

제5장 시설물의 안전성평가

5.1 개요

5.2 상부구조 안전성평가 검토

5.3 하부구조 안전성평가 검토

5.4 내하력평가 검토

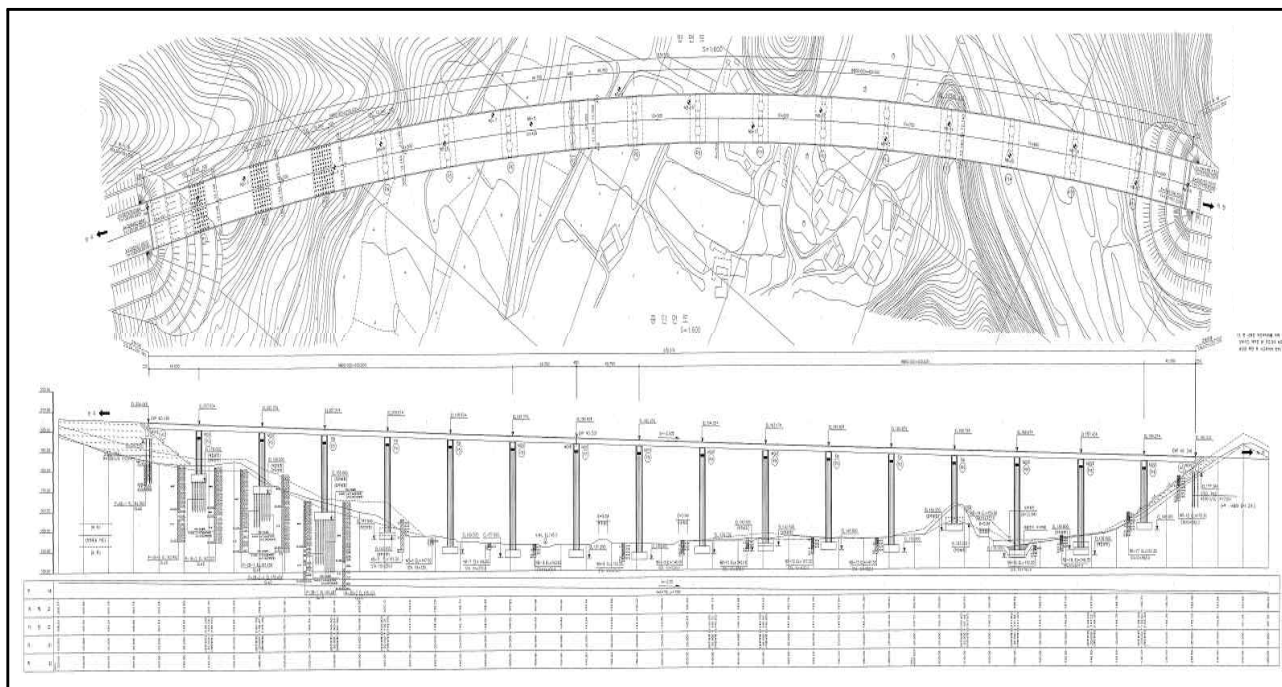
5.5 안전성평가 결과요약

제5장 시설물의 안전성평가

5.1 개 요

5.1.1 금회 과업범위

금성교는 총연장 830.0m($1@40.0+5@50.0+1@50.0+1@50.0+8@50.0+40.0$), 교폭 11.7m, 설계하중 DB 24(DL 24)의 17경간 강상형(Steel Box Girder) 교량으로서 2012년 정밀안전진단 이후 하중조건의 증가요인은 없는 상태이며, 또한 현장조사 결과 강도저하 등 재료물성에서의 변화도 없는 것으로 나타나 금회 안전성평가는 과업지시서에 따라 2012년 정밀안전진단에서의 평가결과를 분석 및 검토 하여 안전성평가등급을 결정하였다.



【그림 5-1】 금성교 종·평면도

가. 구조해석 조건

1) 검토조건(설계)

- ① 구조형식 : (17경간 중 7경간연속) STEEL BOX GIRDER 합성형교
- ② 평면선형 : 곡교, R:2000m
- ③ 연 장 : L=340m (40+50@6.0m)
- ④ 교량폭원 : B=12.15m
- ⑤ 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ⑥ 충격계수 : $i = \frac{15}{40+L} = 0.167 < 0.3$

2) 사용재료

① 설계기준강도

· 콘크리트 :

- 바닥판 하면 $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$

- 하부구조 $f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$

· 철근 : $f_y = 400 \text{ MPa}$

· 강재 : 주부재 - SM490 : 상부플랜지, 하부플랜지, 종방향 보강재,
복부플랜지, H-Stiffener, SOLEPLATE
부부재 - SM400 : STRINGER, CROSS BEAM, 수직보강재,
수평보강재, V-Stiffener

② 단위중량

· 철근 콘크리트 : 25.0 kN/m^3

· 무근 콘크리트 : 23.5 kN/m^3

· 아스콘 포장 : 23.0 kN/m^3

· 강재 : 78.5 kN/m^3

③ 탄성계수

· $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,804.06 \text{ MPa}$ (바닥판하면 $f_{ck}=27.0\text{MPa}$)

· $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 26,985.81 \text{ MPa}$ (하부구조 $f_{ck}=24.0\text{MPa}$)

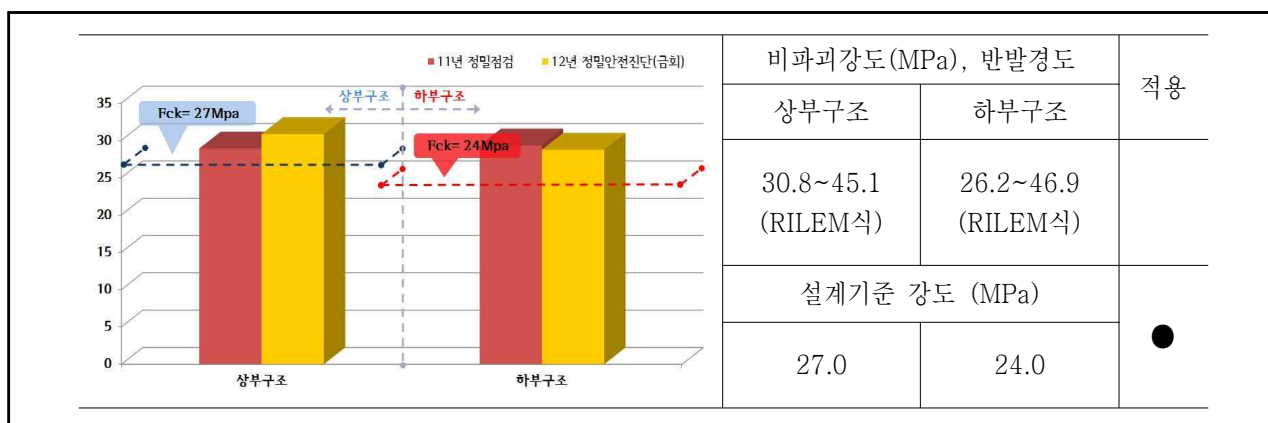
· $E_s = 200,000 \text{ MPa}$ (철근)

3) 현장조사 결과 및 설계값의 비교검토

① 콘크리트 강도 특성

비파괴 시험을 통한 상부구조 및 하부구조의 콘크리트 강도를 측정한 결과 상·하부구조 모두 설계기준강도를 상회하는 것으로 검토되어 금회 상·하부구조의 해석에 사용된 강도는 설계기준 강도로 설정하였다.

실측 강도를 기준으로 평가하는 것이 현 내하력을 정확히 평가 할 수는 있으나 안전측 검토 측면과 최소내하율을 산정한다는 개념에서 설계기준강도를 본 구조해석에서 적용키로 하였다.



② 바닥판의 철근배근, 피복두께

바닥판에 대한 철근탐사 결과 주철근 1.0m내의 배근간격은 C.T.C 125mm로 대부분 120~130mm 간격으로 설계도면과 거의 일치하였다.

또한 피복두께의 경우 설계피복은 $d=50\text{mm}$ 로 실측 피복두께는 43~62mm였으며, 평균 53.1mm의 피복두께를 갖는 것으로 실측되었다.

따라서, 본 해석에서 적용되는 철근배근간격은 125mm이며, 피복두께는 50mm로 계산시 적용하였으나, 안전측 해석을 위해 130mm간격, $d=62\text{mm}$ 를 가정하여 해석을 추가로 수행하였다.

구분	설계도면	실측값	적용	
			(1)	(2)
피복두께	50mm	43~62mm	50mm	62mm
배근간격	125mm	120~130mm	125mm	130mm

③ 설계하중 및 하중계수

금성교는 2001년5월에 준공된 시설물로서 1992년 또는 1996년 도로교 설계기준(도로교 표준시방서)를 기준으로 설계가 되었을 것으로 판단되며 당시 설계기준을 검토하여 금회 설계기준과의 차이를 살펴보았다.

㉠ 당시 설계기준

설계당시 도로교 표준시방서는 콘크리트 구조물에 대한 설계를 강도설계법을 기준으로 실시하였으며, 하중조합 및 하중설정이 현재 도로교 설계기준과 유사한 것으로 검토되었다.

－ 하중조합(1992, 1996년)

- $1.3D+2.15(L+I)+1.3CF+1.7H+1.3Q$
- $1.3D+1.7G+1.3Q+1.3W$
- $1.3D+1.3(L+I)+1.3CF+1.7H+1.3Q+1.3(0.5W+WL+BK)$
- $1.3D+1.3(L+I)+1.3CF+1.7H+1.3Q+1.3G$
- $1.25D+1.65H+1.25Q+1.25W+1.25G$
- $1.25D+1.25(L+I)+1.25CF+1.65H+1.25Q+1.25(0.5W+WL+BK)$
- $1.3D+1.7H+1.3Q+1.3E$
- $1.3D+1.3(L+I)+1.3CF+1.7H+1.3Q+1.3CO$
- $1.2D+1.55H+1.2Q+1.2W+1.2CO$

㉡ 현설계기준

현 설계기준(2010년 도로교 설계기준)은 설계당시 하중조건과 동일하며 하중개념 및 하중조합도 동일한 조건인 것으로 검토되어 금회 진단에서 현 설계기준으로 검토될 경우 설계당시의 하중조건을 만족 시킬 것으로 판단된다.

4) 허용응력

① 콘크리트

- 바닥판의 허용압축강도 - $f_{ca} = 0.4f_{ck}$ (강재주거더와 합성작용하지 않을 때)
- 바닥판의 허용압축강도 - $f_{ca} = 0.3f_{ck}$ (강재주거더와 합성작용을 할 때)
- 허용전단응력 - $v_{ca} = 0.08\sqrt{f_{ck}}$

② 철근(SD30)

철근의 종류 응력의 종류	SD30	SD35	SD40
허용인장응력(MPa)	150	160	160
허용압축응력(MPa)	150	175	180

③ 강재

허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)			
강종	SM400	SM490	비고
관두께(t=40mm이하)	140	190	

국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력(MPa)		
강종	SM400	SM490
관두께(t=40mm이하)	a) $l/r \leq 20$ - 140	a) $l/r \leq 15$ - 190
	b) $20 < l/r \leq 93$ - $140 - 0.84(l/r - 20)$	b) $15 < l/r \leq 80$ - $140 - 1.3(l/r - 15)$
	c) $l/r > 93$ - $1,200,000 / (6,700 + (l/r)^2)$	c) $l/r > 80$ - $1,200,000 / (5,000 + (l/r)^2)$

허용휨압축응력(MPa)		
강종	SM400	SM490
관두께(t=40mm이하) 압축플랜지가 콘크리트 바닥판등에 직접 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π 형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우	140	190
상기 이외의 경우	a) $l/b \leq 4.5$ - 140	a) $l/b \leq 4.0$ - 190
	b) $4.5 < l/b \leq 30$ - $140 - 2.4(l/b - 4.5)$	b) $4.0 < l/b \leq 30$ - $190 - 3.8(l/b - 4.0)$

허용전단응력 및 허용지압응력(MPa)			
강종		SM400	SM490
전단응력		80	110
지압 응력	강판과강판 사이의 지압	210	280
	헬즈공식으로 산출하는 경우	600	700

