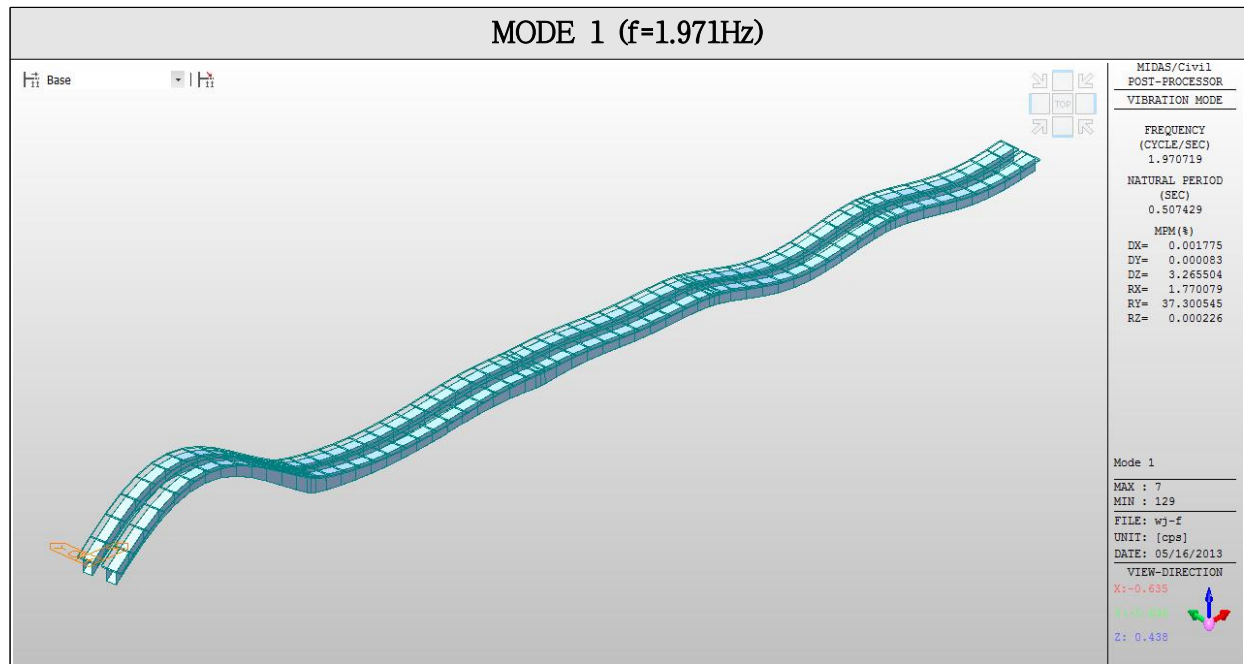


【그림 5.11】 강박스 거더의 하중조건별 부재력도

■ MIN



【그림 5.12】 강박스 거더의 하중조건별 부재력도



【그림 5.13】 강박스 거더의 고유진동수 해석 결과

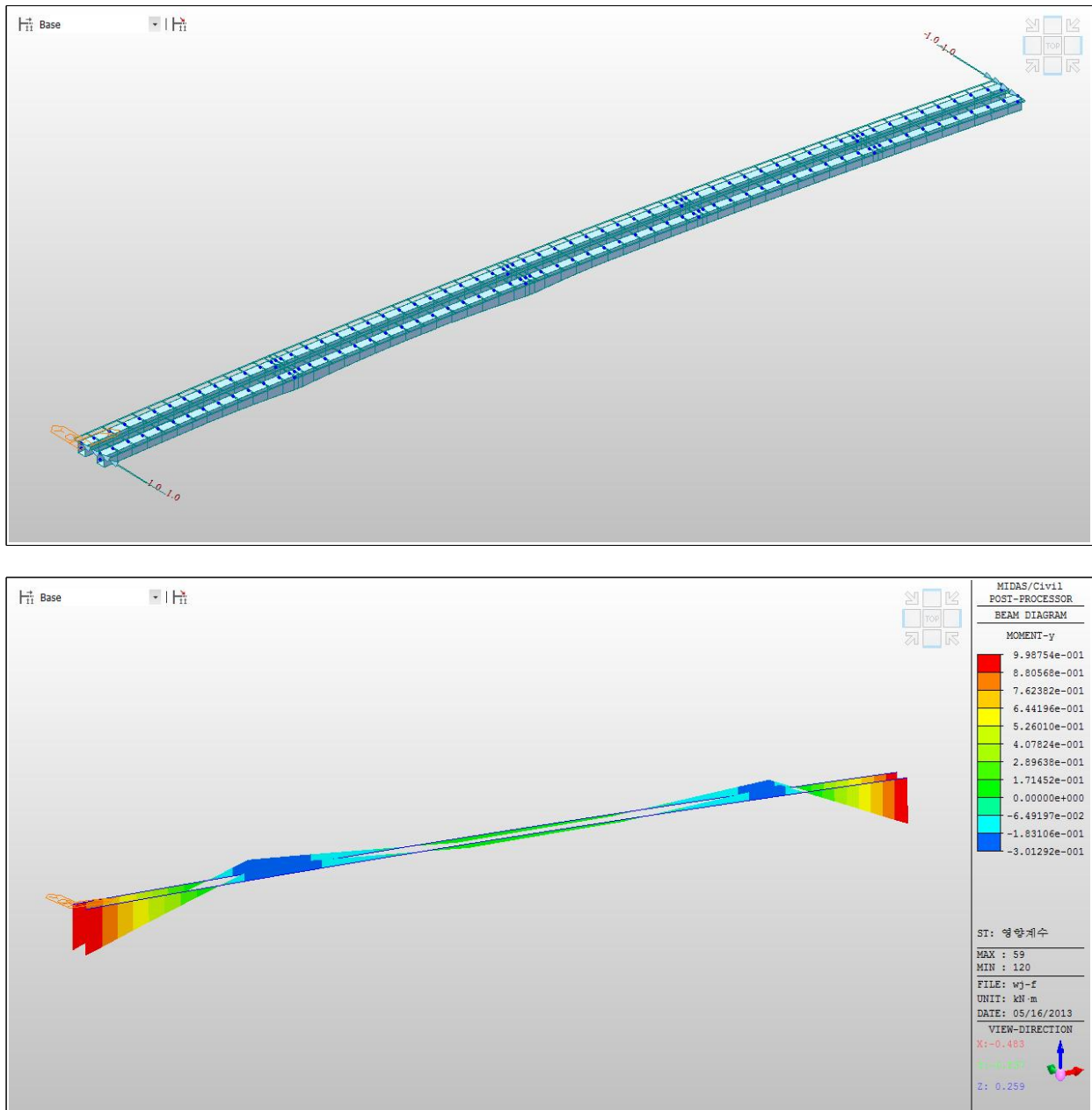
박스 거더의 정모멘트부와 부모멘트부에서 각각 발생한 최대 단면력을 【표 5.10】에 나타내었다.

【표 5.10】 휨모멘트 산출결과 (kN · m)

구 분		합 성 전 고정하중	합성후			합 계	비 고
			고정하중	활하중(충격포함)			
				Max	Min		
제1지간 중앙부	G1	28600.8	5586.0	8151.2	-	42338.0	
	G2	28265.9	5547.4	8217.6	-	42030.9	
제1내부 지점부	G1	-66377.4	-13484.2	-	-13810.8	-93672.4	
	G2	-67171.7	-13120.2	-	-13896.5	-94188.4	
제2지간 중앙부	G1	21315.0	2001.31	9572.3	-	32888.6	
	G2	21257.1	1912.16	9138.8	-	32308.1	
제2내부 지점부	G1	-45942.6	-9993.6	-	-12730.8	-68667.0	
	G2	-45416.2	-9513.8	-	-12531.8	-67461.8	
제3지간 중앙부	G1	7431.9	1374.1	5225.9	-	14031.9	
	G2	7124.3	1475.7	5322.3	-	13922.3	
제3내부 지점부	G1	-23859.0	-4560.9	-	-5850.9	-34270.8	
	G2	-22683.1	-4989.1	-	-6168.3	-33840.5	
제4지간 중앙부	G1	13530.1	2834.4	5126.7	-	21491.2	
	G2	13395.6	2834.7	5236.7	-	21467.0	
제4내부 지점부	G1	-28881.7	-5947.6	-	-6842.9	-41672.2	
	G2	-28542.4	-6009.4	-	-6857.1	-41408.9	
제5지간 중앙부	G1	13347.3	2760.2	5252.3	-	21359.8	
	G2	13224.4	2746.6	5324.2	-	21295.2	

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 k값(모멘트)을 산출하였다.



【그림 5.14】 영향계수 산출을 위한 해석모델 및 결과

【표 5.11】 영향계수 k값 산출결과 요약 (MPa)

거더명	거리(m)	지점명	지간장(m)	k값	거더명	거리(m)	지점명	지간장(m)	k값
G1	0	P14		1.000	G2	0	P14		1.000
	5			0.911		5			0.913
	10			0.808		10			0.813
	15			0.706		15			0.714
	20			0.604		20			0.614
	25			0.501		25			0.515
	30		64.375	0.399		30		64.375	0.415
	35			0.297		35			0.315
	40			0.195		40			0.216
	45			0.092		45			0.116
	50			-0.010		50			0.017
	55			-0.112		55			-0.083
	60			-0.214		60			-0.183
	65	P15		-0.301		65	P15		-0.282
	70			-0.289		70			-0.258
	75			-0.261		75			-0.234
	80			-0.234		80			-0.209
	85			-0.206		85			-0.185
	90			-0.179		90			-0.161
	95			-0.151		95			-0.137
	100		75	-0.123		100		75	-0.113
	105			-0.096		105			-0.088
	110			-0.068		110			-0.064
	115			-0.040		115			-0.040
	120			-0.013		120			-0.016
	125			0.015		125			0.008
	130			0.042		130			0.033
	135			0.070		135			0.057
	140	P16		0.098		140	P16		0.081

【표 5.11】 영향계수 k값 산출결과 요약 (MPa) (계속)

거더명	거리(m)	지점명	지간장(m)	k값	거더명	거리(m)	지점명	지간장(m)	k값
G1	145		55	0.092	G1	145		55	0.077
	150			0.085		150			0.072
	155			0.079		155			0.067
	160			0.073		160			0.063
	165			0.067		165			0.058
	170			0.061		170			0.054
	175			0.055		175			0.049
	180			0.049		180			0.045
	185			0.043		185			0.040
	190			0.037		190			0.036
	195	P17		0.031		195	P17		0.031
	200		55	0.009		200		55	0.006
	205			-0.013		205			-0.018
	210			-0.035		210			-0.043
	215			-0.058		215			-0.068
	220			-0.080		220			-0.092
	225			-0.102		225			-0.117
	230			-0.124		230			-0.142
	235			-0.146		235			-0.167
	240			-0.168		240			-0.191
	245			-0.190		245			-0.216
	250	P18		-0.212		250	P18		-0.241
	255		44.32	-0.076		255		44.32	-0.101
	260			0.061		260			0.039
	265			0.198		265			0.179
	270			0.335		270			0.319
	275			0.472		275			0.459
	280			0.608		280			0.599
	285			0.745		285			0.739
	290			0.882		290			0.879
	295	A2		1.000		295	A2		1.000

1) k값의 적용방법

k 값은 주형의 설계에서 바닥판 콘크리트의 크리프와 건조수축, 그리고 강재보와 바닥판 콘크리트와의 온도차 등에 의해 단면내의 발생하는 2차모멘트를 계산하는 데 이용된다.

① 바닥판 콘크리트의 크리프

$$\begin{aligned} \text{바닥판 콘크리트} \quad \Delta f_c &= \frac{1}{n_1} \left[\frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi y_{v1}}{I_{v1}} \right] - E_{c1} \frac{f_c}{E_c} \phi_1 \\ \text{강재거더} \quad \Delta f_s &= \frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi y_{v1}}{I_{v1}} \\ \text{여기서,} \quad P_\phi &= E_{c1} A_c \varepsilon_{\phi 0} = E_{c1} A_c \frac{N_c}{E_c A_c} \phi_1 = N_c \frac{2\phi_1}{2 + \phi_1} \\ M_\phi &= P_\phi \left[d_{c1} + \frac{r_c^2}{d_c} \right] \cong P_\phi \cdot d_{c1} \end{aligned}$$

② 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

$$\begin{aligned} \text{바닥판 콘크리트} \quad f_c &= \frac{1}{n} \left[\frac{P_1}{A_v} + \frac{M_v y_v}{I_v} \right] - E_c \varepsilon_t \\ \text{강재거더} \quad f_s &= \frac{P_1}{A_v} + \frac{M_v y_v}{I_v} \\ \text{여기서, } \varepsilon_t &= \alpha \cdot \Delta_t \text{ (콘크리트가 인장이 되는 경우, 즉 강재거더 쪽이 고온인 경우를 정으로 한다)} \\ P_1 &= E_s \cdot \varepsilon_t \cdot \frac{A_c}{n} \quad M_v = P_1 \cdot d_c \end{aligned}$$

③ 바닥판 콘크리트의 건조수축

$$\begin{aligned} \text{바닥판 콘크리트} \quad f_c &= \frac{1}{n_2} \left[\frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2} y_{v2}}{I_{v2}} \right] - E_{c2} \varepsilon_s \\ \text{강재거더} \quad f_s &= \frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2} y_{v2}}{I_{v2}} \\ \text{여기서,} \quad E_2 &= \frac{E_s}{n_2} \\ P_2 &= \frac{E_s \varepsilon_s A_c}{n_2} = E_{c2} \varepsilon_s A_c \quad M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2} \end{aligned}$$

다. 구조안전성 검토결과

(1) 최대 정모멘트부

1) 단면가정 및 설계조건

최대정모멘트가 작용하는 제1지간 거더 중앙부(S14)에 대해 검토하였다.

사용기호의 정의

Technical drawing of a reinforced concrete girder cross-section. The diagram shows the following dimensions and labels:

- Top Flange Dimensions:** UL3, U2, UR3 (widths); U1, UL2, UR2 (widths); Tc (thickness).
- Web Dimensions:** tw (thickness).
- Bottom Flange Dimensions:** B1, B2, Ble (widths); tl (thickness).
- Other Labels:** UPPER RIB, LOWER RIB, L-Web, R-Web, Y(2), x(3).

입력데이터

주부재 강종 : SM490B

Bc	6,070.0	mm
UL3	2,200.0	mm
UR3	1,070.0	mm
U1	120.0	mm
UL2	1,400.0	mm
UR2	1,400.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	3,040.0	mm
-----	---------	----

하부 플랜지 유효폭

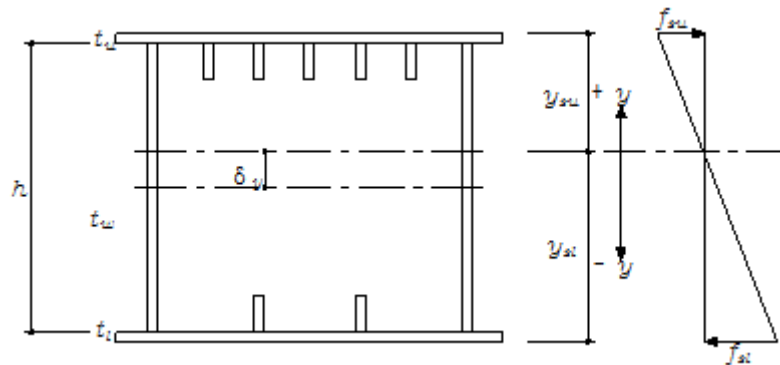
Ble	3,040.0	mm
B1	120.0	mm
B2	2,800.0	mm
Tc	300.0	mm
Th	50.0	mm
h	3,000.0	mm

구	분	단 위	입력 Data
Es	강재 탄성계수	MPa	205,000
Ec	콘크리트의 탄성계수	MPa	28,693
ϵ_s	바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α	강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2	건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n	강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt	강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
Ms	합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	28,544
Msc	합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	5,596
Mv	활하중에 의한 모멘트	kN·m	8,121
Vs	합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	717
Vsc	합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	146
Vv	활하중에 의한 전단력	kN	369
Mst	합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	99
Mscst	합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	39
Mvt	활하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	415

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	As(mm2)	Y(mm)	As·Y(mm3)	As·Y2(mm4)	Ixo(mm4)
UPPER FL.	1- 3,040.0 × 20.0	60,800.0	1,510.0	9.181E+07	1.386E+11	2.027E+06
UPPER RIB	7- 150.0 × 14.0	14,700.0	1,425.0	2.095E+07	2.985E+10	2.756E+07
L-WEB	1- 3,000.0 × 14.0	42,000.0	-	-	-	3.150E+10
R-WEB	1- 3,000.0 × 14.0	42,000.0	-	-	-	3.150E+10
LOWER RIB	3- 150.0 × 14.0	6,300.0	-1,425.0	-8.978E+06	1.279E+10	1.181E+07
LOWER FL.	1- 3,040.0 × 24.0	72,960.0	-1,512.0	-1.103E+08	1.668E+11	3.502E+06
강재 단면 합계		238,760.0	-	-6.538E+06	3.481E+11	6.304E+10
RC. SLAB	1- 6,070.0 × 300.0	1,821,000.0	1,700.0	3.096E+09	5.263E+12	1.366E+10
SLAB 단면 합계		1,821,000.0	-	3.096E+09	5.263E+12	1.366E+10
※ As = 238,760.0 mm2		Ac1 =		1,821,000.0	mm2	