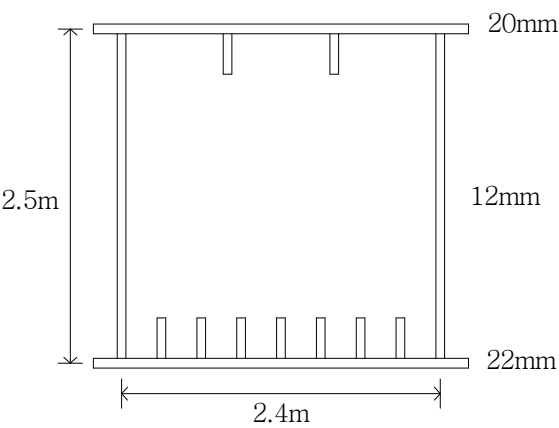
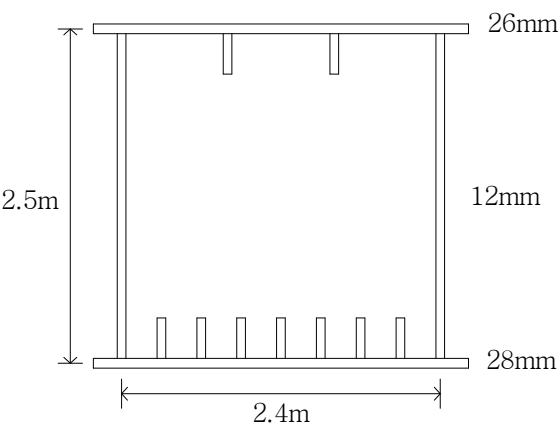
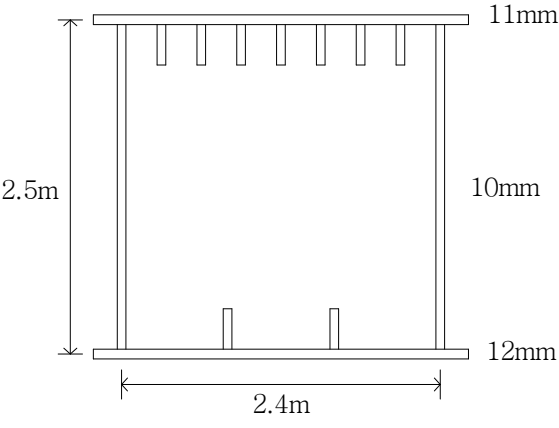
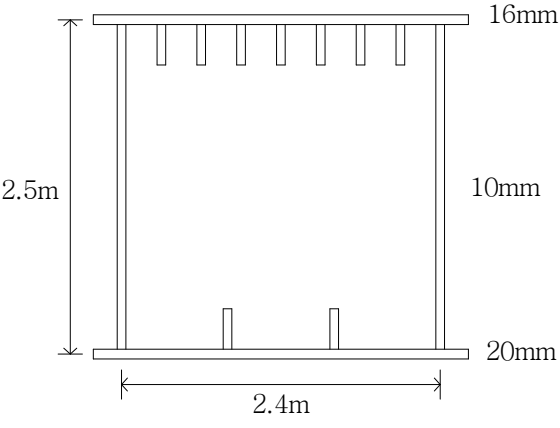
기준항복점 및 안전율(MPa)		
강종	SM400	SM490
기준항복점(MPa)	240	320
허용축방향 인장응력(MPa)	140	190
안전율	1.71	1.68

5) 참고문헌

- ① 도로교 설계기준, 「사단법인 한국도로교통협회」, 2010
- ② 콘크리트 표준시방서, 「사단법인 한국콘크리트 학회」, 2003
- ③ 콘크리트 구조설계기준, 「사단법인 한국콘크리트 학회」, 2007
- ④ 강도로교 상세부설계지침, 「국토교통부」, 1997

6) 단면의 특성

해석구간인 S1~S7의 상부구조에 대한 단면 특성은 다음과 같다.

	
P1~P5 부모멘트부	P6 부모멘트부
	
S1~S6 정모멘트부	S7 정모멘트부

5.2 상부구조 안전성평가 검토

5.2.1 부산방향

바닥판에 대한 안전성 검토는 강도설계법을 이용하여 안정성을 평가하였으며, 바닥판 철근배근은 비파괴시험에 의한 최대 배근간격을 적용하여 평가 하였다.

가. 바닥판 두께 검토

현재 바닥판의 철근과 콘크리트 물성치는 【표 5-2】 과 같으며, 도로교설계기준(2010)에서 바닥판의 최소두께는 【표 5-1】 으로부터 얻어지는 값과 22cm 중에서 큰 값으로 한다.

【표 5-1】 차도부의 바닥판 최소두께(도로교 설계기준 3.6.1.5)

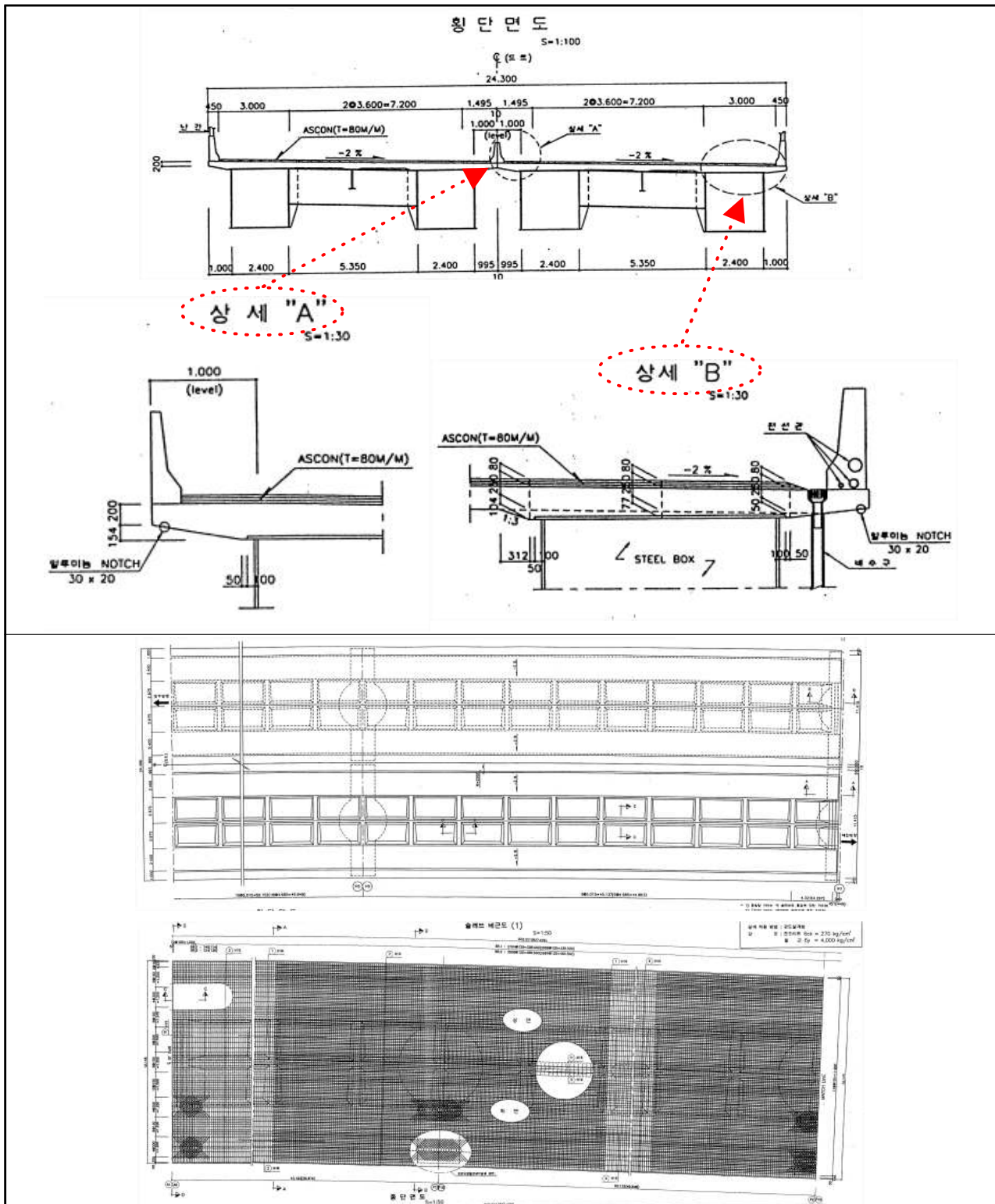
판의 구분	바닥판 지간의 방향	
	차량 진행방향에 직각	차량 진행방향 평행
단 순 판	$4L + 13$	$6.5L + 15$
연 속 판	$3L + 13$	$5L + 15$
캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25 \quad 28L + 18$ $L > 0.25 \quad 8L + 23$	$24L + 15$

여기서, L : 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

【표 5-2】 콘크리트와 철근의 물성치

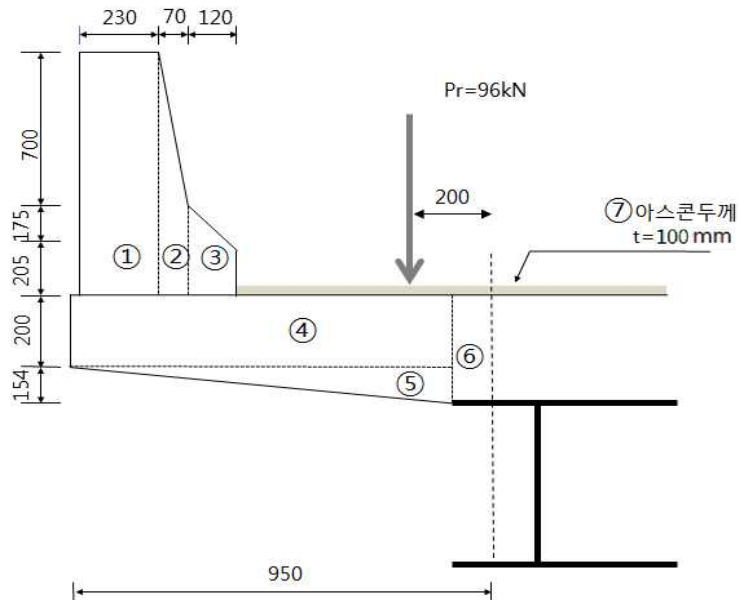
콘크리트 압축강도	철근의 항복강도	철 근 량
27 MPa 현장실측결과 27.0MPa 이상 (구조해석시 27.0MPa적용)	400 MPa (SD 40)	(22.92cm ²) D19@125 현장실측결과 평균값이 설계 철근량과 동일 (22.92cm ²) - D19@125

1) 검토 단면도



【그림 5-2】 금성교(부산) 상부구조 횡단면도 및 배근도

나. 외측부 캔틸레버부 검토



1) 고정하중 산정 (방호벽 및 바닥판의 하중 산정)

No.	작용하중 (kN)		거리 (m)	모멘트 (kN · m)
1	$- 0.23 \times 1.08 \times 25$	$= 6.21$	0.805	$= 4.999$
2	$- (1.08 + 0.38) \times 0.5 \times 0.07 \times 25$	$= 1.278$	0.655	$= 0.837$
3	$- (0.38 + 0.205) \times 0.5 \times 0.12 \times 25$	$= 0.878$	0.56	$= 0.492$
4	$- 0.9 \times 0.2 \times 25$	$= 4.5$	0.5	$= 2.250$
5	$- 0.154 \times 0.9 \times 0.5 \times 25$	$= 1.733$	0.35	$= 0.607$
6	$- 0.05 \times 0.354 \times 25$	$= 0.443$	0.025	$= 0.011$
7	$- 0.10 \times 0.5 \times 23$	$= 1.15$	0.25	$= 0.287$
Total	$= 16.192$			$= 9.483$

2) Slab 최소두께 검토

$$L = 0.2\text{m}$$

$$t_{\min} = 80L + 230 = 246\text{mm}$$

$$t_{\min} = [80L + 230, 220\text{mm}] \text{ 중 큰값, } \therefore t_{\max} = 246\text{mm} < 354\text{mm O.K}$$

3) 활하중

$$\text{충격계수 } i = 15/(40+L) \geq \max. 0.3$$

$$= 0.30$$

차륜하중 분포폭(주철근의 방향이 차량 진행방향에 직각인 경우)

$$E = 0.8X + 1.14, \quad X = 0.2\text{m} \quad (\text{하중점에서 지지점까지의 거리(m)})$$

$$E = 0.8X + 1.14 = 1.3$$

차륜폭 1.0m당의 휨모멘트

$$M_{(1+i)} = \frac{P_r L}{E} (1+i) = \frac{96 \times 0.2}{1.3} (1+0.3) = 19.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) 방호벽 충돌하중

$$\text{설계하중 속도 : } V = 110 \text{ km/hr}$$

$$\text{작용높이 : } h = 1.0 + 0.10 = 1.10\text{m}$$

· 수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1m마다 작용

$$H = \left(\frac{V}{60}\right)^2 \times 7.5 + 2.5 = \left(\frac{110}{60}\right)^2 \times 7.5 + 2.5 = 27.71 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용높이 } h = 1.10\text{m}$$

$$M_{\omega} = 27.71 \times 1.10 = 30.48 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

· 방호벽 상단에 횡방향으로 10kN/m의 수평하중을 재하

$$\text{작용높이 } h = 1.10\text{m}$$

$$M_{\omega} = 10.0 \times 1.10 = 11.0 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

R>200m 이므로 위 값중 큰값을 사용한다.

$$\therefore M_{\omega} = 30.48 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

5) 풍하중

$$D = 3.93\text{m}$$

$$B = 12.15\text{m}$$

$$B/D = 12.15/3.93 = 3.092$$

$$\text{방음벽에 작용하는 풍하중 } P_w = \{4.0 - 0.2(B/D)\} \times D \geq 6.0$$

$$P_w = \{4.0 - 0.2(3.092)\} \times 3.93 = 13.29 \text{ kN/m}$$

$$\therefore M_w = 13.29 \times (0.2)/2 = 1.329 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

6) 하중조합

Case	하중조합	
Case 1	1.3D+2.15(L+I)	=54.254 kN · m
Case 2	1.3D+1.3W	=14.057 kN · m
Case 3	1.3D+1.3(L+I)+0.65W	=38.543 kN · m
Case 4	1.3D+1.3(L+I)+1.3CO	=77.303 kN · m
Case 5	1.2D+1.2W+1.2CO	=49.552 kN · m
D: 고정하중, L:활하중, I: 충격계수, CO: 충돌하중, W:풍하중		

7) 단면력검토

· 검토조건

$$f_{ck} = 27.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 77.303 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 354.000 \text{ mm} \quad \text{단면 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 깊이 } D = 304.000 \text{ mm} \quad \text{피복 두께 } D_c = 50.000 \text{ mm}$$

· 휨모멘트 검토

$$\text{사용철근량} = H19 \times 8.00 \text{ EA} \quad (D_c = 50.00 \text{ mm})$$

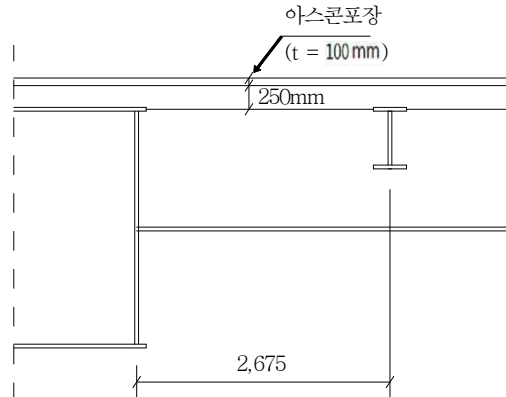
$$= 2292.0 \text{ mm}^2$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 39.95 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 221.336 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= 122.167 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 77.303 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

다. 중간 바닥판 슬래브 검토



1) Slab 최소두께 검토

$$L = 2.675\text{m}$$

$$t_{\min} = 30L + 130 = 210.25\text{mm}$$

$$t_{\min} = [30L + 130, 220\text{mm}] \text{ 중 큰 값, } \therefore t_{\max} = 220\text{mm} < 250\text{mm O.K}$$

2) 고정하중 산정 (방호벽 및 바닥판의 하중 산정)

$$\text{— 콘크리트부 : } 0.25 \times 25 = 6.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{— 아스콘포장부 : } 0.10 \times 23 = 2.3 \text{ kN/m, } w_d = 6.25 + 2.3 = 8.55\text{kN/m}$$

$$\therefore M_d = (w_d \times L^2) / 10 = (8.55 \times 2.675^2) / 10 = 6.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 활하중

$$\text{충격계수 } i = 15 / (40 + L) \leq \max. 0.3$$

$$= 0.351 \therefore i = 0.300$$

연속 바닥판(주철근이 차량진행방향의 직각인 경우)

$$M_{(1+i)} = [(L + 0.6)P_{24}(1 + i) / 9.6] \times 0.8$$

$$= [(2.675 + 0.6) \times 96 \times (1 + 0.3) / 9.6] \times 0.8 = 34.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) 하중조합

Case	하중조합	
Case 1	$1.3D + 2.15(L + I)$	$= 81.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$
D: 고정하중, L: 활하중, I: 충격계수, CO: 충돌하중, W: 풍하중		

5) 단면력검토

· 검토조건

$$f_{ck} = 27.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 81.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 250.000 \text{ mm} \quad \text{단면 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 깊이 } D = 200.000 \text{ mm} \quad \text{피복 두께 } D_c = 50.000 \text{ mm}$$

· 휨모멘트 검토 (피복두께, $D_c=50\text{mm}$ 일 경우)

$$\text{사용철근량} = H19 \times 8.00 \text{ EA} \quad (D_c = 50.00 \text{ mm})$$

$$= 2292.0 \text{ mm}^2$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 39.95 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 140.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= 100.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 81.83 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 검토결과

바닥판에 대한 단면검토결과는 【표 5-3】과 같다.

【표 5-3】 바닥판의 휨강도 검토결과 (단위:kN·m)

구분	휨 모멘트				소요강도 (M_u)	설계강도 (ϕM_n)	안전율
	고정 하중	활하중	충돌 하중	풍하중			
캔틸레버부	9.484	19.2	30.48	1.329	77.303	221.336	2.86
바닥판중양부	6.12	34.06	-	-	81.830	126.591	1.55

라. 거더검토

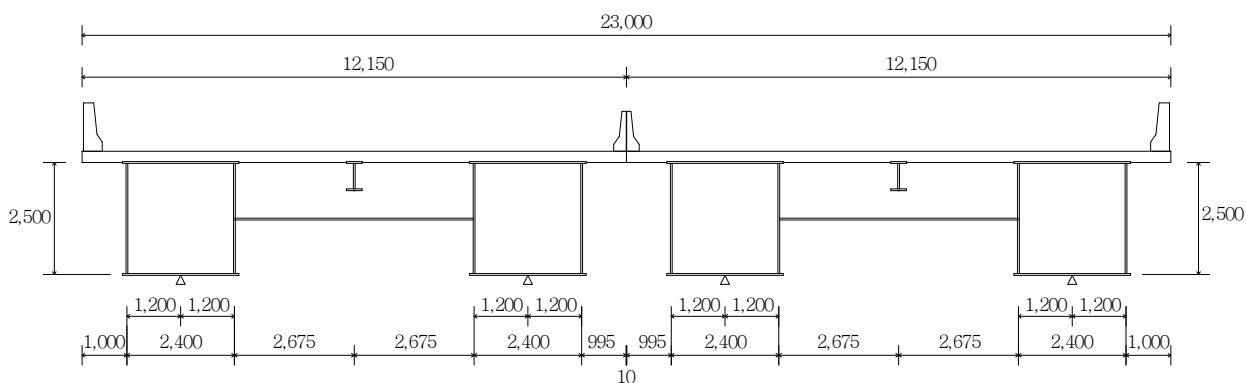
1) 하중산정

고정하중은 합성전 고정하중과 합성후 고정하중으로 나누어 재하하였다. 합성전 고정하중에는 강재와 바닥판의 자중을 고려하였다. 강재 자중의 경우 준공도서(준공도면)을 참고하여 단면을 입력 하였으며 모델링에 포함되지 않은 각종 보강재 등의 중량을 고려하여 단위중량을 25% 할증하여 사용하였다. 합성 후 고정하중은 포장, 난간, 연석 등에 의한 하중을 고려하였다.

【표 5-4】 금성교(부산) 적용 고정하중

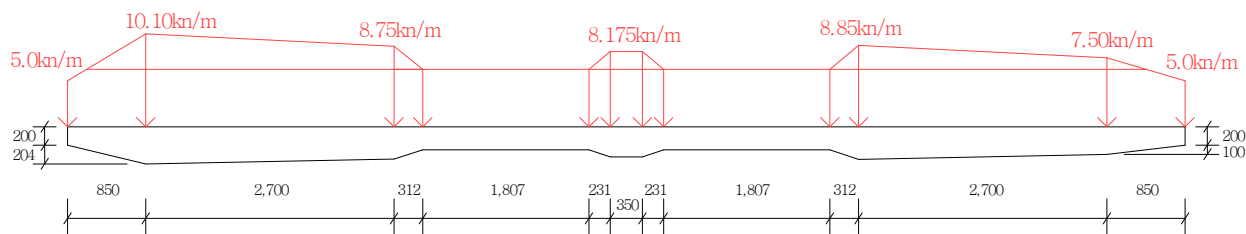
구 분	증 량
강제자중	프로그램에 의해 자동재하(할증25%)
바닥판, 포장, 방호벽	준공도면 및 현장실측

강재자중은 프로그램 자동재하를 통해 재하 되었으며, 바닥판의 자중 및 2차 고정하중에 대한 입력은 다음과 같이 산정하여 입력하였다.

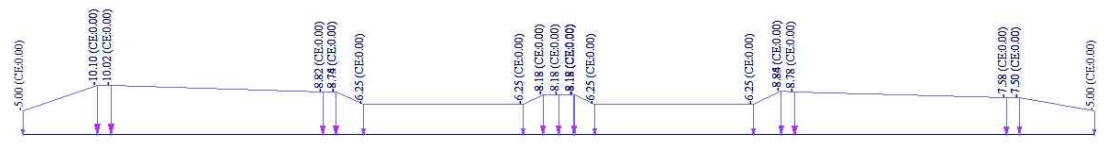


【그림 5-3】 금성교(부산) 횡단면도

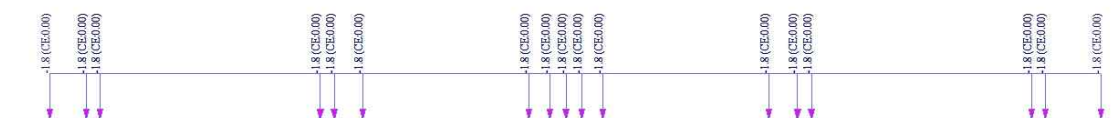
2) 고정하중 거더별 하중 분배



【그림 5-4】 금성교(부산) 바닥판 하중분배



【그림 5-5】 금성교(부산) 바닥판 모델링



【그림 5-6】 금성교(부산) 아스콘 포장부 모델링

구분	거더별 작용하중 (kN/m)	
	G1	G2
바닥판	44.1	48.5
2차고정하중	15.1	18.8

3) 활하중

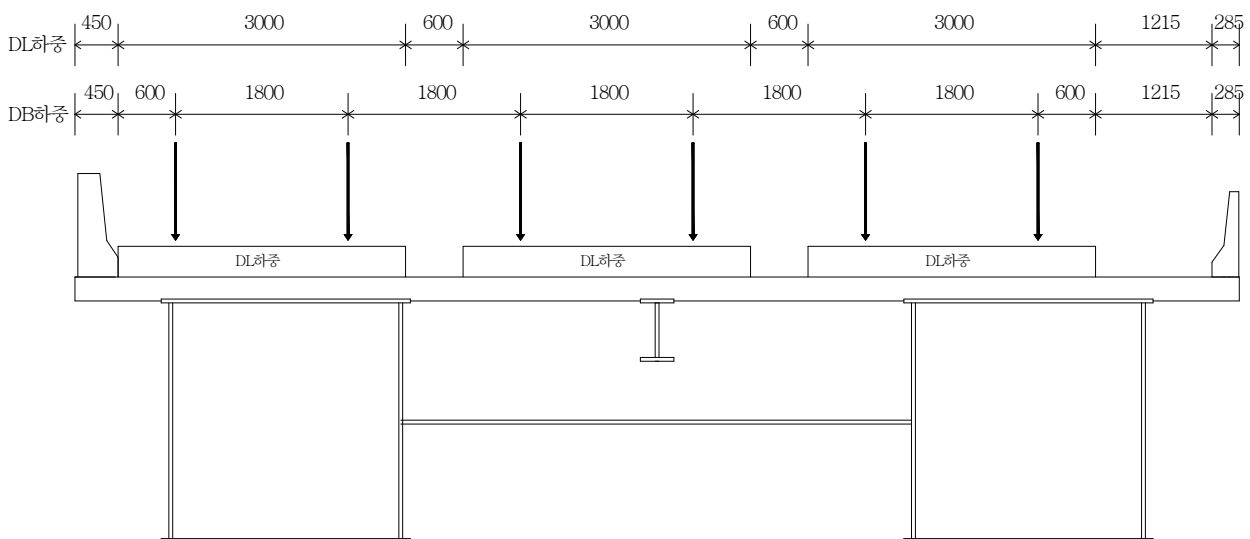
설계 활하중의 경우 크게 DB하중과 DL하중으로 구분되며 DB하중과 DL하중을 재하하여 설계부재에 불리한 응력을 주는 것을 선택한다. 지간이 긴 단순 세로보나 슬래브교의 경우 또는 이들을 연속형식으로 하는 경우에는 DL하중을 고려하여야 한다.