2) 응력검토



① 합성전

■ 도심축 이동량

$$\delta y = \sum AsY / \sum As = -6,537,520.0 / 238,760.0 = -27.381 \text{ mm}$$

■ 도심축에서 상·하부플랜지연단거리

$$y_{su} = h/2 + t_u - \delta y = 3,000.0 / 2 + 20.0 - (-27.381) = 1,547.381 \text{ mm}$$

$$y_{sl} = -\{h/2 + t_l + \delta y\} = -\{3,000.0 / 2 + 24.0 + -27.381\} = -1,496.619 \text{ mm}$$

■ 강재의 단면2차 모멘트

$$\begin{aligned} I_s &= \sum I_{xo} + \sum AsY^2 - As \cdot \delta y^2 \\ &= 63,044,903,746.7 + 348,070,271,240.0 - 238,760.0 \times -27.381^2 \\ &= 4.109E+11 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

■ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$$f_{su} = M_s \cdot y_{su} / I_s = 28,544.000 \times 1,547.4 / 410,936,170,263.3 = 107.483 \text{ MPa}$$

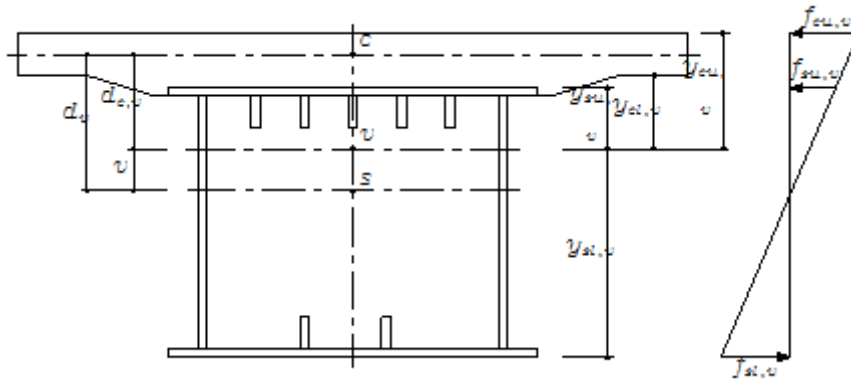
$$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} / I_s = 28,544.000 \times -1,496.6 / 410,936,170,263.3 = -103.957 \text{ MPa}$$

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$$F = b \cdot h = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + Tu/2 + Tl/2) = 7.907E+06 \text{ mm}^2$$

$$v = Vs/Aw + Mst/(2 \cdot F \cdot tw)$$

$$= 717.000 / 84,000.0 + 99.000 / (2 \times 7,907,344.0 \times 14.0) = 8.983 \text{ MPa}$$



② 합성후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$$Acn1 = Ac1/n = 1,821,000.0 / 7.0 = 260,142.9 \text{ mm}^2$$

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$$Icn1 = Ic1/n = 13,657,500,000.0 / 7.0 = 1.951E+09 \text{ mm}^4$$

- 합성 단면적

$$Av = As + Acn1 = 238,760.0 + 260,142.9 = 498,902.9 \text{ mm}^2$$

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$$dv = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2 = 1,547.4 - 20.0 + 50.0 + 300.0/2 = 1,727.4 \text{ mm}$$

- 합성 단면의 도심축 이동량

$$v = Acn1 \times dv / Av = 260,142.9 \times 1,727.4 / 498,902.9 = 900.7 \text{ mm}$$

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$$dc,v = dv - v = 1,727.4 - 900.7 = 826.7 \text{ mm}$$

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$$\begin{aligned} Iv &= Is + As \cdot v^2 + Icn1 + Acn1 \cdot dc,v^2 \\ &= 410,936,170,263.3 + 238,760.0 \times 900.7^2 + 1,951,071,428.6 + 260,142.9 \times 826.7^2 \\ &= 7.844E+11 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$$y_{su,v} = y_{su} - v = 1,547.4 - 900.7 = 646.7 \text{ mm}$$

$$y_{sl,v} = y_{sl} - v = -1,496.6 - 900.7 = -2,397.3 \text{ mm}$$

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2 = 826.7 + 300.0 / 2 = 976.7 \text{ mm}$$

$$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c = 976.7 - 300.0 = 676.7 \text{ mm}$$

■ 응력검토

$$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v = 5,596.000 \times 646.7 / 784,365,867,169.9 = 4.614 \text{ MPa}$$

$$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v = 5,596.000 \times -2,397.3 / 784,365,867,169.9 = -17.104 \text{ MPa}$$

$$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$$

$$= 5,596.000 \times 976.7 / (784,365,867,169.9 \times 7.0) = 0.995 \text{ MPa}$$

$$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n) = 5,596.000 \times 676.7 / (784,365,867,169.9 \times 7.0) = 0.690 \text{ MPa}$$

■ 전단응력 검토

$$F_v = b \cdot h = ((UL_2 + UR_2 + B_2) / 2 + T_w) \cdot (H + T_u / 2 + T_l / 2)$$

$$= 7.996E+06 \text{ mm}^2$$

$$v = V_{sc} / (A_w + M_{sct} / (2 \cdot F_v \cdot t_w))$$

$$= 146.000 / 84,000.0 + 39.000 / (2 \times 7,995,721.1 \times 14.0) = 1.912 \text{ MPa}$$

③ 활하중

■ 응력 검토

$$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$$

$$= 8,121.000 \times 646.7 / 784,365,867,169.9 = 6.695 \text{ MPa}$$

$$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$$

$$= 8,121.000 \times -2,397.3 / 784,365,867,169.9 = -24.821 \text{ MPa}$$

$$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$$

$$= 8,121.000 \times 976.7 / (784,365,867,169.9 \times 7.0) = 1.445 \text{ MPa}$$

$$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$$

$$= 8,121.000 \times 676.7 / (784,365,867,169.9 \times 7.0) = 1.001 \text{ MPa}$$

■ 전단응력 검토

$$v = V_v / A_w + M_v t / (2 \cdot F_v \cdot t_w)$$

$$= 369.000 / 84,000.0 + 415.000 / (2 \times 7,995,721.1 \times 14.0) = 6.247 \text{ MPa}$$

④ 바닥판 콘크리트의 크리프 영향

- 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력계산에 쓰이는 크리프계수 ϕ_1 은 2.0을 표준으로 한다.

$$\phi_1 = 2.0$$

$$k = 0.505 \quad \text{※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려}$$

$$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1 / 2) = 7.0 \times (1 + 2.0 / 2) = 14.000$$

$$\begin{aligned}
 Av1 &= As + Ac1/n1 = 238,760.0 + 1,821,000.0 / 14.0 = 3.688E+05 \text{ mm}^2 \\
 v1 &= (Ac1/n1) \times dv / Av1 = (1,821,000.0/14.0) \times 1,727.4 / 368,831.4 = 609.2 \text{ mm} \\
 dc,v1 &= dv - v1 = 1,727.4 - 609.2 = 1,118.2 \text{ mm} \\
 Iv1 &= (Is + As \cdot v1^2) + (Ic/n1 + Ac/n1 \cdot dc,v1^2) \\
 &= (410,936,170,263.3 + 238,760.0 \times 609.2^2) + (13,657,500,000.0/14.0 \\
 &\quad + 1,821,000.0/14.0 \times 1,118.2^2) = 6.632E+11 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

- 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$$\begin{aligned}
 ysu,v1 &= ysu - v1 = 1,547.4 - 609.2 = 938.2 \text{ mm} \\
 ysl,v1 &= ysl - v1 = -1,496.6 - 609.2 = -2,105.8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$$\begin{aligned}
 ycu,v1 &= dc,v1 + Tc/2 = 1,118.2 + 300.0 / 2 = 1,268.2 \text{ mm} \\
 ycl,v1 &= ycu,v1 - Tc = 1,268.2 - 300.0 = 968.2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$$\begin{aligned}
 Nc &= Msc \cdot dc,v \cdot Ac1 / (n \cdot Iv) \\
 &= 5,596.0 \times 826.7 \times 1,821,000.0 / (7.0 \times 784,365,867,169.9) = 1.534E+06 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- 강재보와 결함으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$$P\phi = Nc \cdot 2 \cdot \phi / (2 + \phi) = 1,534,280.2 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0) = 1.534E+06 \text{ N}$$

- $P\phi$ 에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$$M\phi = P\phi \times dc,v1 = 1,534,280.2 \times 1,118.2 = 1.716E+09 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

- 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$$Ec1 = Ec / (1 + \phi / 2) = 28,693.4 / (1 + 2.0 / 2) = 14,346.700 \text{ MPa}$$

- 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하면 응력

$$\begin{aligned}
 fcu,v &= Msc \cdot ycu,v / (Iv \cdot n) \\
 &= 5,596.000 \times 976.7 / (784,365,867,169.9 \times 7.0) = 0.995 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 fcl,v &= Msc \cdot ysl,v / (Iv \cdot n) \\
 &= 5,596.000 \times 676.7 / (784,365,867,169.9 \times 7.0) = 0.690 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$$\begin{aligned}
 fcu,v1 &= 1/n1 \cdot (P\phi / Av1 + k \cdot M\phi \cdot ycu,v1 / Iv1) - Ec1 \cdot fcu,v \cdot \phi / Ec \\
 &= (1/14.0) \times (1,534,280.2/368,831.4 + 0.505 \times 1,715,641,325.7 \times 1,268.2 \\
 &\quad / 663,153,510,853.5) - 14,346.7 \times 0.995 \times 2.0/28,693.4 = -0.580 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

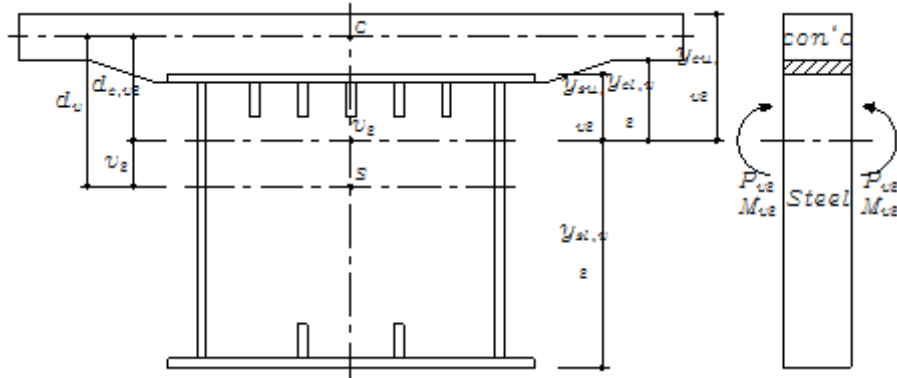
$$\begin{aligned}
 fcl,v1 &= 1/n1 \cdot (P\phi / Av1 + k \cdot M\phi \cdot ycl,v1 / Iv1) - Ec1 \cdot fcl,v \cdot \phi / Ec \\
 &= (1/14.0) \times (1,534,280.2/368,831.4 + 0.505 \times 1,715,641,325.7 \times 968.2 \\
 &\quad / 663,153,510,853.5) - 14,346.7 \times 0.690 \times 2.0/28,693.4 = -0.302 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$$fsu,v1 = P\phi / Av1 + k \cdot M\phi \cdot ysu,v1 / Iv1$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,534,280.2/368,831.4 + 0.505 \times 1,715,641,325.7 \times 938.2/663,153,510,853.5 \\
 &= 5.386 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{sl,v1} &= P \phi / A_{v1} + k \cdot M \phi \cdot y_{sl,v1} / I_{v1} = 1,534,280.2/368,831.4 \\
 &+ 0.505 \times 1,715,641,325.7 \times -2,105.8/663,153,510,853.5 = 1.409 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$



⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (도.설.해 3.9.2.8)

- 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ϵ_s 는 27×10^{-5} , 크리프계수 ϕ_2 는 $\phi_2 = 2 \cdot \phi_1 = 4.0$ 을 표준으로 한다.

$$\phi_2 = 4.0$$

$$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2/2) = 7.0 \times (1 + 4.0/2) = 21.000$$

$$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 238,760.0 + 1,821,000.0 / 21.0 = 3.255e+5 \text{ mm}^2$$

$$v_2 = (A_{c1}/n_2) \times d_v / A_{v2} = (1,821,000.0/21.0) \times 1,727.4 / 325,474.3 = 460.2 \text{ mm}$$

$$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,727.4 - 460.2 = 1,267 \text{ mm}$$

$$I_{v2} = (I_s + A_s \cdot v_2^2) + (I_{c1}/n_2 + A_{c1}/n_2 \cdot d_{c,v2}^2)$$

$$\begin{aligned}
 &= (410,936,170,263.3 + 238,760.0 \times 460.2^2) + (13,657,500,000.0/21.0 \\
 &+ 1,821,000.0/21.0 \times 1,267^2 = 6.014 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

- 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$$y = y_{su} - v_2 = 1,547.4 - 460.2 = 1,087 \text{ mm}$$

$$y = y_{sl} - v_2 = -1,496.6 - 460.2 = -1,95 \text{ mm}$$

- 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$$y = d_{c,v2} + T_c = 1,267.2 + 300.0 / 2 = 1,417.2 \text{ mm}$$

$$y = y_{cu,v2} - T = 1,417.2 - 300.0 = 1,117.2 \text{ mm}$$

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$$P = E_s \cdot \epsilon_s \cdot A = 205,000.0 \times 0.000270 \times 1,821,000.0 / 21.0 = 4.800e+6 \text{ N}$$

- P_{v2} 에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$$M = P_{v2} \times d_{c,v2} = 4,799,635.7 \times 1,417.2 = 6.082e+9 \text{ N-mm}$$

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$$E = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761\text{MPa}$$

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

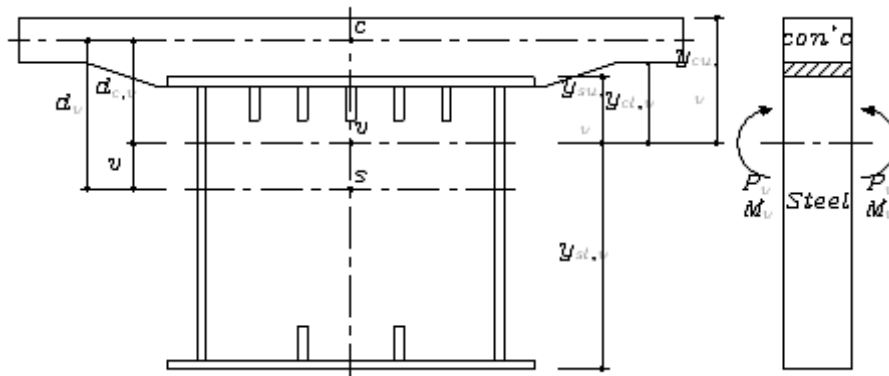
$$\begin{aligned} f_{cu,v2} &= 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \epsilon_s \\ &= (1/21.0) \times (4,799,635.7/325,474.3 + 0.505 \times 6,081,928,867.2 \times 1,417.2 \\ &\quad /601,393,378,262.5) - 9,761.9 \times 0.000270 = -1.58\text{MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cl,v2} &= 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \epsilon_s \\ &= (1/21.0) \times (4,799,635.7/325,474.3 + 0.505 \times 6,081,928,867.2 \times 1,417.2 \\ &\quad /601,393,378,262.5) - 9,761.9 \times 0.000270 = -1.66\text{MPa} \end{aligned}$$

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$$\begin{aligned} f_{su,v2} &= P_{v2}/A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2} \\ &= 4,799,635.7/325,474.3 + 0.505 \times 6,081,928,867.2 \times 1,087.2 \\ &\quad /601,393,378,262.5 = 20.29\text{MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sl,v2} &= P_{v2}/A_{v2} + k \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2} \\ &= 4,799,635.7/325,474.3 + 0.505 \times 6,081,928,867.2 \times -1,956.8 \\ &\quad /601,393,378,262.5 = 4.753\text{MPa} \end{aligned}$$



⑥ 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α 는 12×10^{-6} 으로 한다.

- 온도 변형률

$$\epsilon_t = \alpha \cdot \Delta t = 0.000012 \times 10.0 = 0.000120$$

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$$P_{v1} = E_s \cdot \epsilon_t \cdot A = 205,000.0 \times 0.0001 = 6.400 \text{ N}$$

- P_{v1} 에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$$M = P_{v1} \times d_{c,v} = 6,399,514.3 \times 82 = 5.290 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

■ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$$\begin{aligned} f_{cu,t} &= 1/n \cdot (Pv1/Av + k \cdot Mv1 \cdot y_{cu,v}/Iv) - Ec \cdot \epsilon_t \\ &= (1/7.0) \times (6,399,514.3/498,902.9 + 0.505 \times 5,290,305,652.3 \times 976.7 \\ &\quad /784,365,867,169.9) - 28,693.4 \times 0.000120 = -1.136 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cl,t} &= 1/n \cdot (Pv1/Av + k \cdot Mv1 \cdot y_{cl,v}/Iv) - Ec \cdot \epsilon_t \\ &= (1/7.0) \times (6,399,514.3/498,902.9 + 0.505 \times 5,290,305,652.3 \times 676.7 \\ &\quad /784,365,867,169.9) - 28,693.4 \times 0.000120 = -1.281 \text{ MPa} \end{aligned}$$

■ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$$\begin{aligned} f_{su,v2} &= Pv1/Av + k \cdot Mv1 \cdot y_{su,v}/Iv \\ &= 6,399,514.3/498,902.9 + 0.505 \times 5,290,305,652.3 \times 646.7 \\ &\quad /784,365,867,169.9 = 15.030 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sl,v2} &= Pv1/Av + k \cdot Mv1 \cdot y_{sl,v}/Iv \\ &= 6,399,514.3/498,902.9 + 0.505 \times 5,290,305,652.3 \times -2,397.3 \\ &\quad /784,365,867,169.9 = 4.662 \text{ MPa} \end{aligned}$$

⑦ 전단 및 비틀림

■ 풍하중 비재하시의 전단응력

$$\begin{aligned} &= (Vs+Vsc+Vv)/Aw + Mst/(2 \cdot F \cdot tw) + (Msct+Mvt)/(2 \cdot Fv \cdot tw) \\ &= 1,232.000/84,000.0 + 99.000/221,405,632.0 + 454.000/223,880,192.0 \\ &= 17.1 \text{ MPa} \leq va = 110.0 \text{ MPa} \quad \text{----- O.K !!} \end{aligned}$$

⑧ 조합응력의 검토

(도.설.해 3.4.2.3)

$$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f1 - f2)/f1 \approx 0.0$)

$f1, f2$: 보강된 판의 양면 응력 (단, $f1 \geq f2$, 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

■ 인장 (하부)플랜(SM490B 사용) (도.설.해 3.3.2)

$$f = 190 \text{ MPa}$$

■ 압축 (상부)플랜(SM490B 사용) (도.설.해 3.4.2.3)

$$b/24 \cdot i \cdot n = 14.6 \text{ mm} \leq tu = 20 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow fca = 190 \text{ MPa} \quad \text{적용}$$

■ 철근 콘크리트의 허용응력 (도.설.해 3.9.3.1)

$$fca = 0.4fck = 10.8 \text{ MPa} \quad (fck = 27 \text{ MPa 사용})$$

$$f_{ta} = 0.0f_{ck} = 1.89 \text{ MPa}$$

- 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	107.483	-103.957	190.000	190.000
1+2+3	2.440	1.691	10.800	10.800	118.792	-145.881	190.000	190.000
1+2+3+4	1.860	1.388	10.800	10.800	124.177	-144.472	218.500	190.000
1+2+3+4+5	0.271	-0.273	10.800	1.890	144.476	-139.719	218.500	190.000
1+2+3+4+5+6	-0.864	-1.555	2.174	2.174	159.506	-135.058	247.000	218.500
1+2+3+4+5-6	1.407	1.008	12.420	12.420	129.446	-144.381	247.000	218.500

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 합성응력의 검토

하 중 조 합	(f/fa)2		(v/v a)2		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.320	0.299	0.024	0.024	0.344	0.324	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.391	0.590	0.024	0.024	0.415	0.614	O.K !!	O.K !!
1+2+3+4	0.323	0.578	0.024	0.024	0.347	0.602	O.K !!	O.K !!
1+2+3+4+5	0.437	0.541	0.024	0.024	0.461	0.565	O.K !!	O.K !!
1+2+3+4+5+6	0.417	0.382	0.024	0.024	0.441	0.406	O.K !!	O.K !!
1+2+3+4+5-6	0.275	0.437	0.024	0.024	0.299	0.461	O.K !!	O.K !!

$$(f/fa)^2 + (v/v a)^2 \leq 1.2 \dots\dots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$(144.476/218.500)^2 + (17.142/110.000)^2 = 0.437 + 0.024 = 0.461 \\ \leq 1.2 \dots\dots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$(-145.881/190.000)^2 + (17.142/110.000)^2 = 0.590 + 0.024 = 0.614 \\ \leq 1.2 \dots\dots \text{O.K !!}$$

(2) 최대 부모멘트부

1) 단면가정 및 설계조건

최대 부모멘트가 작용하는 거더 지점부(P14)에 대해 검토하였다.

사용기호의 정의

The diagram illustrates the cross-section of a reinforced concrete beam. The total height is denoted by h . The top flange thickness is T_c , and the bottom flange thickness is T_b . The web thickness is t_w . The top reinforcement is divided into three regions: U_1 (width U_1), U_2 (width U_2), and U_3 (width U_3). The bottom reinforcement is divided into three regions: B_1 (width B_1), B_2 (width B_2), and B_3 (width B_3). The total width of the bottom reinforcement is B_{le} . The diagram also shows the upper and lower ribs and the web. The reinforcement is labeled U_1 , U_2 , U_3 , B_1 , B_2 , and B_3 . The diagram also shows the reinforcement layout for the upper and lower ribs and the web. The reinforcement is labeled U_1 , U_2 , U_3 , B_1 , B_2 , and B_3 .

입력데이터

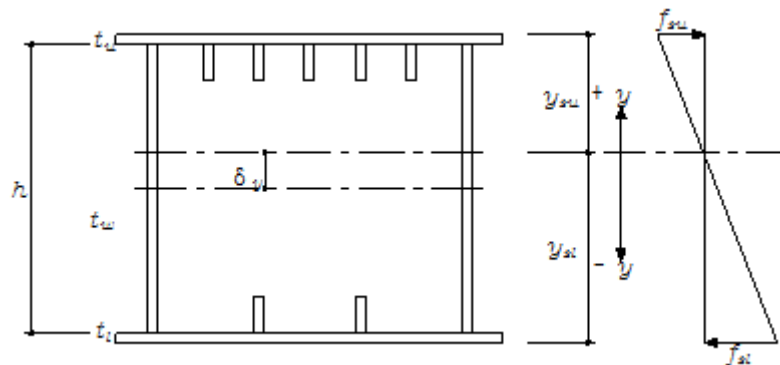
주부재 강종 : SM490B		
Bc	6,070.0	mm
U1	120.0	mm
UL2	1,400.0	mm
UR2	1,400.0	mm
상부 플랜지 유효폭		
Bue	3,040.0	mm
하부 플랜지 유효폭		
Ble	3,040.0	mm
B1	120.0	mm
B2	2,800.0	mm
Tc	300.0	mm
Th	50.0	mm
h	4,000.0	mm

구	분	단 위	입력 Data
Es	강재 탄성계수	MPa	205,000
Ec	콘크리트의 탄성계수	MPa	28,693
ϵ_s	바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α	강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2	건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n	강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt	강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
Ms	합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN•m	-66,373
Msc	합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN•m	-13,198
Mv	활하중에 의한 모멘트	kN•m	-13,919
Vs	합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-4,477
Vsc	합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-875
Vv	활하중에 의한 전단력	kN	-1,134
Mst	합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN•m	-99
Mscst	합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN•m	-25
Mvt	활하중에 의한 비틀림 모멘트	kN•m	-1,275
tcu, tcl	교축방향 철근의 피복두께	mm	60, 40

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	As(mm ²)	Y(mm)	As·Y(mm ³)	As·Y ² (mm ⁴)	Ixo(mm ⁴)
UPPER FL.	1- 3,040.0 × 30.0	91,200.0	2,015.0	1.838E+08	3.703E+11	6.840E+06
UPPER RIB	3- 150.0 × 14.0	6,300.0	1,925.0	1.213E+07	2.335E+10	1.181E+07
L-WEB	1- 4,000.0 × 20.0	80,000.0	-	-	-	1.067E+11
R-WEB	1- 4,000.0 × 20.0	80,000.0	-	-	-	1.067E+11
LOWER RIB	7- 150.0 × 14.0	14,700.0	-1,925.0	-2.830E+07	5.447E+10	2.756E+07
LOWER FL.	1- 3,040.0 × 32.0	97,280.0	-2,016.0	-1.961E+08	3.954E+11	8.301E+06
강재 단면 합계		369,480.0	-	-2.852E+07	8.435E+11	2.134E+11
UPPERRE-Bar(Aru)		24,625.6	2,240.0	55,161,388.8	123,561,510,912.0	-
LOWERRE-Bar(Arl)		24,625.6	2,090.0	51,467,545.8	107,567,170,722.0	-
RE-Bar 합계		49,251.2		1.066E+08	2.311E+11	-
RC. SLAB	1- 6,075.0 × 300.0	1,518,750.0	2,175.0	3.303E+09	7.185E+12	7.910E+09
SLAB 단면 합계						
※ As = 369,480.0 mm ²		AcI = 1,518,750.0 mm ²				
		Ar = 49,251.2 mm ²				

2) 응력검토



① 합성전

■ 도심축 이동량

$$\delta y = \sum AsY / \sum As = -28,518,480.0 / 369,480.0 = -77.185 \text{ mm}$$

■ 도심축에서 상·하부플랜지연단거리

$$y_{su} = h/2 + t_u - \delta y = 4,000.0 / 2 + 30.0 - (-77.185) = 2,107.185 \text{ mm}$$

$$y_{sl} = -\{h/2 + t_l + \delta y\} = -\{4,000.0 / 2 + 32.0 + (-77.185)\} = -1,954.815 \text{ mm}$$

■ 강재의 단면2차 모멘트

$$I_s = \sum I_{xo} + \sum AsY^2 - As \cdot \delta y^2$$

$$= 213,387,849,560.0 + 843,481,468,680.0 - 369,480.0 \times (-77.185)^2$$

$$= 1.055E+12 \text{ mm}^4$$

■ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$$f_{su} = M_s \cdot y_{su} / I_s = 66,373.000 \times 2,107.2 / 1,054,668,106,533.0 = -132.611 \text{ MPa}$$

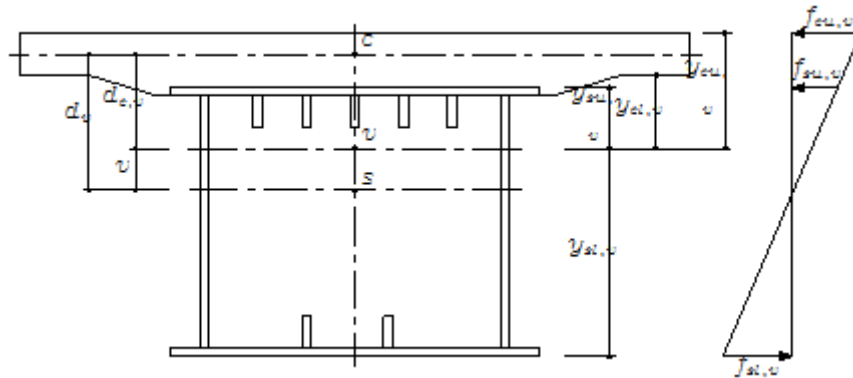
$$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} / I_s = -66,373.000 \times -1,954.8 / 1,054,668,106,533.0 = 123.022 \text{ MPa}$$

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$$F = b \cdot h = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + Tu/2 + Tl/2) = 9.367E+06 \text{ mm}^2$$

$$v = V_s / A_w + M_{st} / (2 \cdot F \cdot t_w)$$

$$= 4,477.000 / 160,000.0 + 99.000 / (2 \times 9,366,772.0 \times 20.0) = 28.245 \text{ MPa}$$



② 합성후

- 합성 단면적

$$A_v = A_s + A_{cn1} = 369,480.0 + 49,251.2 = 418,731.2 \text{ mm}^2$$

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$$\begin{aligned} dv &= y_{su} - t_u + Th + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r \\ &= 2,107.2 - 30.0 + 50.0 + 40.0 + (250.0 - 60.0 - 40.0) \times 24,625.6 / 49,251.2 \\ &= 2,242.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 합성단면의 도심축 이동량

$$v = A_{cn1} \times dv / A_v = 49,251.2 \times 2,242.2 / 418,731.2 = 263.7 \text{ mm}$$

- 합성단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$$dc,v = dv - v = 2,242.2 - 263.7 = 1,978.5 \text{ mm}$$

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$$\begin{aligned} I_v &= I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot dc,v^2 \\ &= 1,054,668,106,533.0 + 369,480.0 \times 263.7^2 + 0.0 + 49,251.2 \times 1,978.5^2 \\ &= 1.2734E+12 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$$y_{su,v} = y_{su} - v = 2,107.2 - 263.7 = 1,843.5 \text{ mm}$$

$$y_{sl,v} = y_{sl} - v = -1,954.8 - 263.7 = -2,218.5 \text{ mm}$$

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$$\begin{aligned} y_{ru,v} &= d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r \\ &= 1,978.5 + (250.0 - 60.0 - 40.0) \times 24,625.6 / 49,251.2 = 2,053.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_{rl,v} &= d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r \\ &= 1,978.5 - (250.0 - 60.0 - 40.0) \times 24,625.6 / 49,251.2 = 1,903.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

■ 응력검토

$$\begin{aligned} f_{su,v} &= M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv} \\ &= -13,198.000 \times 1,843.5 / 1,273,150,176,059 = -19.110 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sl,v} &= M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv} \\ &= -13,198.000 \times -2,218.5 / 1,273,150,176,059 = 22.998 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ru,v} &= M_{sc} \cdot y_{ru,v} / (I_{rv} \cdot n) \\ &= -13,198.000 \times -2,053.5 / 1,273,150,176,059 = -21.287 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{rl,v} &= M_{sc} \cdot y_{rl,v} / (I_{rv} \cdot n) \\ &= -13,198.000 \times -1,903.5 / 1,273,150,176,059 = -19.732 \text{ MPa} \end{aligned}$$

■ 전단응력 검토

$$\begin{aligned} F_v &= b \cdot h = ((UL_2 + UR_2 + B_2) / 2 + T_w) \cdot (H + (T_u + T_c/n)/2 + T_l/2) \\ &= 9.4156E+06 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v &= V_{sc} / A_w + M_{sct} / (2 \cdot F_v \cdot t_w) \\ &= 875.000 / 1601,000.0 + 25.000 / (2 \times 9,414,977.7 \times 20.0) = 5.535 \text{ MPa} \end{aligned}$$

③ 활하중

■ 응력 검토

$$\begin{aligned} f_{su,v} &= M_v \cdot y_{su,v} / I_v \\ &= -13,919.000 \times 1,843.5 / 1,273,150,176,059 = -20.154 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sl,v} &= M_v \cdot y_{sl,v} / I_v \\ &= -13,919.000 \times -2,218.5 / 1,273,150,176,059 = 24.255 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cu,v} &= M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n) \\ &= -13,919.000 \times -2,053.5 / 1,273,150,176,059 = -22.450 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cl,v} &= M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n) \\ &= -13,919.000 \times -1,903.5 / 1,273,150,176,059 = -20.810 \text{ MPa} \end{aligned}$$

■ 전단응력 검토

$$\begin{aligned} v &= V_v / A_w + M_{vt} / (2 \cdot F_v \cdot t_w) \\ &= 1,134.000 / 160,000.0 + 1,275.000 / (2 \times 9,414,977.7 \times 20.0) = 10.473 \text{ MPa} \end{aligned}$$

④ 바닥판 콘크리트의 크리프 영향

■ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$$Acn1 = Acl/n = 1,518,750.0 / 7.0 = 216,964.3 \text{ mm}^2$$

■ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$$Icn1 = Icl/n = 7,910,156,250.0 / 7.0 = 1.130E+09 \text{ mm}^4$$

■ 합성 단면적

$$Av' = As + Acn1 = 369,480.0 + 216,964.3 = 586,444.3 \text{ mm}^2$$

■ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$$dv' = ysu-tu + Th + Tc/2 = 2,107.2 - 30.0 + 50.0 + 250.0/2 = 2,252.2 \text{ mm}$$

■ 합성 단면의 도심축 이동량

$$v' = Acn1 \times dv'/Av' = 216,964.3 \times 2,252.2 / 586,444.3 = 833.2 \text{ mm}$$

■ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$$dc,v' = dv' - v' = 2,252.2 - 833.2 = 1,419.0 \text{ mm}$$

■ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력계산에 쓰이는 크리프계수 $\phi 1$ 은 2.0을 표준으로 한다.