- 1) 교 폭 : 12.15m
- 2) 연석간(방호책간)의 교폭(유효폭) : 11.415m
- 3) 설계차선폭 : $W = W_0 / N = 11.415 / 3 = 3.805\text{m}$

∴ 3.6m 적용(하중재하 $W < 3.6\text{m}$ 인 경우 적용, 도로교설계기준 해설 P.40)

－ 차량이동하중(프로그램) DB-24, DL-24을 3차선 재하

4) 충격계수 : $i = \frac{15}{40 + L} = 0.167 < 0.3$



【그림 5-7】 활하중의 좌측편심 재하시 차선의 위치

4) 풍하중

1) 주거터에 작용하는 풍하중

- 제원

$$B=12.15\text{m(교폭)}$$

$$D=(\text{거더}+\text{바닥판}+\text{방호벽})=2.5+0.35+1.08=3.93\text{m}$$

$$B/D=12.15/3.93=3.092$$

단면 형상	풍하중 (kN/m)	비고
$1 \leq B/D \leq 8$	$\{4.0 - 0.2(B/D)\} D \geq 6.0$	
$8 \leq B/D$	$2.4D \geq 6.0$	

- 활하중 비재하시

$$w=[4.0-0.2 \times 3.092] \times 3.93=13.29 \text{ kN/m} \geq 6.0$$

주거터에 작용하는 모멘트

$$M=w \times e=13.29 \times (3.93/2)=26.11 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 활하중 재하시

$$w=13.29 \times 0.5=6.645 \text{ kN/m (활하중 비재하시 하중의 50\%)}$$

주거터에 작용하는 모멘트

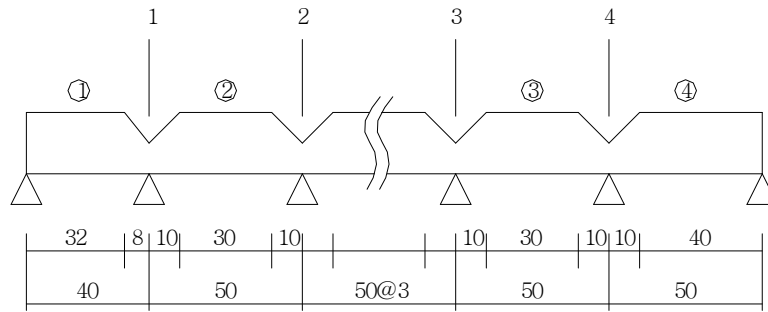
$$M=w \times e=6.645 \times (3.93/2)=13.057 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

5) 하중조합

대상교량의 구조안전성검토를 위해 고려된 하중조합은 다음과 같다.

- ① COMB 1 : 고정하중(합성전)
- ② COMB 2 : 고정하중(합성전+합성후)+활하중
- ③ COMB 3 : 고정하중(합성전+합성후)+활하중+풍하중
- ④ COMB 4 : 고정하중(합성전+합성후)+활하중+풍하중+온도하중+크리프+건조수축

6) 유효폭 산정



【그림 5-8】 플랜지 유효폭 산정을 위한 등가지간장 산정

1) 경간 중앙부(λ_L)

- $b/l \leq 0.05$ $\lambda_L = b$
- $0.05 < b/l < 0.3$ $\lambda_L = [1.1 - 2(b/l)] \cdot b$
- $b/l \geq 0.3$ $\lambda_L = 0.15l$

2) 지점부(λ_S)

- $b/l \leq 0.02$ $\lambda_L = b$
- $0.02 < b/l < 0.3$ $\lambda_L = [1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2] \cdot b$
- $b/l \geq 0.3$ $\lambda_L = 0.15l$

【표 5-5】 금성교(부산) 바닥판 유효폭 산정결과

구분		L(m)	b(m)	b/l	λ (L,S)	B
지간중앙부 ①	플랜지(좌)	32	0.9	0.028	0.900	0.900
	플랜지(중)	32	1.2	0.038	1.200	2.400
	플랜지(우)	32	1.2375	0.039	1.238	2.475
			0.3		계	6.075
지간중앙부 ②③	플랜지(좌)	30	0.9	0.030	0.900	0.900
	플랜지(중)	30	1.2	0.040	1.200	2.400
	플랜지(우)	30	1.2375	0.041	1.238	2.475
			0.3		계	6.075
지간중앙부 ④	플랜지(좌)	40	0.9	0.023	0.900	0.900
	플랜지(중)	40	1.2	0.030	1.200	2.400
	플랜지(우)	40	1.2375	0.031	1.238	2.475
			0.3		계	6.075
중앙지점부 1	플랜지(좌)	18	0.9	0.050	0.820	0.820
	플랜지(중)	18	1.2	0.067	1.040	2.080
	플랜지(우)	18	1.2375	0.069	1.066	2.132
			0.3		계	5.332
중앙지점부 2,3,4	플랜지(좌)	20	0.9	0.045	0.833	0.833
	플랜지(중)	20	1.2	0.060	1.061	2.122
	플랜지(우)	20	1.2375	0.062	1.088	2.176
			0.3		계	5.431

【표 5-6】 금성교(부산) 거더 플랜지 유효폭 산정결과

구분		L(m)	b(m)	b/l	λ (L,S)	B
지간중양부 ①	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	32	1.2	0.038	1.200	2.600
	플랜지(우)		0.1			
지간중양부 ②③	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	30	1.2	0.040	1.200	2.600
	플랜지(우)		0.1			
지간중양부 ④	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	40	1.2	0.030	1.200	2.600
	플랜지(우)		0.1			
중양지점부 1	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	18	1.2	0.067	1.040	2.280
	플랜지(우)		0.1			
중양지점부 2,3	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	20	1.2	0.060	1.061	2.322
	플랜지(우)		0.1			

【표 5-7】 단면별 단면상수

구분	G1, G2		
S1경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	123,840
		Is (mm ⁴)	1.398×10^{11}
		Ysu (mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (mm ²)	128,424
		Iv (mm ⁴)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.0
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1477.1
		Ycl (mm)	1,317.1
S2경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	123,840
		Is (mm ⁴)	1.398×10^{11}
		Ysu (mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (mm ²)	128,424
		Iv (mm ⁴)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.1
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1,477.1
		Ycl (mm)	1,317.1

【표 5-7】 단면별 단면상수(계속)

구분	G1, G2		
S3경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	123,840
		Is (mm ⁴)	1.398×10^{11}
		Ysu(mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	128,424
		Iv (mm ⁴)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.1
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1,477.1
		Ycl (mm)	1,317.1
S4경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	123,840
		Is (mm ⁴)	1.398×10^{11}
		Ysu(mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	128,424
		Iv (mm ⁴)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.1
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1,477.1
		Ycl (mm)	1,317.1
S5경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	123,840
		Is (mm ⁴)	1.398×10^{11}
		Ysu(mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	128,424
		Iv (mm ⁴)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.1
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1,477.1
		Ycl (mm)	1,317.1
S6경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	123,840
		Is (mm ⁴)	1.398×10^{11}
		Ysu(mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	128,424
		Iv (mm ⁴)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.1
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1,477.1
		Ycl (mm)	1,317.1

【표 5-7】 단면별 단면상수(계속)

구분	G1, G2		
S7경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	157,640
		Is (mm^4)	1.941×10^{11}
		Ysu(mm)	1,291.020
		Ysl (mm)	1,244.980
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	162,224
		Iv (mm^4)	2.044×10^{11}
		Ysu (mm)	1,248.0
		Ysl (mm)	1,288.0
		Ycu (mm)	1,559.0
		Ycl (mm)	1,399.0
P1 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	169,800
		Is (mm^4)	2.018×10^{11}
		Ysu(mm)	1,358.567
		Ysl (mm)	1,183.433
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	174,384
		Iv (mm^4)	2.130×10^{11}
		Ysu (mm)	1,316.9
		Ysl (mm)	1,225.1
		Ycu (mm)	1,623.9
		Ycl (mm)	1,463.9
P2 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	171,564
		Is (mm^4)	2.046×10^{11}
		Ysu(mm)	1,358.279
		Ysl (mm)	1,183.721
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	176,148
		Iv (mm^4)	2.158×10^{11}
		Ysu (mm)	1,317.0
		Ysl (mm)	1,225.0
		Ycu (mm)	1,624.0
		Ycl (mm)	1,464.0
P3 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	171,564
		Is (mm^4)	2.046×10^{11}
		Ysu(mm)	1,358.279
		Ysl (mm)	1,183.721
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	176,148
		Iv (mm^4)	2.158×10^{11}
		Ysu (mm)	1,317.0
		Ysl (mm)	1,225.0
		Ycu (mm)	1,624.0
		Ycl (mm)	1,464.0

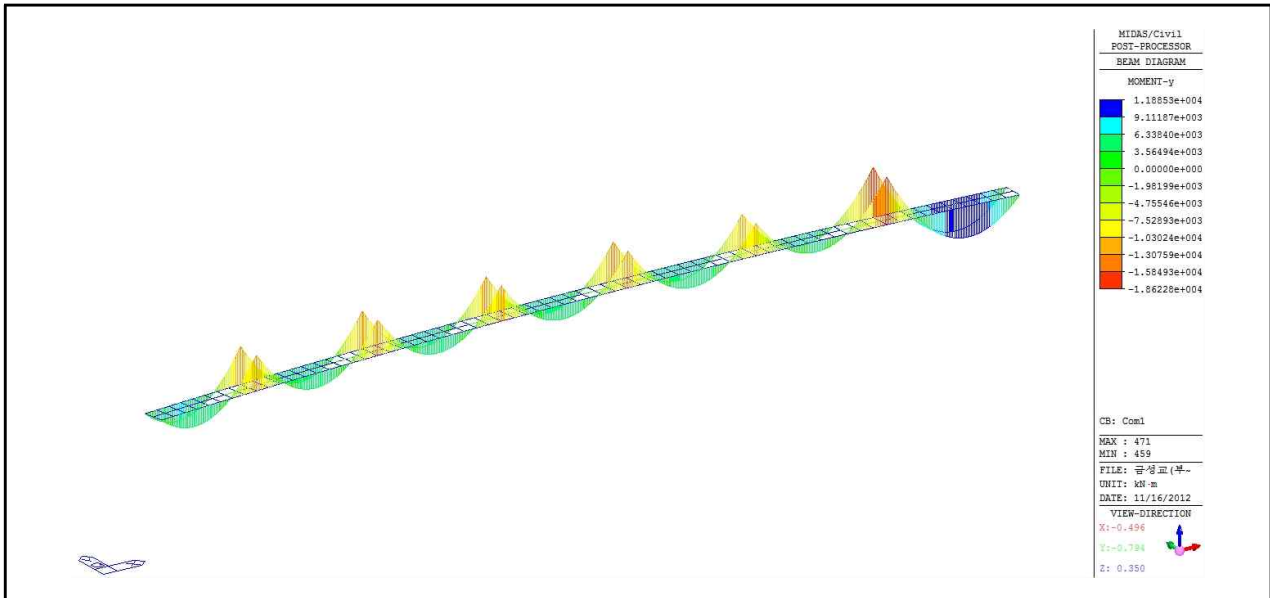
【표 5-7】 단면별 단면상수(계속)

구분	G1, G2		
P4 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	171,564
		Is (mm ⁴)	2.046×10 ¹¹
		Ysu(mm)	1,358.279
		Ysl (mm)	1,183.721
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	176,148
		Iv (mm ⁴)	2.158×10 ¹¹
		Ysu (mm)	1,317.0
		Ysl (mm)	1,225.0
		Ycu (mm)	1624.0
		Ycl (mm)	1,464.0
P5 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	171,564
		Is (mm ⁴)	2.046×10 ¹¹
		Ysu(mm)	1,358.279
		Ysl (mm)	1,183.721
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	176,148
		Iv (mm ⁴)	2.158×10 ¹¹
		Ysu (mm)	1,317.0
		Ysl (mm)	1,225.0
		Ycu (mm)	1624.0
		Ycl (mm)	1,464.0
P6 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	199,428
		Is (mm ⁴)	2.500×10 ¹¹
		Ysu(mm)	1,352.085
		Ysl (mm)	1,201.915
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	204,012
		Iv (mm ⁴)	2.611×10 ¹¹
		Ysu (mm)	1,316.7
		Ysl (mm)	1,237.3
		Ycu (mm)	1,617.7
		Ycl (mm)	1,457.7