$$\phi 1 = 2.0$$

$$k = -0.301 \quad ※ \text{ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려}$$

$$n1 = n \cdot (1 + \phi 1/2) = 7.0 \times (1 + 2.0/2) = 14.000$$

$$Av1 = As + Acl/n1 = 369,480.0 + 1,518,750.0 / 14.0 = 4.780E+05 \text{ mm}^2$$

$$v1 = (Acl/n1) \times dv / Av1 = (1,518,750.0/14.0) \times 2,252.2 / 477,962.1 = 511.2 \text{ mm}$$

$$dc,v1 = dv - v1 = 2,252.2 - 511.2 = 1,741.0 \text{ mm}$$

$$Iv1 = (Is + As \cdot v1^2) + (Ic/n1 + Ac/n1 \cdot dc,v1^2)$$

$$= (1,054,668,106,533.0 + 369,480.0 \times 833.2^2) + (7,910,156,250.0/7.0 + 1,518,750.0/7.0 \times 1,419.0^2) = 1.530E+12 \text{ mm}^4$$

■ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$$Nc = Msc \cdot dc,v \cdot Acl / (n \cdot Iv1)$$

$$= -13,198.0 \times 1,419.0 \times 1,518,750.0 / (7.0 \times 1,530,174,957,273.0) = -2.655E+06 \text{ N}$$

■ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$$P\phi = Nc \cdot 2 \cdot \phi 1 / (2 + \phi 1) = -2,655,361.2 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0) = -2.655E+06 \text{ N}$$

■ $P\phi$ 에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$$M\phi = P\phi \times dc,v1 = -2,655,361.2 \times 1,741.0 = -4.623E+09 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

■ 바닥판 철근응력 변화량

$$fcu,v1 = P\phi / Av + k \cdot M\phi \cdot yru,v / Iv$$

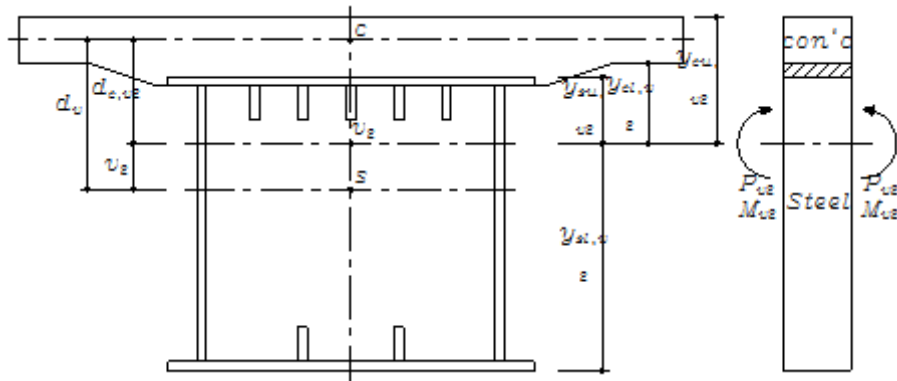
$$= -2,655,361.2/418,731.2 + -0.301 \times -4,623,013,835.4 \times 2,053.5 / 1,273,150,176,059.1 = -4.097 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 f_{cl,v1} &= P\phi / A_v + k \cdot M\phi \cdot y_{rl,v} / I_{rv} \\
 &= -2,655,361.2 / 418,731.2 + -0.301 \times -4,623,013,835.4 \times 1,903.5 \\
 &\quad / 1,273,150,176,059.1 = -4.261 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

■ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$$\begin{aligned}
 f_{su,v1} &= P\phi / A_{v1} + k \cdot M\phi \cdot y_{su,v1} / I_{v1} \\
 &= -2,655,361.2 / 418,731.2 + -0.301 \times -4,623,013,835.4 \times 1,843.5 \\
 &\quad / 1,273,150,176,059.1 = -4.237 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{sl,v1} &= P\phi / A_{v1} + k \cdot M\phi \cdot y_{sl,v1} / I_{v1} \\
 &= -2,655,361.2 / 418,731.2 + -0.301 \times -4,623,013,835.4 \times -2,218.5 \\
 &\quad / 1,273,150,176,059.1 = 1.409 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$



⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (도.설.해 3.9.2.8)

■ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ϵ_s 는 27×10^{-5} , 크리프계수 ϕ_2 는 $\phi_2 = 2 \cdot \phi_1 = 4.0$ 을 표준으로 한다.

$$\phi_2 = 4.0$$

$$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2 / 2) = 7.0 \times (1 + 4.0 / 2) = 21.000$$

$$A_{v2} = A_s + A_{c1} / n_2 = 369,480.0 + 1,518,750.0 / 21.0 = 4.418e+5 \text{ mm}^2$$

$$v_2 = (A_{c1} / n_2) \times d_v / A_{v2} = (1,518,750.0 / 21.0) \times 2,252.2 / 441,801.4 = 368.7 \text{ mm}$$

$$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 2,252.2 - 368.7 = 1,883.5 \text{ mm}$$

■ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$$P = E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_{c1} / n_2 = 205,000.0 \times 0.000270 \times 1,518,750.0 / 21.0 = 4.006e+6 \text{ N}$$

■ P_{v2} 에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$$M = P_{v2} \times d_{c,v2} = 4,002,991.1 \times 1,883.5 = 7.540e+9 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

■ 바닥판 철근응력변화량

$$\begin{aligned}
 f &= P_{v2} / A_v + k \cdot M_{v2} \cdot y_{ru,v} / I_{rv} \\
 &= 4,002,991.1 / 418,731.2 + -0.301 \times 7,539,674,358.7 \times 2,053.5
 \end{aligned}$$

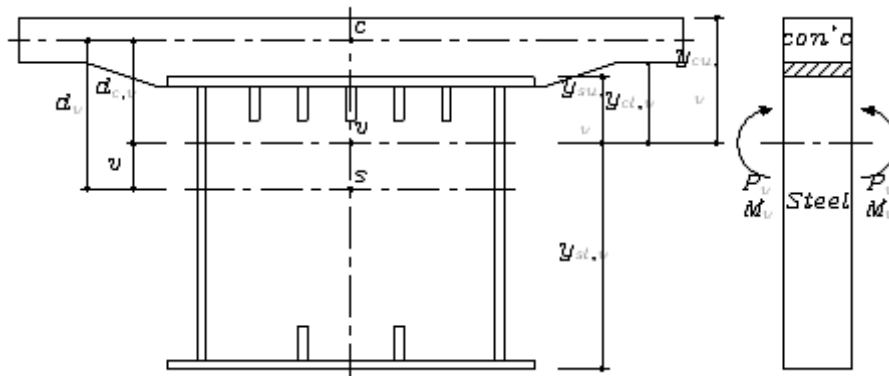
$$/1,273,150,176,059.1 = 5.899 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f &= P_v/2A_v + k \cdot M_v \cdot y_{rl,v}/I_{rv} \\ &= ,002,991.1/418,731.2 + -0.301 \times 7,539,674,358.7 \times 1,903.5 \\ &/1,273,150,176,059.1 = 6.167 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$$\begin{aligned} f &= P_v/2A_v + k \cdot M_v \cdot y_{su,v}/I_{rv} \\ &= 4,002,991.1/418,731.2 + -0.301 \times 7,539,674,358.7 \times 1,843.5 \\ &/1,273,150,176,059.1 = 6.274 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f &= P_v/2A_v + k \cdot M_v \cdot y_{sl,v}/I_{rv} \\ &= 4,002,991.1/418,731.2 + -0.301 \times 7,539,674,358.7 \times -2,218.5 \\ &/1,273,150,176,059.1 = 13.514 \text{ MPa} \end{aligned}$$



⑥ 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α 는 12×10^{-6} 으로 한다.

- 온도 변형률

$$\epsilon_t = \alpha \cdot \Delta t = 0.000012 \times 10.0 = 0.000120$$

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$$P_{v1} = E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_{c1}/n = 205,000.0 \times 0.000120 \times 1,518,750.0 / 7.0 = 5.337e+6 \text{ N}$$

- P_{v1} 에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$$M = P_{v1} \times d_{c,v'} = 5,337,321.4 \times 1,419.02 = 7.573e+9 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$$\begin{aligned} f_{ru,t} &= P_{v1}/A_v + k \cdot M_v \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \epsilon_t \\ &= 5,337,321.4/418,731.2 + -0.301 \times 7,573,413,727.0 \times 2,053.5 \\ &/1,273,150,176,059.1 - 205,000.0 \times 0.000120 = -15.530 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{rl,t} &= P_{v1}/A_v + k \cdot M_v \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \epsilon_t \\ &= 5,337,321.4/418,731.2 + -0.301 \times 7,573,413,727.0 \times 1,903.5 \end{aligned}$$

$$/1,273,150,176,059.1 - 205,000.0 \times 0.000120 = -15.262 \text{ MPa}$$

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$$f_{su,v2} = P_v1/A_v + k \cdot M_v1 \cdot y_{su,v}/I_{rv}$$

$$= 5,337,321.4/418,731.2 + -0.301 \times 7,573,413,727.0 \times 1,843.5$$

$$/1,273,150,176,059.1 = 9.446 \text{ MPa}$$

$$f_{sl,v2} = P_v1/A_v + k \cdot M_v1 \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$$

$$= 5,337,321.4/418,731.2 + -0.301 \times 7,573,413,727.0 \times -2,218.5$$

$$/1,273,150,176,059.1 = 16.719 \text{ MPa}$$

⑦ 전단 및 비틀림

- 풍하중 비재하시의 전단응력

$$= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$$

$$= 6,486.000/160,000.0 + 99.000/374,670,880.0 + 1,300.000/376,599,108.6$$

$$= 44.3 \text{ MPa} \leq v_a = 110.0 \text{ MPa} \quad \text{----- O.K !!}$$

⑧ 조합응력의 검토

(도.설.해 3.4.2.3)

$$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \approx 0.0$)

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

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

- 인장 (하부)플랜(SM490B 사용) (도.설.해 3.3.2)

$$f = 190 \text{ MPa}$$

- 압축 (상부)플랜(SM490B 사용) (도.설.해 3.4.2.3)

$$b/24 \cdot i \cdot n = 14.6 \text{ mm} \leq t_u = 20 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow f_{ca} = 190 \text{ MPa}$$

적용

- 철근 콘크리트의 허용응력 (도.설.해 3.9.3.1)

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

$$(f_{ck} = 27 \text{ MPa 사용})$$

$$f_{ta} = 0.0f_{ck} = 1.89 \text{ MPa}$$

- 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-132.611	123.022	190.000	190.000
1+2+3	-43.737	-40.542	160.000	160.000	-171.875	170.275	190.000	190.000
1+2+3+4	-47.834	-44.803	160.000	160.000	-176.201	161.508	190.000	190.000
1+2+3+4+5	-41.935	-38.636	160.000	160.000	-169.928	175.023	190.000	190.000
1+2+3+4+5+6	-57.465	-53.898	184.000	184.000	-160.482	191.741	218.500	218.500
1+2+3+4+5-6	-26.404	-23.374	184.000	184.000	-179.373	158.304	218.500	218.500

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

⑨ 합성응력의 검토

하 중 조 합	(f/fa)2		(σ/σa)2		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.487	0.419	0.162	0.162	0.649	0.581	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.818	0.803	0.162	0.162	0.980	0.965	O.K !!	O.K !!
1+2+3+4	0.860	0.723	0.162	0.162	1.022	0.884	O.K !!	O.K !!
1+2+3+4+5	0.800	0.849	0.162	0.162	0.962	1.010	O.K !!	O.K !!
1+2+3+4+5+6	0.539	0.770	0.162	0.162	0.701	0.932	O.K !!	O.K !!
1+2+3+4+5-6	0.674	0.525	0.162	0.162	0.836	0.687	O.K !!	O.K !!

$$(f/fa)^2 + (\sigma/\sigma_a)^2 \leq 1.2 \dots\dots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$(-176.201/190.0)^2 + (44.254/110.000)^2 = 0.860 + 0.162 = 1.022 \leq 1.2 \dots\dots \text{O.K !!}$$

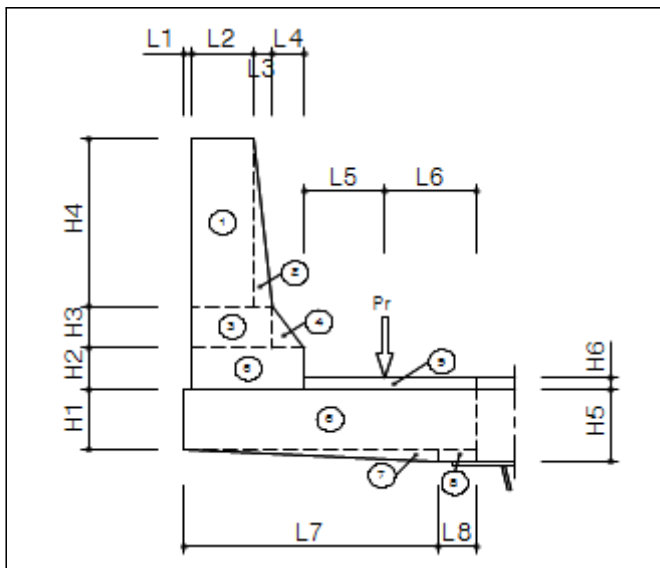
[하 연]

$$(175.023/190.0)^2 + (44.254/110.000)^2 = 0.849 + 0.162 = 1.010 \leq 1.2 \dots\dots \text{O.K !!}$$

5.2.7 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(좌측)



H1	0.250m	L1	0.030m
H2	0.205m	L2	0.230m
H3	0.175m	L3	0.070m
H4	0.700m	L4	0.120m
H5	0.300m	L5	0.300m
H6	0.080m	L6	0.265m
H7	0.000m	L7	0.905m
R	2,600.000m	L8	0.110m
V	110.000 km/h	L9	0.000m
콘크리트 단위중량		25.000 kN/m ³	
무근콘크리트 단위중량		23.500 kN/m ³	
포장 단위중량		23.000 kN/m ³	

1) 고정하중

NO.	산 식	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)
1	$0.230 \times 0.700 \times 25.000$	4.025	0.870	3.502
2	$(1/2) \times 0.070 \times 0.700 \times 25.000$	0.613	0.732	0.448
3	$0.300 \times 0.175 \times 25.000$	1.313	0.835	1.096
4	$(1/2) \times 0.120 \times 0.175 \times 25.000$	0.263	0.645	0.169
5	$0.420 \times 0.205 \times 25.000$	2.153	0.775	1.668
6	$1.015 \times 0.250 \times 25.000$	6.344	0.508	3.219
7	$(1/2) \times 0.905 \times 0.050 \times 25.000$	0.566	0.412	0.233
8	$0.110 \times 0.050 \times 25.000$	0.138	0.055	0.008
9	$0.565 \times 0.080 \times 23.000$	1.040	0.283	0.294
TOTAL		16.451		10.637

2) 활하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

- 윤택중 분포폭 (☞ 도.설 3.6.1.4)

$$E = 0.8 \cdot X + 1.14 = 0.8 \times 0.265 + 1.14 = 1.352 \text{ m} \quad \text{여기서, } X = 0.265 \text{ m}$$

- 충격 계 수

$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.265) = 0.373 > 0.300, \quad I = 0.300$$

- 작용 모멘트

$$Ml+i = (96.00 / 1.352) \times 0.265 \times (1 + 0.30) = 24.462 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

3) 차량 충돌하중

- ① 수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m 마다 작용시

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5$$

여기서,

H : 강성 방호울타리 1m 높이에 직각으로 작용하는 교축 1m당의 수평충돌력 (kN/m)

V : 차량의 충돌속도(km/h), 최근 도로환경이 개선되고 주행속도가 높아지는 경향이 있으므로 충돌속도는 도로의 설계속도로 볼 수 있다.

$$H = (110.000 / 60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 27.708 \text{ kN/m}, \quad \text{작용높이 } h = 1.230 \text{ m}$$

$$Mco = 27.708 \times 1.230 = 34.081 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- ② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10.000 kN/m 의 수평하중 재하시

$$H = 10.000 = 10.000 \text{ kN/m} \quad \text{작용높이 } h = 1.230 \text{ m}$$

$$Mco = 10.000 \times 1.230 = 12.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- ③ 곡선반경 R > 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값 중에서 큰값을 적용

$$Mco = 34.081 = 34.081 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

4) 풍하중 (3.000kN/m2) (☞ 도.설.해 2.1.11)

$$Pw = 3.000 \times 1.000 = 3.000 \text{ kN/m}$$

$$Mw = 3.000 \times (1.000 / 2 + 0.08 + 0.30 / 2) = 2.190 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

5) 원심하중 (☞ 도.설.해 2.1.17)

$$CF = 0.79V^2/R(\%)$$

여기서, CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경 (m)

■ 일반 차량하중 작용시

$$CF = 0.79 \times 110.000^2 / 2,600.000 = 3.677 (\%)$$

$$Pcf = 96.000 / 1.352 \times 3.677 / 100 = 2.611 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용높이} h = 2.030 \text{ m}$$

$$Mcf = 2.611 \times 2.030 = 5.299 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

6) 작용모멘트

구 분	고정하중 (MD)	활하중 (ML+i)	충돌하중 (MCO)	풍하중 (MW)	원심하중 (MCF)
모 멘 트	10.637	24.462	34.081	2.190	5.299

7) 하중조합 (☞ 도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	MD	ML+i	MCO	MW	MCF	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	“	1.30	1.30	1.30		1.30	차량 충돌하중
CASE 3	“	1.30	1.30		0.65	1.30	활하중 재하시
CASE 4	“	1.20		1.20	1.20		차량 충돌하중
CASE 5	“	1.30			1.30		
CASE 6	“	1.00	1.00		0.30	0.00	사용모멘트
CASE 7	“	1.00	1.00	0.00		0.00	차량충돌 사용모멘트

8) 계산 적용모멘트 산정

CASE	단위	MD	ML+i	MCO	MW	MCF	소 계
CASE 1	kN·m	13.828	52.592			6.889	73.310
CASE 2	“	13.828	31.800	44.306		6.889	96.823
CASE 3	“	13.828	31.800		1.424	6.889	53.941
CASE 4	“	12.764		40.898	2.628		56.290
CASE 5	“	13.828			2.847		16.675
최대 계수 모멘트							96.823
CASE 6	“	10.637	24.462		0.657	0.000	35.755
CASE 7	“	10.637	24.462	0.000		0.000	35.098
최대 사용 모멘트							35.755

9) 단면검토

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, \quad f_y = 400 \text{ MPa}, \quad k_1 = 0.85, \quad \phi_f = 0.85, \quad \phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	300.0	240.0	60.0	105.8	0.0

- 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1940.400 \times 400.00 = 776160.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.820 \text{ mm, } c = 33.820 / \beta_1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (240.00 - 39.788) / 39.788 = 0.01510$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

- 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$[f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)] \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + (M_u / \phi) = 0, \quad A_s = 1364.060 \text{ mm}^2$$

- 사용철근량 = 1940.4 mm^2 (철근도심 : 60.0 mm), [사용률 = 1.423]

$$1\text{단} : H19 - 4.0 \text{ EA}, H16 - 4.0 \text{ EA} \quad (= 1940.4 \text{ mm}^2)$$

- 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{ 600 / (600 + f_y) \} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00809$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

- 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.820 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1940.400 \times 400 \times (240.00 - a/2) = 147.181 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 96.823 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{안전율} = 1.520$$

10) 내하력 검토

- 내하율 $RF = \frac{147.181 - 1.3 \times 10.637}{2.15 \times 24.462} = 2.536$
- 기본내하력 DB-24 이상

나. 단면 중앙부

1) 고정하중

- 철근콘크리트 : $0.300 \text{ m} \times 25.000 \text{ kN/m}^3 = 7.500 \text{ kN/m}^3$
- 포장콘크리트 : $0.080 \text{ m} \times 23.000 \text{ kN/m}^3 = 1.830 \text{ kN/m}^3$
- 합 계 : 9.340 kN/m^3
- 계산지간 L : 2.800m, 바닥판지점의수 n : 4
- 고정하중 모멘트
 $M_d = (1/10) \times w_d \times L^2 = (1/10) \times 9.340 \times 2.800^2 = 7.323 \text{ kN/m}^3$ (☞도.설4.7.5.4)

2) 활하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

- 윤택하중 분포폭 (☞도.설 3.6.1.4)
 $E = 0.8 \cdot X + 1.14 = 0.8 \times 0.265 + 1.14 = 1.352 \text{ m}$ 여기서, $X = 0.265 \text{ m}$
- 충격 계 수
 $i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 2.800) = 0.350 > 0.300, \quad I = 0.300$
- 작용 모멘트
 $M_{l+i} = (2.80+0.6) \times 6.0/9.6 \times (1+0.300) = 44.200 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ (☞도.설.해3.6.1.4)
 바닥판이 3개이상의 지점인 경우 계산된 값에 0.8배를 취한다.
 (☞도.설.해3.6.1.4)
 $M_{l+i} = 44.200 \times 0.8 = 35.360 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

3) 원심하중 (☞도.설.해 2.1.17)

$$CF = 0.79V^2/R(\%)$$

여기서, CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율
 V : 설계속도 (km/h)
 R : 곡선반경 (m)

■ 일반 차량하중 작용시

$$CF = 0.79 \times 110.000^2 / 2,600.000 = 3.677 (\%)$$

$$M = (L + 0.6) P / 9.6 \text{ ----- } \textcircled{1} \quad \text{☞도.설.해3.6.1.4)}$$

$$M = (P / E) L / 4 \text{ ----- } \textcircled{2} \quad \text{단순보에 Max 구하는공식}$$

$$\therefore \textcircled{1}\text{식과}\textcircled{2}\text{식을연립해서풀면} E = 2.4 L / (L + 0.6) = 1.976$$

$$Pcf = 96.000 / 1.976 \times 3.677 / 100 = 1.786 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용높이} h = 2.030 \text{ m}$$

$$Mcf = 1.786 \times 2.030 = 3.625 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

4) 작용모멘트

구 분	고정하중 (MD)	활하중 (ML+i)	충돌하중 (MCO)	풍하중 (MW)	원심하중 (MCF)
모 멘 트	7.323	35.360			3.625

5) 하중조합 (☞ 도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	MD	ML+i	MCO	MW	MCF	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	“	1.30	1.30			1.30	활하중 재하시
CASE 3	“	1.30			1.30		
CASE 4	“	1.00	1.00		1.0	1.0	사용모멘트

6) 계산 적용모멘트 산정

CASE	단위	MD	ML+i	MCO	MW	MCF	소 계
CASE 1	kN·m	9.519	76.024			4.713	90.256
CASE 3	“	9.519	45.968			4.713	60.200
CASE 5	“	9.519			0.000		9.519
최대 계수 모멘트							90.256
CASE 6	“	7.323	35.360		0.000	3.625	46.308
최대 사용 모멘트							46.308

7) 단면검토

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_l = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	250.0	210.0	40.0	90.3	0.0

- 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 27.692 \text{ mm}, c = 27.692 / \beta$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (260.00 - 32.578) / 32.578 = 0.02094$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

- 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$[f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)] \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + (M_u / \phi) = 0, A_s = 998 \text{ mm}^2$$

- 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 40.0 mm), [사용률 = 1.592]
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

- 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_l \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{ 600 / (600 + f_y) \} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00611$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

- 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 27.7 \text{ mm}$$

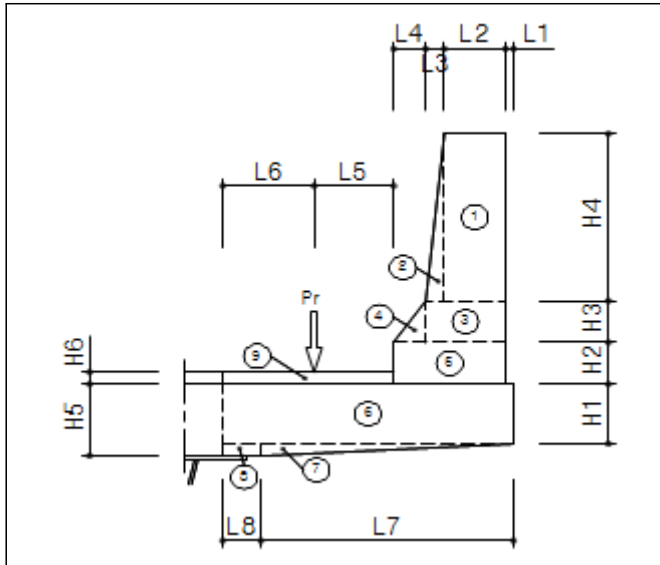
$$\phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (260.00 - a/2) = 106.0 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 90.256 \text{ kN.m}) \therefore \text{안전율} = 1.174$$

8) 내하력 검토

- 내하율 $RF = \frac{106.0 - 1.3 \times 9.519}{2.15 \times 35.360} = 1.232$
- 기본내하력 DB-24 이상

다. 캔틸레버부(우측)



H1	0.250m	L1	0.030m
H2	0.205m	L2	0.230m
H3	0.175m	L3	0.070m
H4	0.700m	L4	0.120m
H5	0.300m	L5	0.300m
H6	0.080m	L6	0.260m
H7	0.000m	L7	0.900m
R	2,600.000m	L8	0.110m
V	110.000 km/h	L9	0.000m
콘크리트 단위중량			25.000 kN/m ³
무근콘크리트 단위중량			23.500 kN/m ³
포장 단위중량			23.000 kN/m ³

1) 고정하중

NO.	산 식	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN•m)
1	$0.230 \times 0.700 \times 25.000$	4.025	0.865	3.482
2	$(1/2) \times 0.070 \times 0.700 \times 25.000$	0.613	0.727	0.445
3	$0.300 \times 0.175 \times 25.000$	1.313	0.830	1.089
4	$(1/2) \times 0.120 \times 0.175 \times 25.000$	0.263	0.640	0.168
5	$0.420 \times 0.205 \times 25.000$	2.153	0.770	1.657
6	$1.010 \times 0.250 \times 25.000$	6.313	0.505	3.188
7	$(1/2) \times 0.905 \times 0.050 \times 25.000$	0.563	0.410	0.231
8	$0.110 \times 0.050 \times 25.000$	0.138	0.055	0.008
9	$0.560 \times 0.080 \times 23.000$	1.030	0.280	0.289
TOTAL		16.408		10.556

2) 활하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

- 윤하중 분포폭 (☞ 도.설 3.6.1.4)

$$E = 0.8 \cdot X + 1.14 = 0.8 \times 0.260 + 1.14 = 1.348 \text{ m} \quad \text{여기서, } X = 0.260 \text{ m}$$

- 충 격 계 수

$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.260) = 0.373 > 0.300, \quad I = 0.300$$

- 작용 모멘트

$$Ml+i = (96.00 / 1.348) \times 0.260 \times (1 + 0.30) = 24.071 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

3) 차량 충돌하중

- ① 수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m 마다 작용시

$$H=(V/60)^2 \times 7.5+2.5$$

여기서,

H : 강성 방호울타리 1m 높이에 직각으로 작용하는 교축 1m당의 수평충돌력 (kN/m)

V : 차량의 충돌속도(km/h), 최근 도로환경이 개선되고 주행속도가 높아지는 경향이 있으므로 충돌속도는 도로의 설계속도로 볼 수 있다.

$$H = (110.000 / 60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 27.708 \text{ kN/m}, \quad \text{작용높이 } h = 1.230 \text{ m}$$

$$Mco = 27.708 \times 1.230 = 34.081 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- ② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10.000 kN/m 의 수평하중 재하시

$$H = 10.000 = 10.000 \text{ kN/m} \quad \text{작용높이 } h = 1.230 \text{ m}$$

$$Mco = 10.000 \times 1.230 = 12.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- ③ 곡선반경R>200m이므로①과②에 의해 계산된 값 중에서 큰값을 적용

$$Mco = 34.081 = 34.081 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

4) 풍하중 (3.000kN/m2) (☞ 도.설.해 2.1.11)

$$Pw = 3.000 \times 1.000 = 3.000 \text{ kN/m}$$

$$Mw = 3.000 \times (1.000 / 2 + 0.08 + 0.30 / 2) = 2.190 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

5) 원심하중 (☞ 도.설.해 2.1.17)

$$CF=0.79V^2/R(\%)$$

여기서, CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경 (m)

■ 일반 차량하중 작용시

$$CF = 0.79 \times 110.000^2 / 2,600.000 = 3.677 (\%)$$

$$Pcf = 96.000 / 1.348 \times 3.677 / 100 = 2.618 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용높이} h = 2.030 \text{ m}$$

$$Mcf = 2.618 \times 2.030 = 5.315 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

6) 작용모멘트

구 분	고정하중 (MD)	활하중 (ML+i)	충돌하중 (MCO)	풍하중 (MW)	원심하중 (MCF)
모 멘 트	10.556	24.071	34.081	2.190	5.315

7) 하중조합 (도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	MD	ML+i	MCO	MW	MCF	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	“	1.30	1.30	1.30		1.30	차량 충돌하중
CASE 3	“	1.30	1.30		0.65	1.30	활하중 재하시
CASE 4	“	1.20		1.20	1.20		차량 충돌하중
CASE 5	“	1.30			1.30		
CASE 6	“	1.00	1.00		0.30	0.00	사용모멘트
CASE 7	“	1.00	1.00	0.00		0.00	차량충돌 사용모멘트

8) 계산 적용모멘트 산정

CASE	단위	MD	ML+i	MCO	MW	MCF	소 계
CASE 1	kN·m	13.723	51.753			6.910	72.386
CASE 2	“	13.723	31.293	44.306		6.910	96.231
CASE 3	“	13.723	31.293		1.424	6.910	53.349
CASE 4	“	12.667		40.898	2.628		56.193
CASE 5	“	13.723			2.847		16.570
최대 계수 모멘트							96.231
CASE 6	“	10.556	24.071		0.657	0.000	35.284
CASE 7	“	10.556	24.071	0.000		0.000	34.627
최대 사용 모멘트							35.284

9) 단면검토

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	300.0	240.0	60.0	105.8	0.0

- 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1940.400 \times 400.00 = 776160.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.820 \text{ mm, } c = 33.820 / \beta_1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (240.00 - 39.788) / 39.788 = 0.01510$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

- 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$[f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)] \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + (M_u / \phi) = 0, A_s = 1234.649 \text{ mm}^2$$

- 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 60.0 mm), [사용률 = 1.572]

$$1\text{단} : H19 - 4.0 \text{ EA}, H16 - 4.0 \text{ EA} \quad (= 1940.4 \text{ mm}^2)$$

- 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{ 600 / (600 + f_y) \} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00809$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

- 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.820 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1940.400 \times 400 \times (240.00 - a/2) = 147.181 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 96.231 \text{ kN.m}) \therefore \text{안전율} = 1.529$$

10) 내하력 검토

- 내하율 $RF = \frac{147.181 - 1.3 \times 10.556}{2.15 \times 24.071} = 2.579$
- 기본내하력 DB-24 이상

5.2.8 바닥판 균열 검토

가. 캔틸레버부 (좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 35.755 \times 1000000 / [1940.400 \times (240.000 - 68.297/3)]$$

$$= 84.825 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 1940.400/1000.0 + 7 \times 1940.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 240.0)/(7 \times 1940.400)]}$$

$$= 68.297 \text{ mm}$$

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 60.0 mm)

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 60.00 - 19/2 = 50.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210/84.82) - 2.5 \times 50.50 = 802.14 \text{ mm}$$

$$300 \times (210/f_s) = 300 \times (210/84.82) = 742.71 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 742.71 mm 를 적용

$$S = 1000.00/8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 742.71 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

나. 단면 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 46.308 \times 1000000 / [1588.800 \times (260.000 - 65.735/3)]$$

$$= 122.418 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 240.0)/(7 \times 1588.800)]}$$

$$= 65.735 \text{ mm}$$

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 60.0 mm)

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.800 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 40.00 - 19/2 = 32.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210/122.42) - 2.5 \times 32.00 = 563.29 \text{ mm}$$

$$300 \times (210/f_s) = 300 \times (210/122.42) = 514.63 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 514.63 mm 를 적용

$$S = 1000.00/8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 514.63 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

다. 캔틸레버부 (우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 35.284 \times 1000000 / [1940.400 \times (240.000 - 68.297/3)]$$

$$= 83.707 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 1940.400/1000.0 + 7 \times 1940.400/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 240.0/(7 \times 1940.400)}$$

$$= 68.297 \text{ mm}$$

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 60.0 mm)

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 60.00 - 19/2 = 50.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210/83.71) - 2.5 \times 50.50 = 814.53 \text{ mm}$$