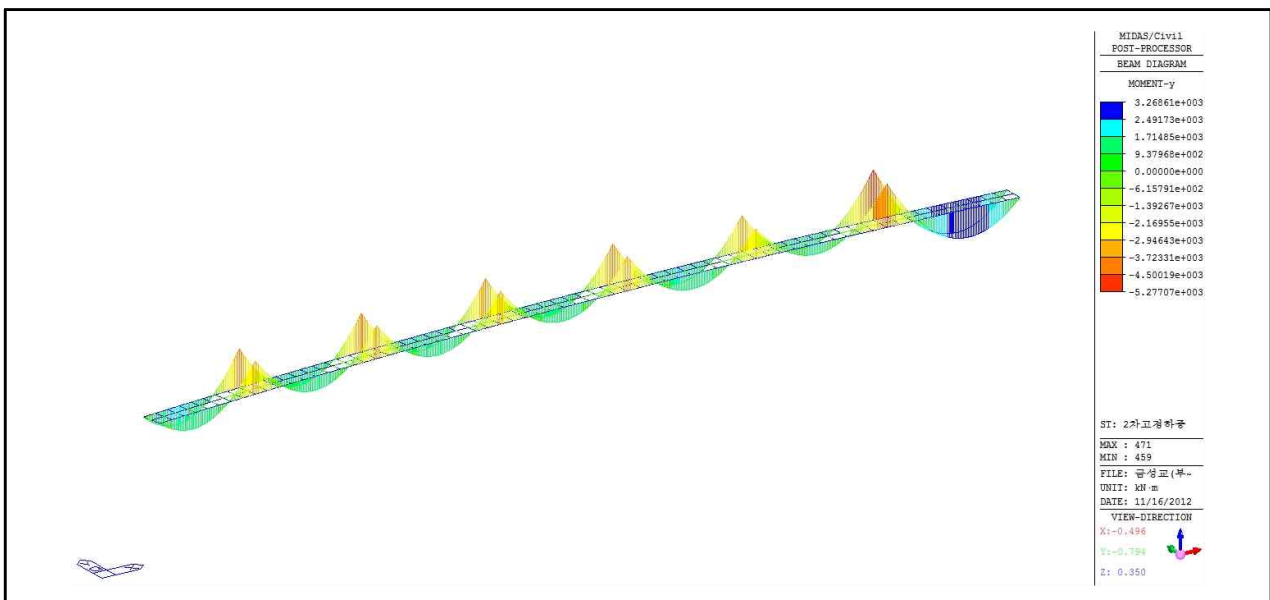
마. 구조해석 결과

1) 단면력도

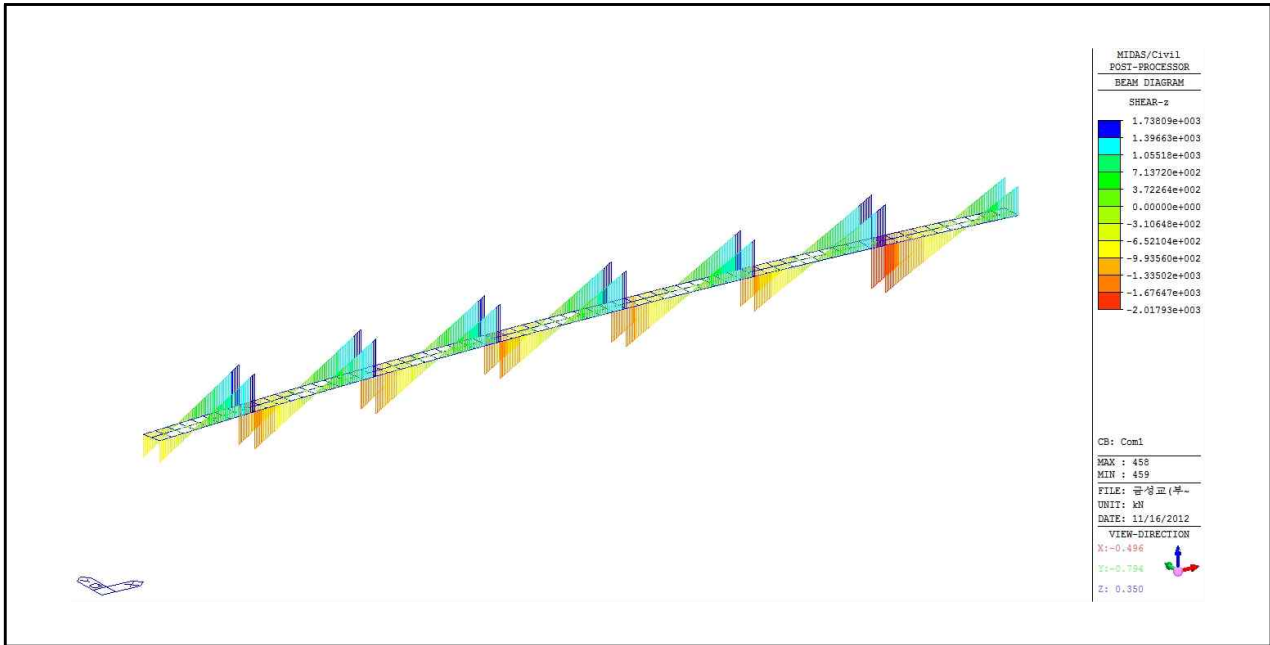
활하중은 부재위치별로 2~3차선 재하시가 가장 불리한 하중으로 검토되었고, 각 경간에 따라 DB하중과 DL하중을 비교하여 불리한 하중을 적용하여 단면력을 검토하였으며, 단면검토 구간에서 각각 발생한 최대단면력을 【그림 5-3】 ~ 【그림 5-3】에 나타내었다.



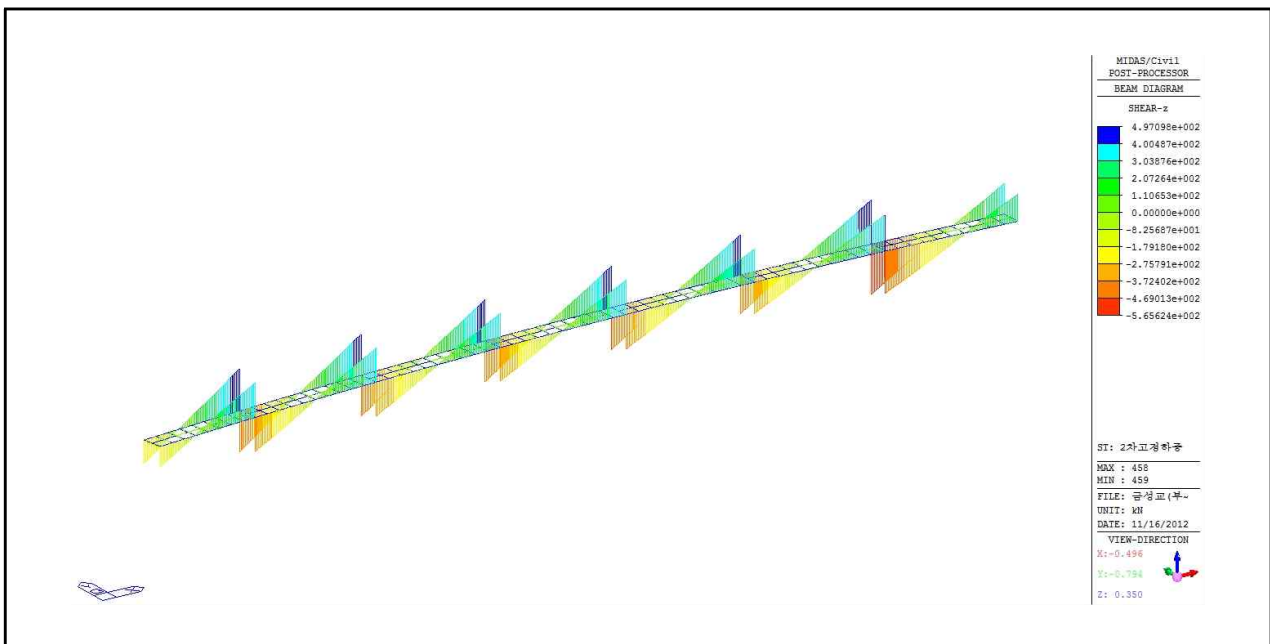
【그림 5-9】 금성교(부산) 고정하중(합성전)에 의한 휨모멘트도



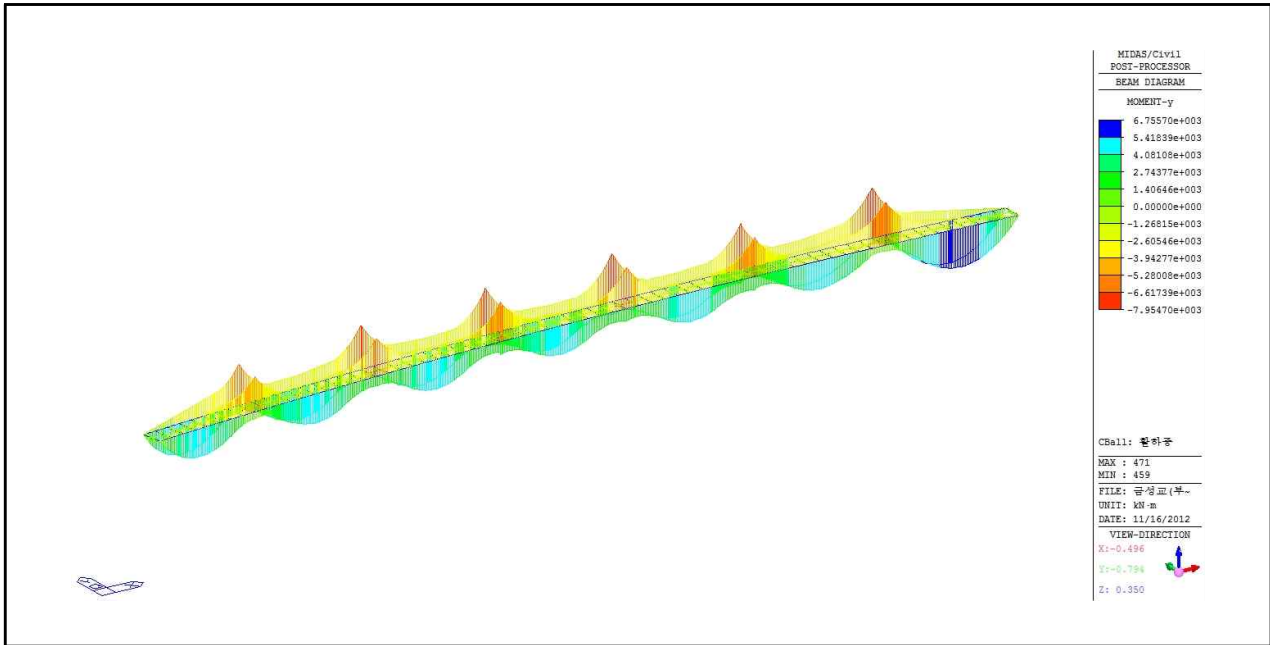
【그림 5-10】 금성교(부산) 고정하중(합성후)에 의한 휨모멘트도



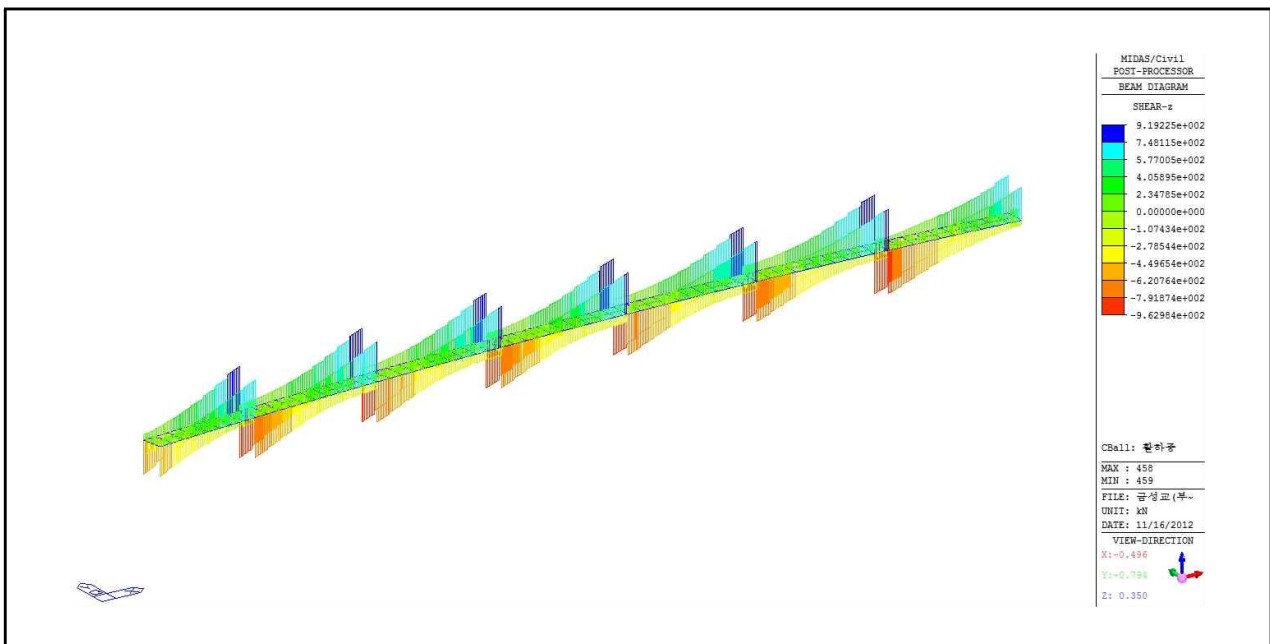
【그림 5-11】 금성교(부산) 고정하중(합성전)에 의한 전단력도



【그림 5-12】 금성교(부산) 고정하중(합성후)에 의한 전단력도



【그림 5-13】 금성교(부산) 활하중에 의한 휨모멘트



【그림 5-14】 금성교(부산) 활하중에 의한 전단력

2) 단면력 및 단면응력

금성교(부산)의 단면력 및 단면 응력은 다음과 같다.