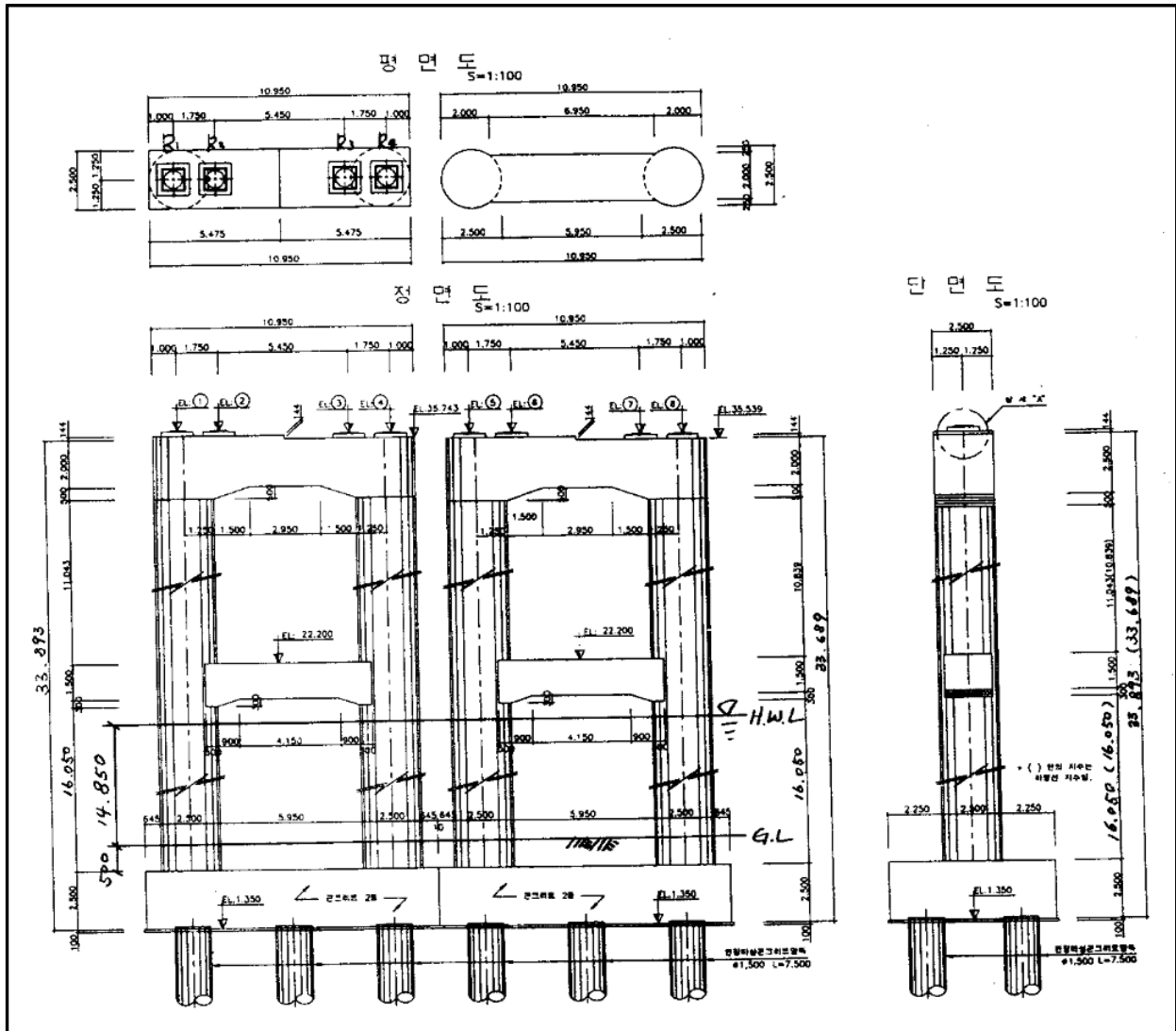
$$300 \times (210/f_s) = 300 \times (210/83.71) = 752.63 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 752.63 mm 를 적용

$$S = 1000.00/8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 752.63 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5.2.9 하부구조 검토

본 절에서는 고정단 교각을 제외한 가동단 교각중 예비 구조해석을 수행하여 가장 불리한 단면력 발생이 예상되는 교각 P15에 대해서 안전성검토를 실시하였다. 안전성검토시 고려된 하중은 고정하중, 설계활하중(DB-24, DL-24)과 풍하중이며 교각 P15의 단면제원은 【그림 5.15】 과 같다.

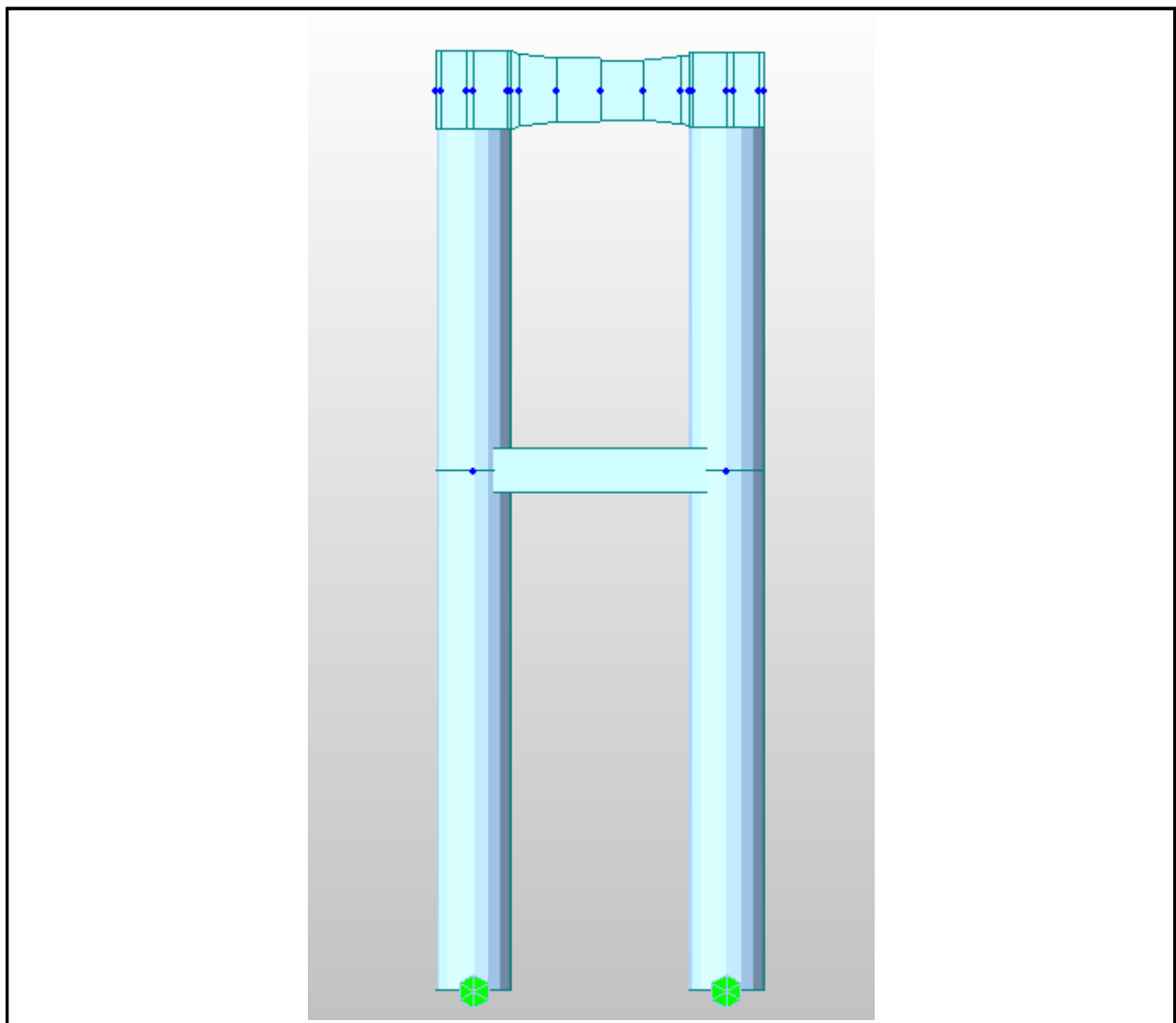


【그림 5.15】 해석단면

가. 검토조건

- 단면형상 : II형 라멘식
- 콘크리트 설계기준강도 : 24.0 MPa
- 철근 설계기준항복강도 : 300.0 MPa
- 철근 탄성계수 : 200000.0 MPa
- 콘크리트 탄성계수 : 26986.0 MPa
- 사용 철근량 : 64240 mm²

나. 해석모델



【그림 5.16】 해석모델

다. 하중산정

(1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	5022.040	1322.841	1469.823	-533.565
2	5966.685	3098.143	1291.107	1224.405
3	5830.268	3127.402	1283.270	1269.536
4	5128.284	1330.690	-521.918	1478.544
계	21947.277	8879.076	3522.282	3438.920

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

(2) 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 5.330 = 2.279 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = 18.891 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 1322.37 \text{ kN}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.500 \times 2.500 = 18.75 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.500 = 3.75 \text{ kN (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 73.086 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.500 = 3.75 \text{ kN (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 105.000 \times 7.615 = 799.612 \text{ kN.m}$$

(3) 온도하중 산정

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

(4) 유수압 (Q1-TR)

$$P = 10 K v^2 A = 10 \times 0.040 \times 3.000^2 \times 38.375 = 138.15 \text{ kN}$$

(5) 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

$$P = 0.1 W v = 0.1 \times 100.000 \times 3.000 = 30.000 \text{ kN}$$

라. 하중조합

교각 P15의 축력이 최대가 되는 경우와 모멘트가 최대가 되는 경우를 찾기 위해 활하중의 경우 동시발생 부재력을 고려해 4개의 교량받침반력의 Fz(축력), Fy(전단력), Mx(모멘트) 성분별로 각각 최대의 반력을 갖는 조건을 찾아 재하하였다. 극한강도 검토시 하중조합은 다음과 같다.

【표 5.12】 극한강도 검토시 하중조합

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

마. 해석결과

계수하중에 의한 하중조합별 부재력을 비교하여 최대축력 및 최대모멘트인 경우의 하중조합을 검토하였다.

(1) 좌측기둥

① 교축직각방향

하중	기둥상단			기둥하단		
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-11888.867	2637.060	139.900	-15702.891	-275.397	-50.376
L1	-4424.036	1372.025	72.845	-4425.745	-187.530	-33.907
L2	-2792.558	470.008	30.586	-2794.717	-21.263	14.235
L3	-663.875	660.087	29.367	-663.149	176.599	13.672
W-TR	3076.425	-9489.391	-680.208	3694.617	8353.636	705.232
WL	272.785	-702.713	-53.325	320.645	626.004	52.215
G-TR	-0.140	99.972	7.951	-0.140	-129.755	7.951
Q1-TR	27.278	-116.968	-0.091	27.278	868.489	-136.062
Q3	2883.000	0.000	0.000	2883.000	0.000	0.000
COL-TR	26.291	-112.737	-0.087	26.291	343.018	-30.087

② 교축방향

하중	기둥상단			기둥하단		
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-11888.867	0.000	0.000	-15702.891	0.000	0.000
L1	-4424.036	0.000	0.000	-4425.745	0.000	0.000
L2	-2792.558	0.000	0.000	-2794.717	0.000	0.000
L3	-663.875	0.000	0.000	-663.149	0.000	0.000
W-LO	0.000	-44.061	36.676	0.000	-2240.933	88.367
WL	272.785	0.000	0.000	272.785	0.000	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	2883.000	0.000	0.000	2883.000	0.000	0.000

(2) 우측기둥

① 교축직각방향

하중	기둥상단			기둥하단		
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-11887.830	-2663.862	-139.900	-15696.530	280.284	50.376
L1	-4455.034	-1388.131	-72.845	-4453.325	189.190	33.907
L2	-729.724	-688.928	-30.586	-727.565	-179.415	-14.235
L3	-2775.050	-452.649	-29.367	-2775.776	24.701	-13.672
W-TR	-3076.425	-9123.959	-660.914	-3694.617	8389.0275	711.603
WL	-272.785	-671.461	-51.675	-320.645	629.174	52.785
G-TR	0.140	-98.786	-7.951	0.140	130.942	-7.951
Q1-TR	-27.278	-113.533	0.091	-27.278	866.686	-135.880
Q3	2883.000	0.000	0.000	2883.000	0.000	0.000
COL-TR	-26.291	-109.426	0.087	-26.291	341.280	-29.913

② 교축방향

하중	기둥상단			기둥하단		
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-11887.830	0.000	0.000	-15696.530	0.000	0.000
L1	-4455.034	0.000	0.000	-4453.325	0.000	0.000
L2	-729.724	0.000	0.000	-727.565	0.000	0.000
L3	-2775.050	0.000	0.000	-2775.050	0.000	0.000
W-LO	0.000	-47.297	36.411	0.000	-2236.518	88.102
WL	-272.785	0.000	0.000	-272.785	0.000	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	2883.000	0.000	0.000	2883.000	0.000	0.000

바. 하중조합별 최대단면력 정리

(1) 좌측기둥

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN · m)	MY (kN · m)	MZ (kN · m)
ULB01	-138.390	0.000	26181.211	0.000	-761.205	0.000
ULB02	-96.094	0.000	22674.499	0.000	-312.300	0.000
ULB03	-94.884	0.000	18091.629	0.000	-737.703	0.000
ULB04	-65.489	-96.949	16665.859	2625.085	-358.016	1.837
ULB05	-109.569	-48.475	22419.328	1312.543	-601.805	0.918
ULB06	-83.994	-48.475	20298.990	1312.543	-330.374	0.918
ULB07	-83.263	-48.475	17527.952	1312.543	-587.595	0.918
ULB08	-109.569	0.000	22419.328	0.000	-601.805	0.000
ULB09	-109.569	0.000	22419.328	0.000	-601.805	0.000
ULB10	-83.994	0.000	20298.990	0.000	-330.374	0.000
ULB11	-83.994	0.000	20298.990	0.000	-330.374	0.000
ULB12	-83.263	0.000	17527.952	0.000	-587.595	0.000
ULB13	-83.263	0.000	17527.952	0.000	-587.595	0.000
ULB14	-62.971	-93.220	16024.864	2524.120	-344.247	1.766
ULB15	-62.971	-93.220	16024.864	2524.120	-344.247	1.766
ULB16	-105.354	-46.610	21557.046	1262.060	-578.659	0.883
ULB17	-105.354	-46.610	21557.046	1262.060	-578.659	0.883
ULB18	-80.764	-46.610	19518.260	1262.060	-317.667	0.883
ULB19	-80.764	-46.610	19518.260	1262.060	-317.667	0.883
ULB20	-80.060	-46.610	16853.800	1262.060	-564.995	0.883
ULB21	-80.060	-46.610	16853.800	1262.060	-564.995	0.883
ULB22	-50.376	0.000	12819.891	0.000	-275.397	0.000
ULB23	-109.569	0.000	22419.328	0.000	-601.805	0.000
ULB24	-83.994	0.000	20298.990	0.000	-330.374	0.000
ULB25	-83.263	0.000	17527.952	0.000	-587.595	0.000
ULB26	-60.452	-89.492	15383.870	2423.156	-330.477	1.695

(2) 우측기둥

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN · m)	MY (kN · m)	MZ (kN · m)
ULB01	138.390	0.000	26232.236	0.000	771.127	0.000
ULB02	96.094	0.000	18221.854	0.000	750.111	0.000
ULB03	94.884	0.000	22625.507	0.000	311.262	0.000
ULB04	65.489	-96.490	16657.588	2618.768	364.369	4.641
ULB05	109.569	-48.245	22446.910	1309.384	610.316	2.320
ULB06	83.994	-48.245	17603.423	1309.384	597.608	2.320
ULB07	83.263	-48.245	20266.097	1309.384	332.258	2.320
ULB08	109.569	0.000	22446.910	0.000	610.316	0.000
ULB09	109.569	0.000	22446.910	0.000	610.316	0.000
ULB10	83.994	0.000	17603.423	0.000	597.608	0.000
ULB11	83.994	0.000	17603.423	0.000	597.608	0.000
ULB12	83.263	0.000	20266.097	0.000	332.258	0.000
ULB13	83.263	0.000	20266.097	0.000	332.258	0.000
ULB14	62.971	-92.779	16016.912	2518.046	350.355	4.462
ULB15	62.971	-92.779	16016.912	2518.046	350.355	4.462
ULB16	105.354	-46.389	21583.568	1259.023	586.842	2.231
ULB17	105.354	-46.389	21583.568	1259.023	586.842	2.231
ULB18	80.764	-46.389	16926.369	1259.023	574.623	2.231
ULB19	80.764	-46.389	16926.369	1259.023	574.623	2.231
ULB20	80.060	-46.389	19486.632	1259.023	319.479	2.231
ULB21	80.060	-46.389	19486.632	1259.023	319.479	2.231
ULB22	50.376	0.000	12813.530	0.000	280.284	0.000
ULB23	109.569	0.000	22446.910	0.000	610.316	0.000
ULB24	83.994	0.000	17603.423	0.000	597.608	0.000
ULB25	83.263	0.000	20266.097	0.000	332.258	0.000
ULB26	60.452	-89.068	15376.235	2417.325	336.341	4.284

사. 단면검토

(1) 좌측 기둥 - 축력 최대

1) 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_c = 0.65, e = 90.00 \text{ mm}$$

직경(mm)	d(mm)	피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)
2500.0	2355.185	100.000	26181.211	2356.309

2) 압축부재의 장주효과

① 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

$$\begin{aligned} \text{세장비 } \lambda &= k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2) \\ &= 1.000 \times 28.893 / 0.625 \\ &= 46.229 > 34.000 \quad \therefore \text{장주} \end{aligned}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=0.000$, $M_2=761.205$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.000) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 28.893 m)

② 임계하중(P_c) 산정

$$\begin{aligned} P_c &= \pi^2 EI / (k \times L_u)^2 \\ &= \pi^2 \times 17823246.075 / (1.000 \times 28.893)^2 \\ &= 210717.824 \text{ kN} \end{aligned}$$

여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta d) = 17823246.075 \text{ kN/m}^2$

$\beta d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 0.000$

$E_c = 23237.90 \text{ MPa}$

$I_g = 1.917476 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

③ 모멘트 확대계수 산정

$$\begin{aligned} \delta_{ns} &= C_m / \{1 - P_u / (0.75 P_c)\} \geq 1.0 \\ &= 0.600 / \{1 - 26181.211 / (0.75 \times 210717.824)\} \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 $C_m = 1.0$

④ 확대 모멘트 산정

$$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.000 \times 2356.309 = 2356.309 \text{ kN.m}$$

$$M_{2min} = P_u \times (15.0 + 0.03h) = 2356.309 \text{ kN.m} > 761.205 \text{ kN.m}$$

3) 철근비 검토

$$A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2, A_{st} = 99580.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.02029$$

$$- 1\text{단} : D32 - 72EA (A_s=57182.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D29 - 66EA (A_s=42398.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0203) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

4) 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1570.124 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1334.605 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2665825.454 = 54382.839 \text{ kN},$$

$$\sum C_{si} = 13255.450 \text{ kN}, \sum T_{si} = 7831.400 \text{ kN}$$

$$P_b = 54382.839 + 13255.450 - 7831.400 = 59806.890 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1152.436 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 43339.271 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 724.653 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 90.000 \text{ mm})$$

5) 공칭강도 산정

$$- \text{반복시산법을 이용하여 } c = 2687.569 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2284.434 \text{ mm} \text{ 를 사용.}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4703535.959 = 95952.134 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 21254.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 95952.134 + 21254.531 - 0.000 = 117206.665 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1191.258 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 10548.817 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 90.002)| = 0.0018 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

6) 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 \text{ mm}$$

$$c = 2687.569 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2284.434 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2400.00 - 2687.57) / 2687.57 = -0.00032$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.}$$

7) 축방향력 및 힘에 대한 검토

$$\text{MaxPn} = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 102384.846 \text{ kN}$$

$$< P_n = 117206.665 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 102384.846 = 66550.150 \text{ kN} \geq P_u = 26181.211 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.090 = 5989.513 \text{ kN.m} \geq M_u = 2356.309 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

(2) 좌측 기둥 - 모멘트 최대

1) 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_l = 0.85, \phi_c = 0.65, e = 355.44 \text{ mm}$$

직경(mm)	d(mm)	피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)
2500.0	2355.185	100.000	16665.859	5923.779

2) 압축부재의 장주효과

① 세장비 검토

형구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M1/M2)$$

$$= 1.000 \times 28.893 / 0.625$$

$$= 46.229 > -53.988 \therefore \text{장주}$$

여기서, $M1, M2$: 기둥 양끝단 모멘트 ($M1=2625.085$, $M2=358.016$)

$M1/M2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 (= 7.332) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 28.893 m)

② 임계하중(P_c) 산정

$$P_c = \pi^2 EI / (k \times L_u)^2$$

$$= \pi^2 \times 17823246.075 / (1.000 \times 28.893)^2$$

$$= 210717.824 \text{ kN}$$

여기서, $EI = 0.4 \cdot E_c \cdot I_g / (1 + \beta d) = 17823246.075 \text{ kN/m}^2$

$\beta d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 0.000$

$$E_c = 23237.90 \text{ MPa}$$

$I_g = 1.917476 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

③ 모멘트 확대계수 산정

$$\begin{aligned}\delta ns &= C_m / \{1 - P_u/(0.75P_c)\} \geq 1.0 \\ &= 3.533 / \{1 - 16665.859/(0.75 \times 210717.824)\} \\ &= 3.949\end{aligned}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4, \text{ 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 } C_m = 1.0$$

④ 확대 모멘트 산정

$$M_c = \delta ns \times M_2 = 3.949 \times 1499.927 = 5923.779 \text{ kN.m}$$

$$M_{2min} = P_u \times (15.0 + 0.03h) = 1499.927 \text{ kN.m} > 358.016 \text{ kN.m}$$

3) 철근비 검토

$$A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2, A_{st} = 99580.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.02029$$

$$- 1\text{단} : D32 - 72EA (A_s=57182.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D29 - 66EA (A_s=42398.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0203) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

4) 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1570.124 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1334.605 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2665825.454 = 54382.839 \text{ kN},$$

$$\Sigma C_{si} = 13255.450 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 7831.400 \text{ kN}$$

$$P_b = 54382.839 + 13255.450 - 7831.400 = 59806.890 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1152.436 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 43339.271 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 724.653 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 355.444 \text{ mm})$$

5) 공칭강도 산정

$$- \text{반복시산법을 이용하여 } c = 2039.553 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1733.620 \text{ mm} \text{ 를 사용.}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3632697.028 = 74107.019 \text{ kN}$$

$$\Sigma C_{si} = 16170.325 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 1526.977 \text{ kN}$$

$$P_n = 74107.019 + 16170.325 - 1526.977 = 88750.368 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1147.910 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 31545.631 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 355.442)| = 0.0017 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

6) 강도감소계수(ϕ) 산정

$$d_t = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 \text{ mm}$$

$$c = 2039.553 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1733.620 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\varepsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2400.00 - 2039.55) / 2039.55 = 0.00053$$

$\varepsilon_t \leq \varepsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\phi = 0.65$ 를 적용한다.

7) 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 102384.846 \text{ kN}$$

$$\geq P_n = 88750.368 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 88750.368 = 57687.739 \text{ kN} \geq P_u = 16665.859 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.355 = 20504.758 \text{ kN.m} \geq M_u = 5923.779 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) 우측 기둥 - 축력 최대

1) 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_c = 0.65, e = 355.44 \text{ mm}$$

직경(mm)	d(mm)	피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)
2500.0	2355.185	100.000	26232.236	2360.901

2) 압축부재의 장주효과

① 세장비 검토

형구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$$

$$= 1.000 \times 28.893 / 0.625$$

$$= 46.229 > 34.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=0.000$, $M_2=771.127$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.000) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 28.893 m)

② 임계하중(P_c) 산정

$$P_c = \pi^2 EI / (k \times L_u)^2$$

$$= \pi^2 \times 17823246.075 / (1.000 \times 28.893)^2$$

$$= 210717.824 \text{ kN}$$

여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta d) = 17823246.075 \text{ kN/m}^2$

$$\beta d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 0.000$$

$$E_c = 23237.90 \text{ MPa}$$

$$I_g = 1.917476 \text{ m}^4, k : \text{유효길이계수}$$

③ 모멘트 확대계수 산정

$$\begin{aligned} \delta_{ns} &= C_m / \{1 - P_u / (0.75 P_c)\} \geq 1.0 \\ &= 0.600 / \{1 - 26232.236 / (0.75 \times 210717.824)\} \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4, \text{기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 } C_m = 1.0$$

④ 확대 모멘트 산정

$$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.000 \times 2360.901 = 2360.901 \text{ kN.m}$$

$$M_{2min} = P_u \times (15.0 + 0.03h) = 2360.901 \text{ kN.m} > 771.127 \text{ kN.m}$$

3) 철근비 검토

$$A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2, A_{st} = 99580.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.02029$$

$$- 1\text{단} : D32 - 72EA (A_s=57182.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D29 - 66EA (A_s=42398.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0203) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$$

4) 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1570.124 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1334.605 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2665825.454 = 54382.839 \text{ kN},$$

$$\Sigma C_{si} = 13255.450 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 7831.400 \text{ kN}$$

$$P_b = 54382.839 + 13255.450 - 7831.400 = 59806.890 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1152.436 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 43339.271 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 724.653 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 90.000 \text{ mm})$$

5) 공칭강도 산정

$$- \text{반복시산법을 이용하여 } c = 2687.569 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2284.434 \text{ mm} \text{ 를 사용.}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4703535.959 = 95952.134 \text{ kN}$$

$$\Sigma C_{si} = 21254.531 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 95952.134 + 21254.531 - 0.000 = 117206.665 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1191.258 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 10548.817 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 90.002)| = 0.0018 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

6) 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 \text{ mm}$$

$$c = 2687.569 \text{ mm}, a = k_l \times c = 2284.434 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2400.00 - 2687.57) / 2687.57 = -0.00032$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.}$$

7) 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 102384.846 \text{ kN}$$

$$< P_n = 117206.665 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times 102384.846 = 66550.150 \text{ kN} \geq P_u = 26232.236 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.090 = 5989.513 \text{ kN.m} \geq M_u = 2360.901 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

(4) 우측 기둥 - 모멘트 최대

1) 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_l = 0.85, \Phi_c = 0.65, e = 355.44 \text{ mm}$$

직경(mm)	d(mm)	피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)
2500.0	2355.185	100.000	16665.588	5826.337

2) 압축부재의 장주효과

① 세장비 검토

$$\text{횡구속된 압축부재이므로, } k = 1.00$$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$$

$$= 1.000 \times 28.893 / 0.625$$

$$= 46.229 > -52.246 \therefore \text{장주}$$

$$\text{여기서, } M_1, M_2 : \text{기둥 양끝단 모멘트 } (M_1=2618.768, M_2=364.369)$$

$$M_1/M_2 \text{의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)}$$

$$M_1/M_2 (= 7.187) \geq -0.5$$

$$L_u : \text{압축부재의 비지지길이} (= 28.893 \text{ m})$$

② 임계하중(Pc) 산정

$$\begin{aligned} P_c &= \pi^2 EI / (k \times Lu)^2 \\ &= \pi^2 \times 17823246.075 / (1.000 \times 28.893)^2 \\ &= 210717.824 \text{ kN} \end{aligned}$$

여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta d) = 17823246.075 \text{ kN/m}^2$

$\beta d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 0.000$

$E_c = 23237.90 \text{ MPa}$

$I_g = 1.917476 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

③ 모멘트 확대계수 산정

$$\begin{aligned} \delta_{ns} &= C_m / \{1 - P_u / (0.75 P_c)\} \geq 1.0 \\ &= 3.475 / \{1 - 16665.588 / (0.75 \times 210717.824)\} \\ &= 3.884 \end{aligned}$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 $C_m = 1.0$

④ 확대 모멘트 산정

$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 3.884 \times 1499.903 = 5826.337 \text{ kN.m}$

$M_{2min} = P_u \times (15.0 + 0.03h) = 1499.903 \text{ kN.m} > 364.369 \text{ kN.m}$

3) 철근비 검토

$A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 99580.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.02029$

- 1단 : D32 - 72EA ($A_s = 57182.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D29 - 66EA ($A_s = 42398.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0203) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

4) 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1570.124 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1334.605 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2665825.454 = 54382.839 \text{ kN}$,

$\Sigma C_{si} = 13255.450 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 7831.400 \text{ kN}$

$P_b = 54382.839 + 13255.450 - 7831.400 = 59806.890 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1152.436 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 43339.271 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 724.653 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 349.603 \text{ mm})$

5) 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2050.626 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1743.032 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3654358.949 = 74548.923 \text{ kN}$$

$$\Sigma C_{si} = 16217.639 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 1439.205 \text{ kN}$$

$$P_n = 74548.923 + 16217.639 - 1439.205 = 89327.357 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1148.056 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 31228.862 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=349.600)| = 0.0026 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

6) 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 \text{ mm}$$

$$c = 2050.626 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1743.032 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2400.00 - 2050.63) / 2050.63 = 0.00051$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.65$ 를 적용한다.

7) 축방향력 및 힘에 대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 102384.846 \text{ kN}$$

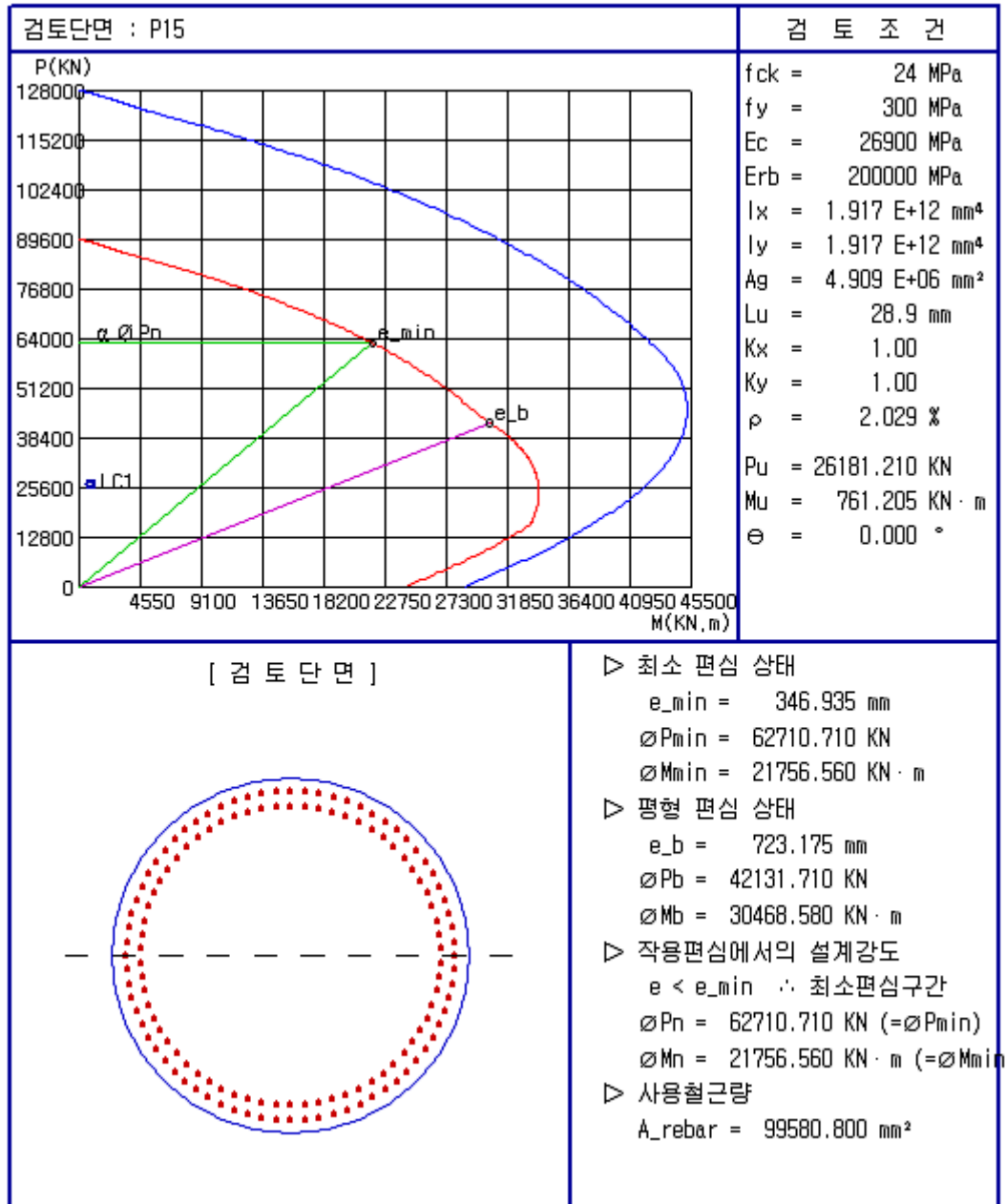
$$\geq P_n = 89327.357 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times 89327.357 = 58062.782 \text{ kN} \geq P_u = 16665.588 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