【표 5-8】 금성교(부산) 정모멘트부 단면력 및 휨응력

구 분				휨모멘트 (kN·m)	휨응력 (MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
정 모 멘 트 부	S1	G1 (15i)	합성전고정	5899.061			51.181	-55.287
			합성후고정	1576.258	0.478	0.295	1.472	-11.458
			풍하중	-10.101	-0.003	-0.002	-0.009	0.073
			활하중	4352.020	1.321	0.815	4.065	-31.635
			소 계		1.796	1.109	56.709	-98.307
		G2 (16i)	합성전고정	6202.850			53.817	-58.134
			합성후고정	1794.266	0.544	0.336	1.676	-13.043
			풍하중	8.964	0.003	0.002	0.008	-0.065
			활하중	4904.585	1.488	0.919	4.581	-35.652
			소 계		2.035	1.257	60.083	-106.894
	S2	G1 (56i)	합성전고정	5385.944			46.729	-50.478
			합성후고정	1431.296	0.434	0.268	1.337	-10.404
			풍하중	-12.477	-0.004	-0.002	-0.012	0.091
			활하중	4598.271	1.395	0.861	4.295	-33.425
			소 계		1.826	1.127	52.350	-94.217
		G2 (57i)	합성전고정	5658.221			49.092	-53.030
			합성후고정	1629.352	0.494	0.305	1.522	-11.844
			풍하중	-2.970	-0.001	-0.001	-0.003	0.022
			활하중	5108.361	1.550	0.957	4.772	-37.133
			소 계		2.044	1.262	55.382	-101.986
	S3	G1 (96J)	합성전고정	5349.133			46.410	-50.133
			합성후고정	1423.103	0.432	0.267	1.329	-10.345
			풍하중	3.328	0.001	0.001	0.003	-0.024
			활하중	4662.324	1.415	0.873	4.355	-33.891
			소 계		1.848	1.141	52.097	-94.393
		G2 (97J)	합성전고정	5621.096			48.769	-52.682
			합성후고정	1620.732	0.492	0.304	1.514	-11.781
			풍하중	13.463	0.004	0.003	0.013	-0.098
			활하중	5174.618	1.570	0.969	4.834	-37.615
			소 계		2.066	1.275	55.130	-102.176

【표 5-8】 금성교(부산) 정모멘트부 단면력 및 휨응력(계속)

구 분				휨모멘트 (KN·m)	휨응력(MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
정 모 멘 트 부	S4	G1 (130i)	합성전고정	5306.247			46.038	-49.731
			합성후고정	1412.126	0.428	0.265	1.319	-10.265
			풍하중	-17.492	-0.005	-0.003	-0.016	0.127
			활하중	4531.458	1.375	0.849	4.233	-32.940
			소 계		1.798	1.110	51.573	-92.809
		G2 (248i)	합성전고정	5577.367			49.092	-52.272
			합성후고정	1609.635	0.488	0.302	1.504	-11.701
			풍하중	-8.021	-0.002	-0.002	-0.007	0.058
			활하중	5041.655	1.530	0.944	4.709	-36.648
			소 계		2.016	1.244	55.297	-100.563
	S5	G1 (170j)	합성전고정	5767.166			50.037	-54.051
			합성후고정	1532.018	0.465	0.287	1.431	-11.136
			풍하중	-1.546	0.000	0.000	-0.001	0.011
			활하중	4602.489	1.397	0.862	4.299	-33.456
			소 계		1.861	1.149	55.766	-98.632
		G2 (290j)	합성전고정	6044.694			52.445	-56.652
			합성후고정	1731.496	0.525	0.324	1.617	-12.586
			풍하중	8.694	0.003	0.002	0.008	-0.063
			활하중	5115.186	1.552	0.958	4.778	-37.183
			소 계		2.080	1.284	58.848	-106.485
		S6	합성전고정	3916.071			33.976	-36.702
			합성후고정	1048.109	0.318	0.196	0.979	-7.619
			풍하중	-8.952	-0.003	-0.002	-0.008	0.065
			활하중	4329.354	1.314	0.811	4.044	-31.471
			소 계		1.629	1.006	38.991	-75.727
		G2 (312i)	합성전고정	4166.633			36.150	-39.051
			합성후고정	1239.449	0.376	0.232	1.158	-9.010
			풍하중	2.032	0.001	0.000	0.002	-0.015
			활하중	4787.835	1.453	0.897	4.472	-34.803
			소 계		1.830	1.129	41.782	-82.878
	S7	G1 (236j)	합성전고정	11088.918			73.767	-71.136
			합성후고정	2879.338	0.774	0.522	2.869	-15.024
			풍하중	-9.278	-0.002	-0.002	-0.009	0.048
			활하중	6080.474	1.634	1.102	6.058	-31.727
			소 계		2.405	1.622	82.685	-117.839
		G2 (334j)	합성전고정	11540.592			76.772	-74.034
			합성후고정	3171.363	0.852	0.575	3.160	-16.548
			풍하중	13.213	0.004	0.002	0.013	-0.069
			활하중	6684.383	1.796	1.211	6.660	-34.878
			소 계		2.652	1.788	86.604	-125.529

【표 5-9】 금성교(부산) 부모멘트 단면력 및 휨응력

구 분				휨모멘트 (KN·m)	휨응력 (MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
부 모 멘 트 부	P1	G1 (21j)	합성전고정	-13210.044			-88.928	77.464
			합성후고정	-3452.898	-26.320	-23.727	-21.344	19.857
			풍하중	55.119	0.420	0.379	0.341	-0.317
			활하중	-5535.232	-42.193	-38.036	-34.217	31.832
			소 계		-68.094	-61.384	-144.149	128.836
		G2 (70j)	합성전고정	-14008.962			-94.306	82.149
			합성후고정	-4065.161	-30.988	-27.934	-25.129	23.378
			풍하중	-78.695	-0.600	-0.541	-0.486	0.453
			활하중	-6527.568	-49.758	-44.855	-40.351	37.539
			소 계		-81.345	-73.330	-160.273	143.518
	P2	G1 (64i)	합성전고정	-13187.788			-87.546	76.295
			합성후고정	-3437.293	-25.864	-23.316	-20.975	19.509
			풍하중	73.049	0.550	0.496	0.446	-0.415
			활하중	-5946.313	-44.743	-40.335	-36.285	33.749
			소 계		-70.058	-63.156	-144.360	129.138
		G2 (127i)	합성전고정	-13998.484			-92.927	80.985
			합성후고정	-4065.367	-30.590	-27.576	-24.807	23.074
			풍하중	-41.354	-0.311	-0.281	-0.252	0.235
			활하중	-7015.306	-52.787	-47.586	-42.808	39.816
			소 계		-83.688	-75.443	-160.796	144.110
	P3	G1 (108j)	합성전고정	-13256.810			-88.004	76.694
			합성후고정	-3458.336	-26.022	-23.459	-21.103	19.628
			풍하중	96.050	0.723	0.652	0.586	-0.545
			활하중	-6119.441	-46.046	-41.510	-37.342	34.732
			소 계		-71.346	-64.317	-145.863	130.509
		G2 (193j)	합성전고정	-14070.554			-93.406	81.402
			합성후고정	-4089.375	-30.771	-27.739	-24.954	23.210
			풍하중	-8.865	-0.067	-0.060	-0.054	0.050
			활하중	-7191.079	-54.110	-48.779	-43.881	40.814
			소 계		-84.947	-76.578	-162.295	145.476

【표 5-9】 금성교(부산) 부모멘트부 단면력 및 휨응력(계속)

구 분				휨모멘트 (KN·m)	휨응력(MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
부 모 멘 트 부	P4	G1 (151i)	합성전고정	-13726.842			-91.124	79.413
			합성후고정	-3579.307	-26.933	-24.279	-21.841	20.315
			풍하중	66.855	0.503	0.453	0.408	-0.379
			활하중	-6540.537	-49.215	-44.366	-39.911	37.122
			소 계		-75.644	-68.192	-152.469	136.471
		G2 (266i)	합성전고정	-14542.726			-96.540	84.134
			합성후고정	-4209.413	-31.674	-28.553	-25.686	23.891
			풍하중	-56.742	-0.427	-0.385	-0.346	0.322
			활하중	-7634.065	-57.443	-51.784	-46.584	43.328
			소 계		-89.544	-80.722	-169.157	151.675
	P5	G1 (190i)	합성전고정	-11928.933			-79.189	69.012
			합성후고정	-3115.636	-23.444	-21.134	-19.012	17.683
			풍하중	55.853	0.420	0.379	0.341	-0.317
			활하중	-5939.689	-44.694	-40.290	-36.245	33.712
			소 계		-67.717	-61.046	-134.105	120.090
		G2 (303i)	합성전고정	-12712.779			-84.392	73.547
			합성후고정	-3732.517	-28.086	-25.319	-22.776	21.184
			풍하중	-68.580	-0.516	-0.465	-0.418	0.389
			활하중	-6991.717	-52.610	-47.426	-42.664	39.683
			소 계		-81.211	-73.210	-150.252	134.803
	P6	G1 (222i)	합성전고정	-17631.585			-95.351	84.761
			합성후고정	-4532.967	-28.085	-25.307	-22.859	21.480
			풍하중	83.613	0.518	0.467	0.422	-0.396
			활하중	-6754.471	-41.849	-37.710	-34.062	32.006
			소 계		-69.416	-62.550	-151.851	137.850
		G2 (323i)	합성전고정	-18622.791			-100.711	89.526
			합성후고정	-5277.069	-32.695	-29.462	-26.612	25.006
			풍하중	-74.380	-0.461	-0.415	-0.375	0.352
			활하중	-7954.696	-49.285	-44.411	-40.115	37.694
			소 계		-82.441	-74.287	-167.813	152.577

【표 5-10】 금성교(부산) 부재별 전단응력

구 분			전단응력 검토(MPa)		
			전단력	비틀림력	전단응력
S1 정모멘트부	G1	합성전고정	180.650	8.177	3.681
		합성후고정	49.002	3.789	1.011
		풍하중	0.264	4.102	0.039
		활하중	287.405	291.367	8.138
		소 계	517.321	307.435	12.869
	G2	합성전고정	188.467	12.625	3.874
		합성후고정	54.372	4.526	1.125
		풍하중	1.013	-3.466	0.049
		활하중	325.018	-307.650	9.024
		소 계	568.870	-293.965	14.071
S2 정모멘트부	G1	합성전고정	-9.773	-14.858	0.318
		합성후고정	-2.989	-11.156	0.151
		풍하중	0.790	0.191	0.017
		활하중	-294.329	377.621	8.984
		소 계	-306.301	351.798	9.471
	G2	합성전고정	-3.131	-14.941	0.186
		합성후고정	2.742	-11.414	0.148
		풍하중	1.123	-0.096	0.023
		활하중	-335.569	-351.931	9.598
		소 계	-334.835	-378.382	9.956
S3 정모멘트부	G1	합성전고정	-8.163	-15.205	0.289
		합성후고정	-2.304	-11.364	0.139
		풍하중	-0.630	-0.489	0.017
		활하중	-299.290	378.046	9.087
		소 계	-310.387	350.988	9.531
	G2	합성전고정	-1.667	-15.233	0.159
		합성후고정	3.289	-11.592	0.161
		풍하중	-0.468	-0.855	0.016
		활하중	-341.160	-352.555	9.715
		소 계	-340.006	-380.235	10.051
S4 정모멘트부	G1	합성전고정	20.283	15.607	0.535
		합성후고정	5.575	11.642	0.207
		풍하중	-0.795	-0.351	0.019
		활하중	314.598	-379.902	9.408
		소 계	339.661	-353.004	10.168
	G2	합성전고정	13.914	15.590	0.407
		합성후고정	0.061	11.808	0.098
		풍하중	-1.164	0.182	0.025
		활하중	356.509	355.090	10.043
		소 계	369.320	382.670	10.573
S5 정모멘트부	G1	합성전고정	-45.971	-18.096	1.069
		합성후고정	-12.243	-12.455	0.347
		풍하중	-0.092	-0.162	0.003
		활하중	-318.446	379.332	9.480
		소 계	-376.752	348.619	10.899
	G2	합성전고정	-40.735	-18.237	0.965
		합성후고정	-7.070	-12.679	0.245
		풍하중	0.158	-0.735	0.009
		활하중	-360.825	-355.813	10.135
		소 계	-408.472	-387.464	11.355

【표 5-10】 금성교(부산) 부재별 전단응력(계속)