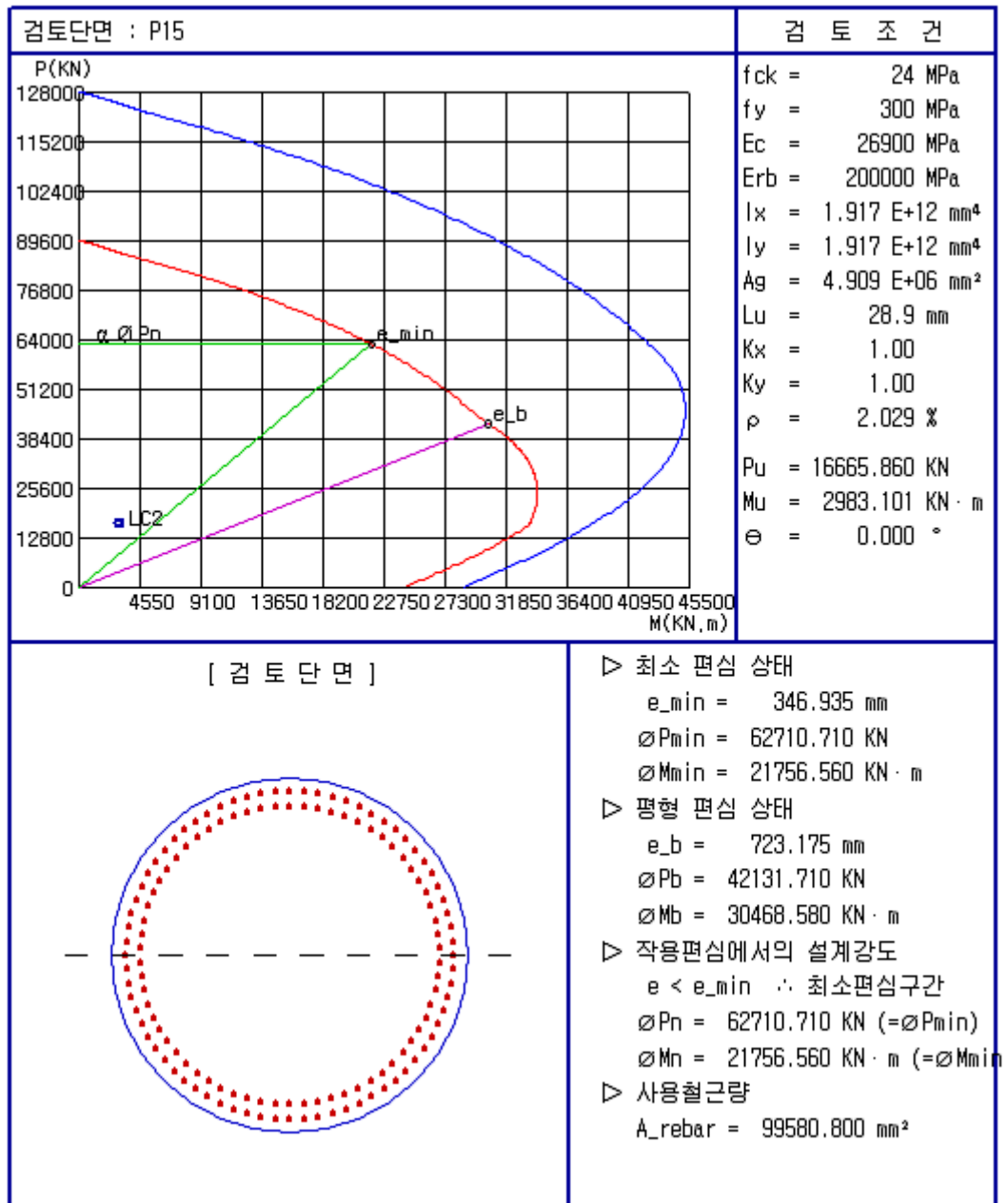
$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.350 = 20298.913 \text{ kN.m} \geq M_u = 5826.337 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

(4) P-M 상관도

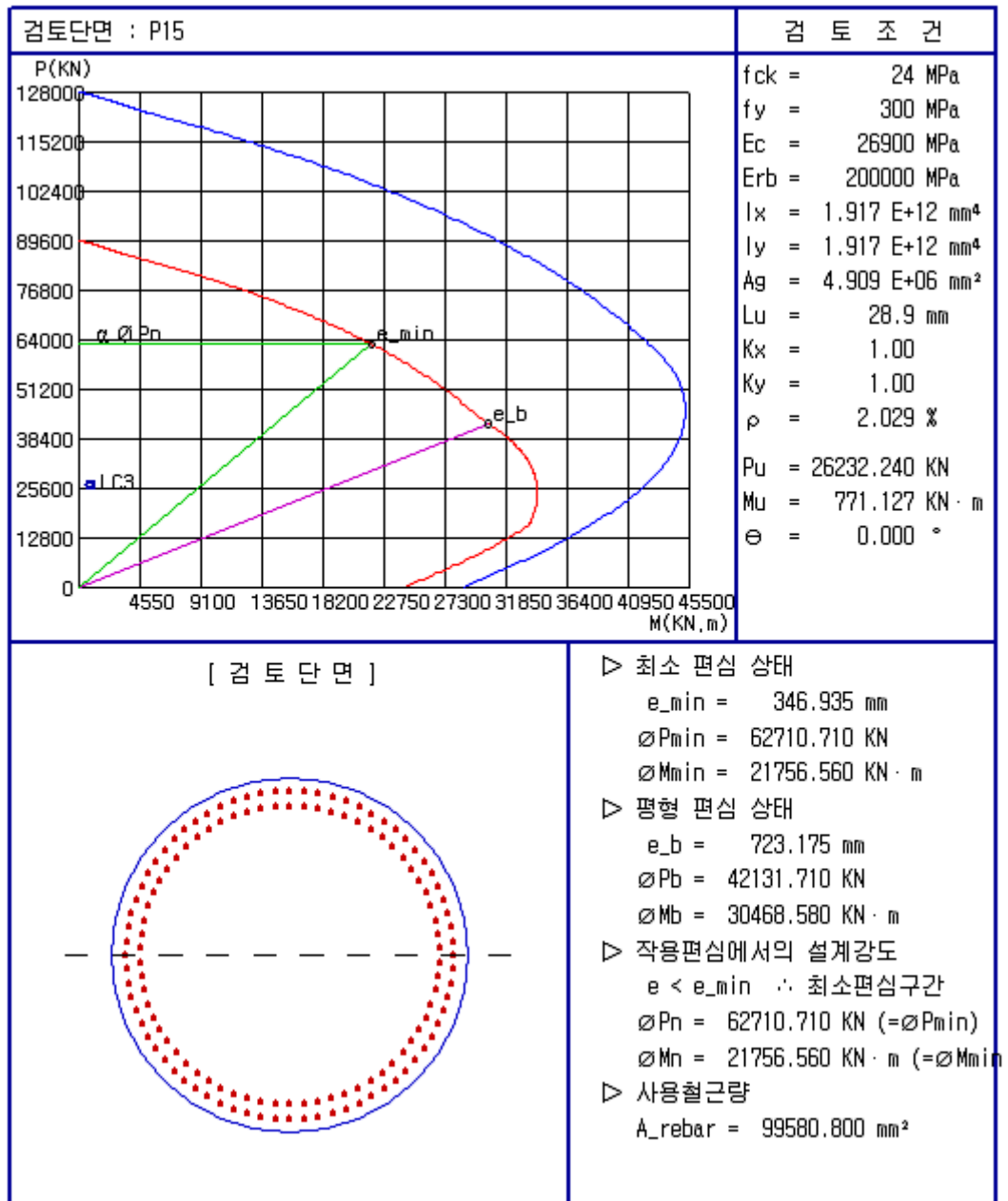
1) 좌측 기둥 - 축력 최대



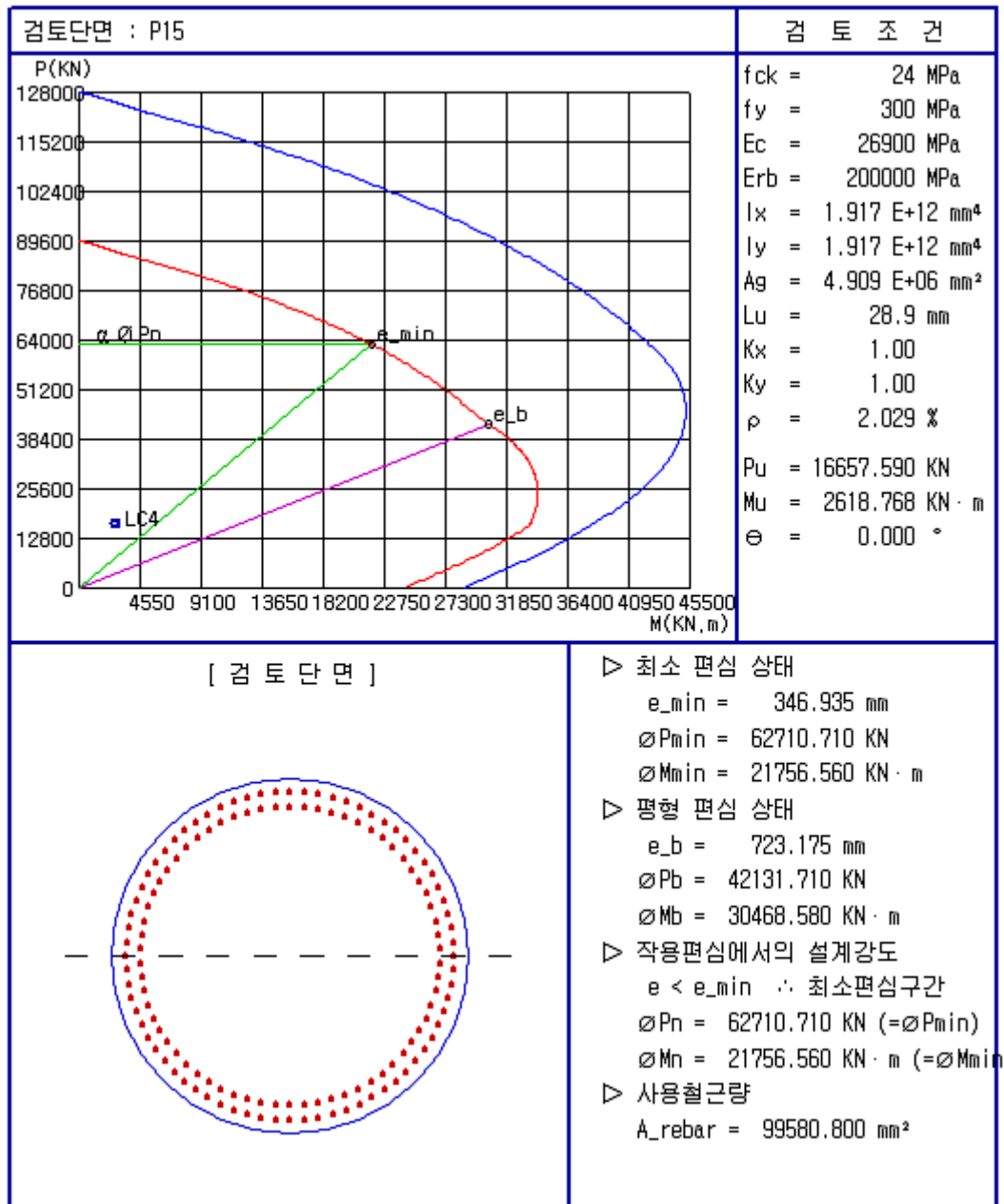
2) 좌측 기둥 - 모멘트 최대



3) 우측 기둥 - 축력 최대



4) 우측 기둥 - 모멘트 최대



5.3 내하력 평가

5.3.1 개요

내하력 평가시 강박스 거더교의 주거더에 대해서는 허용응력법으로 내하력을 평가하였으며, 콘크리트 바닥판은 강도설계법에 의하여 내하력을 평가하였다.

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.

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

여기서, f_a : 허용응력, f_d : 고정하중에 의한 응력

f_1 : 설계활하중에 의한 응력, i : 이론 충격계수

나. 강도설계법

강도설계법으로 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.

교량설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상당히 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.

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

여기서, $\phi = 0.85$ (RC, PC 구조물의 휨 부재)

M_d = 고정하중 모멘트, M_1 = 설계활하중 모멘트

γ_u = 활하중 계수 = 2.15, γ_d = 고정하중계수 = 1.30

i = 이론 충격계수

5.3.2 기본 내하력 평가

대상교량의 강박스 거더와 바닥판의 내하력은 재하시험을 실시하지 않아 기본내하력으로 평가하였으며, 아래 【표 5.13】과 【표 5.14】에서 보는 바와 같이 강박스 거더와 바닥판 모두 설계활하중인 DL-24 및 DB-24 이상의 내하력을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

【표 5.13】 허용응력법에 의한 웅진대교 거더의 공용내하력

구 분		발생응력(MPa)			내하율	비 고
		허용	고정하중	활하중		
최대 정모멘트부	상 연	190.000	112.096	6.695	11.636	
	하 연	190.000	-121.060	-24.821	2.777	
최대 부모멘트부	상 연	190.000	-151.721	-20.154	1.899	
	하 연	190.000	146.020	24.255	1.813	

【표 5.14】강도설계법에 의한 웅진대교 바닥판의 공용내하력

구 분	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_{l(1+i)}$ (kN · m)	내하율	비 고
켄틸레버부 (좌측)	147.181	10.637	24.462	2.536	
중앙부	106.000	9.519	35.360	1.232	
켄틸레버부 (우측)	147.181	10.556	24.071	2.014	

5.3.3 고찰· 내하율

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

5.4 안전성평가 등급 산정

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

5.4.1 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 활하중여유도로써 하중비에 따라 내하력의 변동폭이 크게 변하므로 교량의 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다. 따라서 안전성평가는 교량의 안전율 개념을 도입하여 평가하였다.

【표 5.15】 구조물의 안전성 평가기준

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

5.4.2 안전성 평가 결과

【표 5.15】에 따라 설계하중에 대한 안전율은 다음과 같이 계산된다.

- 강박스 거더 (허용응력설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}} = \frac{190.000}{171.875} = 1.105 \quad 『A』$$

- 바닥판 슬래브 (강도설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{106.000}{88.399} = 1.199 \quad 『A』$$

- 하부구조 (강도설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{5989.513}{2360.901} = 2.537 \quad 『A』$$

대상교량의 구조해석에 의한 안전성 평가결과는 【표 5.16】와 같이 강박스 거더와 바닥판 슬래브, 하부구조 모두 안전율이 1.0을 상회하는 A등급으로 판정되었다.

【표 5.16】 안전성 평가결과

부 재	SF(안전율)	등 급
강박스 거더	1.105	A
바닥판 슬래브	1.199	A
하부구조	2.537	A

5.5 기타 경간 내하력 및 안전성평가

5.5.1 4경간부(4@60=240m)

가. 기본내하력평가

4경간부 교량의 강박스 거더의 내하력은 재하시험을 실시하지 않아 기본내하력으로 평가하였으며, 아래 【표 5.17】과 【표 5.18】에서 보는 바와 같이 강박스 거더와 바닥판 모두 설계활하중인 DL-24 및 DB-24 이상의 내하력을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

【표 5.17】4경간부 거더의 공용내하력

구 분		발생응력(MPa)			내하율	비 고
		허용	고정하중	활하중		
최대 정모멘트부	상 연	190.000	89.3	10.2	9.873	
	하 연	190.000	-99.8	-30.3	2.977	
최대 부모멘트부	상 연	190.000	-134.2	-30.1	1.854	
	하 연	190.000	130.0	36.2	1.657	

【표 5.18】4경간부 바닥판의 공용내하력

구 분	$\varnothing M_n$ (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_{l(1+i)}$ (kN · m)	내하율	비 고
켄틸레버부 (좌측)	147.20	16.36	39.68	1.456	
중앙부	95.20	4.40	29.12	1.429	
켄틸레버부 (우측)	147.20	7.46	36.81	1.737	

나. 고찰·내하율

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

다. 안전성 평가결과

【표 5.17】과 【표 5.18】에 따라 설계하중에 대한 안전율은 다음과 같이 계산된다.

- 강박스 거더 (허용응력설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}} = \frac{190.00}{166.20} = 1.143 \quad 『A』$$

- 바닥판 슬래브 (강도설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{95.20}{68.33} = 1.393 \quad 『A』$$

대상교량의 구조해석에 의한 안전성 평가결과는 【표 5.19】과 같이 강박스 거더와 바닥판 슬래브, 하부구조 모두 안전율이 1.0을 상회하는 A등급으로 판정되었다.

【표 5.19】 안전성 평가결과

부 재	SF(안전율)	등 급
강박스 거더	1.143	A
바닥판 슬래브	1.393	A

5.5.2 3경간부(3@60=180m)

가. 기본내하력평가

3경간부 교량의 강박스 거더의 내하력은 재하시험을 실시하지 않아 기본내하력으로 평가하였으며, 아래 【표 5.20】과 【표 5.21】에서 보는 바와 같이 강박스 거더와 바닥판 모두 설계활하중인 DL-24 및 DB-24 이상의 내하력을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

【표 5.20】 3경간부 거더의 공용내하력

구 분		발생응력(MPa)			내하율	비 고
		허용	고정하중	활하중		
최대 정모멘트부	상 연	190.000	91.5	10.7	9.206	
	하 연	190.000	-100.8	-30.6	2.915	
최대 부모멘트부	상 연	190.000	-124.2	-30.5	2.157	
	하 연	190.000	119.3	36.5	1.937	

【표 5.21】 3경간부 바닥판의 공용내하력

구 분	$\varnothing M_n$ (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_{l(1+i)}$ (kN · m)	내하율	비 고
켄틸레버부 (좌측)	147.20	16.36	39.68	1.456	
중앙부	95.20	4.40	29.12	1.429	
켄틸레버부 (우측)	147.20	7.46	36.81	1.737	

나. 고찰·내하율

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

다. 안전성 평가결과

【표 5.20】과 【표 5.21】에 따라 설계하중에 대한 안전율은 다음과 같이 계산된다.

- 강박스 거더 (허용응력설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}} = \frac{190.00}{155.80} = 1.220 \quad 『A』$$

- 바닥판 슬래브 (강도설계법)

$$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{95.20}{68.33} = 1.393 \quad 『A』$$

대상교량의 구조해석에 의한 안전성 평가결과는 【표 5.22】과 같이 강박스 거더와 바닥판 슬래브, 하부구조 모두 안전율이 1.0을 상회하는 A등급으로 판정되었다.

【표 5.22】 안전성 평가결과

부 재	SF(안전율)	등 급
강박스 거더	1.220	A
바닥판 슬래브	1.393	A