구 분			전단응력 검토(MPa)		
			전단력	비틀림력	전단응력
S6 정모멘트부	G1	합성전고정	-36.145	-6.483	0.776
		합성후고정	-11.248	-7.504	0.287
		풍하중	-0.192	0.346	0.007
		활하중	-322.908	-347.518	9.309
		소 계	-370.493	-361.159	10.378
	G2	합성전고정	-39.427	-5.871	0.837
		합성후고정	-14.131	-7.501	0.344
		풍하중	0.073	-0.882	0.009
		활하중	-361.240	-357.825	10.160
		소 계	-414.725	-372.079	11.350
S7 정모멘트부	G1	합성전고정	-201.505	-15.953	4.162
		합성후고정	-53.089	-6.443	1.114
		풍하중	0.650	-2.510	0.034
		활하중	-309.906	-336.023	8.947
		소 계	-563.850	-360.929	14.257
	G2	합성전고정	-211.155	-17.036	4.364
		합성후고정	-58.975	-6.427	1.232
		풍하중	-0.479	1.529	0.022
		활하중	-350.508	365.713	10.006
		소 계	-621.117	343.779	15.624
P1 지점부	G1	합성전고정	1529.078	25.211	25.657
		합성후고정	391.847	18.569	6.657
		풍하중	-10.873	-52.131	0.536
		활하중	724.593	714.731	16.940
		소 계	2634.645	706.380	49.790
	G2	합성전고정	1628.515	24.308	27.308
		합성후고정	472.828	19.462	8.013
		풍하중	12.053	-76.033	0.718
		활하중	847.745	614.870	18.313
		소 계	2961.141	582.607	54.352
P2 지점부	G1	합성전고정	-1494.941	-31.073	25.129
		합성후고정	-381.652	-22.697	6.515
		풍하중	10.492	50.876	0.521
		활하중	-768.578	-768.849	18.041
		소 계	-2634.679	-771.743	50.206
	G2	합성전고정	-1593.632	-30.612	26.770
		합성후고정	-463.214	-24.522	7.887
		풍하중	-11.478	75.887	0.708
		활하중	-897.014	-705.153	19.748
		소 계	-2965.338	-684.400	55.113
P3 지점부	G1	합성전고정	1497.660	30.473	25.170
		합성후고정	328.452	22.133	5.625
		풍하중	-11.189	-48.074	0.514
		활하중	778.708	767.120	18.198
		소 계	2593.631	771.652	49.506
	G2	합성전고정	1596.489	31.167	26.822
		합성후고정	464.196	24.829	7.906
		풍하중	9.956	-76.431	0.686
		활하중	907.972	673.932	19.718
		소 계	2978.613	653.497	55.132

【표 5-11】 금성교(부산) 부재별 전단응력

구 분			전단응력 검토(MPa)		
			전단력	비틀림력	전단응력
P4 지점부	G1	합성전고정	-1533.750	-32.174	25.783
		합성후고정	-391.837	-23.008	6.687
		풍하중	11.188	50.477	0.530
		활하중	-788.530	-752.012	18.259
		소 계	-2702.929	-756.717	51.259
	G2	합성전고정	-1633.049	-32.976	27.443
		합성후고정	-473.659	-25.753	8.070
		풍하중	-10.989	78.963	0.720
		활하중	-919.929	-659.443	19.819
		소 계	-3037.626	-639.209	56.053
P5 지점부	G1	합성전고정	-1383.056	-16.460	23.164
		합성후고정	-352.826	-16.770	5.995
		풍하중	10.961	48.430	0.512
		활하중	-763.729	-762.119	17.914
		소 계	-2488.650	-746.919	47.585
	G2	합성전고정	-1481.006	-16.796	24.799
		합성후고정	-433.835	-19.387	7.362
		풍하중	-10.945	76.776	0.705
		활하중	-891.945	-668.477	19.414
		소 계	-2817.731	-627.884	52.280
P6 지점부	G1	합성전고정	-1908.790	-81.813	32.372
		합성후고정	-476.619	-47.172	8.264
		풍하중	14.057	62.725	0.660
		활하중	-827.519	-839.772	19.492
		소 계	-3198.871	-906.032	60.789
	G2	합성전고정	-2017.927	-85.436	34.216
		합성후고정	-565.624	-50.750	9.772
		풍하중	-13.746	91.955	0.853
		활하중	-962.984	-756.096	21.182
		소 계	-3560.281	-800.327	66.023

3) 허용응력 검토결과

허용응력에 대한 검토는 부재력이 가장 크게 발생하는 S7경간과 P4지점부에 대한 경간을 대표경간으로 검토를 수행하였으며, 분석한 결과 설계하중예선 Steel Box 하연에 최대 169.157MPa이 발생하는 것으로 검토되었으며 허용응력 228.0MPa로 안전성을 확보하는 것으로 검토되었다. 또한 S1~S7경간의 전부재가 설계하중 작용시 허용응력이내에 있는 것으로 검토었다.

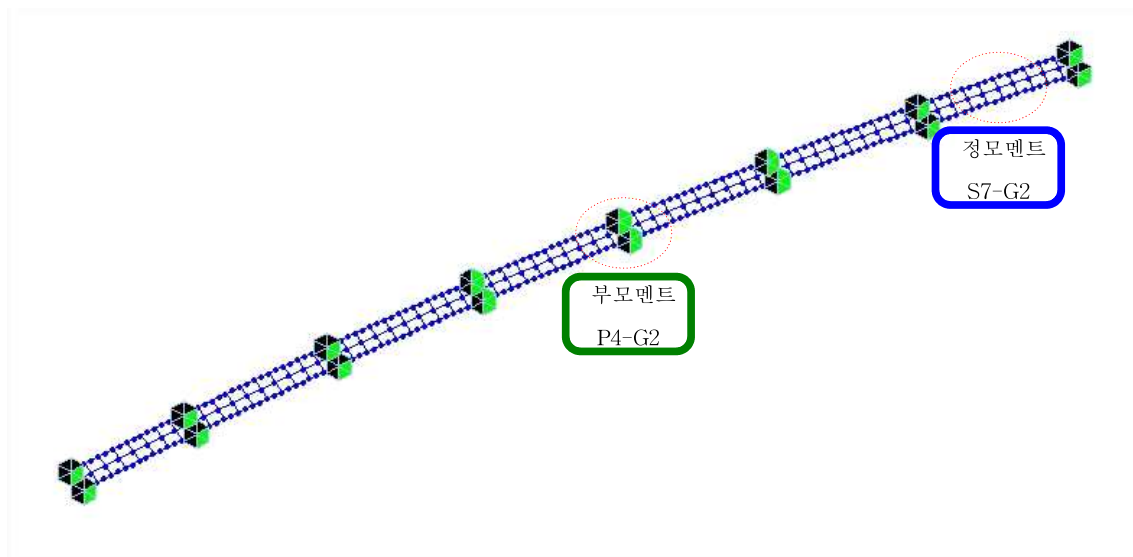
- 하중조합 : (1) 합성전 고정하중
 (2) 합성후 고정하중
 (3) 활하중
 (4) 풍하중
 (5) 크리프
 (6) 건조수축
 (7) 콘크리트와 강재보와의 온도차

【표 5-12】 금성교(부산) S7경간 정모멘트부(최대 발생부) 허용응력 검토결과

하중 조합	RE-BAR				Steel					
	작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)		작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)		안전율	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	76.772	-74.034	225.100	190.000	2.932	2.566
1+2+3	2.648	1.786	160.000	160.000	86.591	-125.460	225.100	190.000	2.600	1.514
1+2+3+5	2.200	1.587	160.000	160.000	91.690	-124.258	258.865	190.000	2.823	1.529
1+2+3+5+6	0.766	0.065	160.000	160.000	115.583	-119.323	258.865	190.000	2.240	1.592
1+2+3+5+6+7	-21.839	-22.706	184.000	184.000	132.068	-114.628	292.630	218.500	2.216	1.906
1+2+3+5+6-7	23.371	22.836	184.000	184.000	99.097	-124.019	292.630	218.500	2.953	1.762
1+2+4	0.856	0.577	192.000	192.000	79.945	-90.651	270.120	228.000	3.379	2.515
1+2+3+0.5×4	2.650	1.787	200.000	200.000	86.598	-125.494	281.375	237.500	3.249	1.893
1+2+3+0.5×4+5	2.202	1.589	200.000	200.000	91.696	-124.292	281.375	237.500	3.069	1.911
1+2+3+0.5×4+5+6	0.768	0.066	200.000	200.000	115.589	-119.358	281.375	237.500	2.434	1.990
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-21.837	-22.705	216.000	216.000	132.075	-114.662	303.885	256.500	2.301	2.237
1+2+3+0.5×4+5+6-7	23.373	22.837	216.000	216.000	99.104	-124.054	303.885	256.500	3.066	2.068

【표 5-13】 금성교(부산) P4지점부 부모멘트부(최대 발생부) 허용응력 검토결과

하중 조합	RE-BAR				Steel					
	작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)		작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)		안전율	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-96.540	84.134	190.000	186.100	1.968	2.212
1+2+3	-89.117	-80.337	160.000	160.000	-168.811	151.353	190.000	186.100	1.126	1.230
1+2+3+5	-97.375	-88.564	160.000	160.000	-177.009	143.657	190.000	186.100	1.073	1.295
1+2+3+5+6	-75.608	-66.891	160.000	160.000	-155.422	163.748	190.000	186.100	1.222	1.137
1+2+3+5+6+7	-72.236	-63.599	184.000	184.000	-127.005	190.875	218.500	214.015	1.720	1.121
1+2+3+5+6-7	-78.980	-70.182	184.000	184.000	-183.839	136.620	218.500	214.015	1.189	1.566
1+2+4	-32.101	-28.938	192.000	192.000	-122.573	108.347	228.000	223.320	1.860	2.061
1+2+3+0.5×4	-89.330	-80.530	200.000	200.000	-168.984	151.514	237.500	232.625	1.405	1.535
1+2+3+0.5×4+5	-97.589	-88.756	200.000	200.000	-177.182	143.818	237.500	232.625	1.340	1.617
1+2+3+0.5×4+5+6	-75.821	-67.083	200.000	200.000	-155.595	163.909	237.500	232.625	1.526	1.419
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-72.449	-63.792	216.000	216.000	-127.178	191.036	256.500	251.235	2.017	1.315
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-79.194	-70.374	216.000	216.000	-184.012	136.781	256.500	251.235	1.394	1.837



<최대 정, 부모멘트 발생지점>

4) 합성응력 검토결과

합성응력에 대한 검토는 휨모멘트 및 휨에 따르는 전단력만이 작용하는 단면에서 휨응력과 전단응력이 동시에 허용응력을 45% 초과하는 경우(도로교 설계기준 강교편 3.8.2.4)로 보고 있다.

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 \leq 1.2 \therefore O.K$$

【표 5-14】 금성교(부산) S7경간 정모멘트부(최대 발생부) 합성응력 검토 결과

하 중 조 합	(f/fa)2		(v/va)2		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.116	0.152	0.020	0.020	0.136	0.172	O.K	O.K
1+2+3	0.148	0.436	0.020	0.020	0.168	0.456	O.K	O.K
1+2+3+5	0.125	0.428	0.020	0.020	0.146	0.448	O.K	O.K
1+2+3+5+6	0.199	0.394	0.020	0.020	0.219	0.415	O.K	O.K
1+2+3+5+6+7	0.204	0.275	0.020	0.020	0.224	0.295	O.K	O.K
1+2+3+5+6-7	0.115	0.322	0.020	0.020	0.135	0.342	O.K	O.K
1+2+4	0.088	0.158	0.002	0.002	0.089	0.160	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4	0.095	0.279	0.013	0.013	0.108	0.292	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5	0.106	0.274	0.013	0.013	0.119	0.287	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6	0.169	0.253	0.013	0.013	0.182	0.265	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.189	0.200	0.013	0.013	0.202	0.213	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.106	0.234	0.013	0.013	0.119	0.247	O.K	O.K

【표 5-15】 금성교(부산) P4지점부 부모멘트부(최대 발생부) 합성응력 검토 결과

하 중 조 합	(f/fa)2		(v/va)2		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.258	0.204	0.253	0.253	0.511	0.457	O.K	O.K
1+2+3	0.789	0.661	0.253	0.253	1.042	0.914	O.K	O.K
1+2+3+5	0.868	0.596	0.253	0.253	1.121	0.849	O.K	O.K
1+2+3+5+6	0.669	0.774	0.253	0.253	0.922	1.027	O.K	O.K
1+2+3+5+6+7	0.338	0.795	0.253	0.253	0.591	1.048	O.K	O.K
1+2+3+5+6-7	0.708	0.408	0.253	0.253	0.961	0.661	O.K	O.K
1+2+4	0.289	0.235	0.075	0.075	0.364	0.311	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4	0.506	0.424	0.164	0.164	0.670	0.588	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5	0.557	0.382	0.164	0.164	0.721	0.546	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6	0.429	0.496	0.164	0.164	0.593	0.661	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.246	0.578	0.164	0.164	0.410	0.742	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.515	0.296	0.164	0.164	0.679	0.460	O.K	O.K

5.2.2 춘천방향

바닥판에 대한 안전성 검토는 강도설계법을 이용하여 안정성을 평가하였으며, 바닥판 철근배근은 비파괴시험에 의한 최대 배근간격을 적용하여 평가 하였다.

가. 바닥판 두께 검토

현재 바닥판의 철근과 콘크리트 물성치는 【표 5-17】 과 같으며, 도로교설계기준(2010)에서 바닥판의 최소두께는 【표 5-16】 으로부터 얻어지는 값과 22cm 중에서 큰 값으로 한다.

【표 5-16】 차도부의 바닥판 최소두께(도로교 설계기준 3.6.1.5)

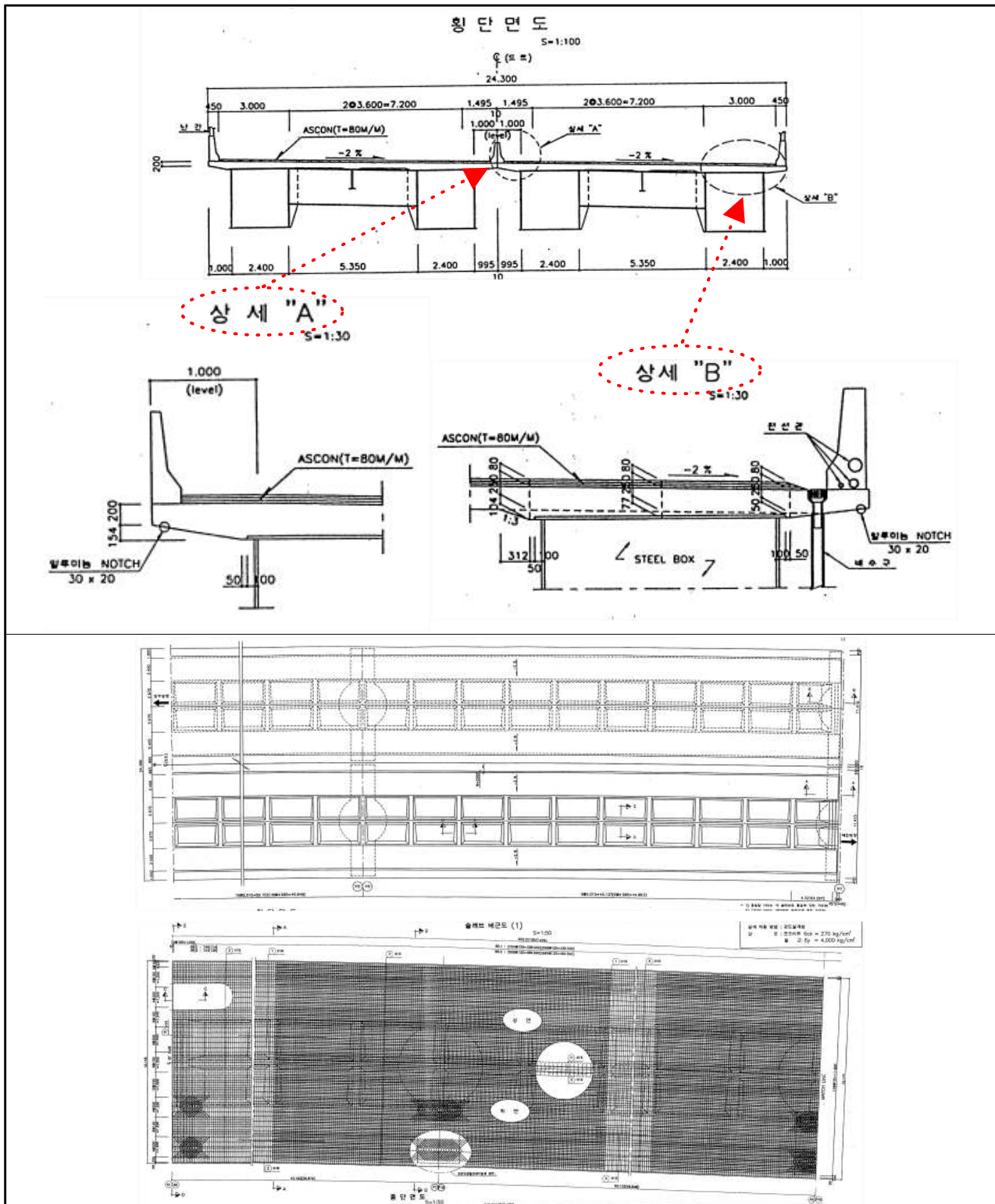
판의 구분	바닥판 지간의 방향	
	차량 진행방향에 직각	차량 진행방향 평행
단 순 판	$4L + 13$	$6.5L + 15$
연 속 판	$3L + 13$	$5L + 15$
캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25 \quad 28L + 18$ $L > 0.25 \quad 8L + 23$	$24L + 15$

여기서, L : 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

【표 5-17】 콘크리트와 철근의 물성치

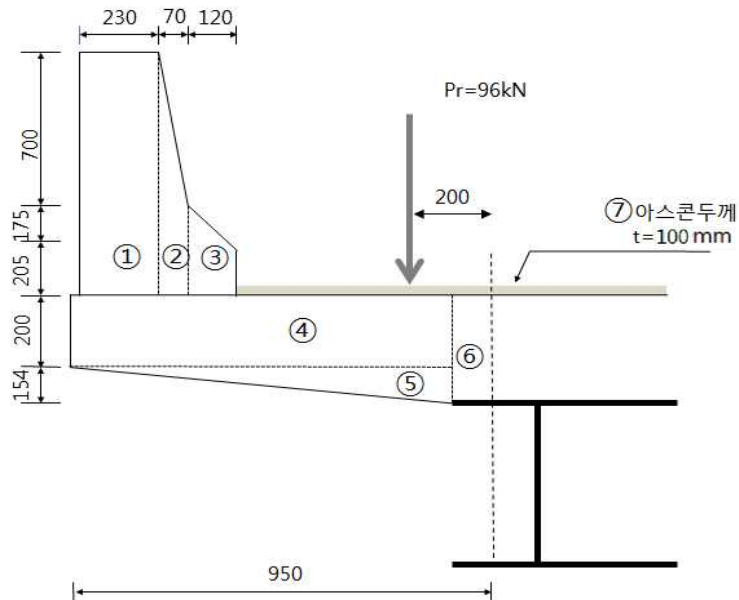
콘크리트 압축강도	철근의 항복강도	철 근 량
27 MPa 현장실측결과 27.0MPa 이상 (구조해석시 27.0MPa적용)	400 MPa (SD 40)	(22.92cm ²) D19@125 현장실측결과 평균값이 설계 철근량과 동일 (22.92cm ²) - D19@125

1) 검토 단면도



【그림 5-15】 금성교(춘천) 상부구조 횡단면도 및 배근도

나. 외측부 캔틸레버부 검토



1) 고정하중 산정 (방호벽 및 바닥판의 하중 산정)

No.	작용하중 (kN)		거리 (m)	모멘트 (kN · m)
1	$- 0.23 \times 1.08 \times 25$	$= 6.21$	0.805	$= 4.999$
2	$- (1.08 + 0.38) \times 0.5 \times 0.07 \times 25$	$= 1.278$	0.655	$= 0.837$
3	$- (0.38 + 0.205) \times 0.5 \times 0.12 \times 25$	$= 0.878$	0.56	$= 0.492$
4	$- 0.9 \times 0.2 \times 25$	$= 4.5$	0.5	$= 2.250$
5	$- 0.154 \times 0.9 \times 0.5 \times 25$	$= 1.733$	0.35	$= 0.607$
6	$- 0.05 \times 0.354 \times 25$	$= 0.443$	0.025	$= 0.011$
7	$- 0.10 \times 0.5 \times 23$	$= 1.15$	0.25	$= 0.287$
Total	$= 16.192$			$= 9.483$

2) Slab 최소두께 검토

$$L = 0.2\text{m}$$

$$t_{\min} = 80L + 230 = 246\text{mm}$$

$$t_{\min} = [80L + 230, 220\text{mm}] \text{ 중 큰값, } \therefore t_{\max} = 246\text{mm} < 354\text{mm O.K}$$

3) 활하중

$$\text{충격계수 } i = 15/(40+L) \geq \max. 0.3$$

$$= 0.30$$

차륜하중 분포폭(주철근의 방향이 차량 진행방향에 직각인 경우)

$$E = 0.8X + 1.14, \quad X = 0.2\text{m} \quad (\text{하중점에서 지지점까지의 거리(m)})$$

$$E = 0.8X + 1.14 = 1.3$$

차륜폭 1.0m당의 휨모멘트

$$M_{(1+i)} = \frac{P_r L}{E} (1+i) = \frac{96 \times 0.2}{1.3} (1+0.3) = 19.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) 방호벽 충돌하중

$$\text{설계하중 속도 : } V = 110 \text{ km/hr}$$

$$\text{작용높이 : } h = 1.0 + 0.10 = 1.10\text{m}$$

· 수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1m마다 작용

$$H = \left(\frac{V}{60}\right)^2 \times 7.5 + 2.5 = \left(\frac{110}{60}\right)^2 \times 7.5 + 2.5 = 27.71 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용높이 } h = 1.10\text{m}$$

$$M_{\omega} = 27.71 \times 1.10 = 30.48 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

· 방호벽 상단에 횡방향으로 10kN/m의 수평하중을 재하

$$\text{작용높이 } h = 1.10\text{m}$$

$$M_{\omega} = 10.0 \times 1.10 = 11.0 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

R>200m 이므로 위 값중 큰값을 사용한다.

$$\therefore M_{\omega} = 30.48 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

5) 풍하중

$$D = 3.93\text{m}$$

$$B = 12.15\text{m}$$

$$B/D = 12.15/3.93 = 3.092$$

$$\text{방음벽에 작용하는 풍하중 } P_w = \{4.0 - 0.2(B/D)\} \times D \geq 6.0$$

$$P_w = \{4.0 - 0.2(3.092)\} \times 3.93 = 13.29 \text{ kN/m}$$

$$\therefore M_w = 13.29 \times (0.2)/2 = 1.329 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

6) 하중조합

Case	하중조합	
Case 1	1.3D+2.15(L+I)	=54.254 kN · m
Case 2	1.3D+1.3W	=14.057 kN · m
Case 3	1.3D+1.3(L+I)+0.65W	=38.543 kN · m
Case 4	1.3D+1.3(L+I)+1.3CO	=77.303 kN · m
Case 5	1.2D+1.2W+1.2CO	=49.552 kN · m
D: 고정하중, L:활하중, I: 충격계수, CO: 충돌하중, W:풍하중		

7) 단면력검토

· 검토조건

$$f_{ck} = 27.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 77.303 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 354.000 \text{ mm} \quad \text{단면 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 깊이 } D = 304.000 \text{ mm} \quad \text{피복 두께 } D_c = 50.000 \text{ mm}$$

· 휨모멘트 검토

$$\text{사용철근량} = H19 \times 8.00 \text{ EA} \quad (D_c = 50.00 \text{ mm})$$

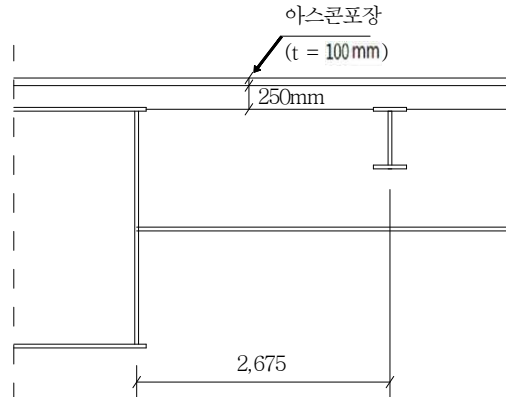
$$= 2292.0 \text{ mm}^2$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 39.95 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 221.336 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= 122.167 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 77.303 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

다. 중간 바닥판 슬래브 검토



1) Slab 최소두께 검토

$$L = 2.675\text{m}$$

$$t_{\min} = 30L + 130 = 210.25\text{mm}$$

$$t_{\min} = [30L + 130, 220\text{mm}] \text{ 중 큰 값, } \therefore t_{\max} = 220\text{mm} < 250\text{mm} \text{ O.K}$$

2) 고정하중 산정 (방호벽 및 바닥판의 하중 산정)

$$\text{— 콘크리트부 : } 0.25 \times 25 = 6.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{— 아스콘포장부 : } 0.10 \times 23 = 2.3 \text{ kN/m, } w_d = 6.25 + 2.3 = 8.55 \text{ kN/m}$$

$$\therefore M_d = (w_d \times L^2) / 10 = (8.55 \times 2.675^2) / 10 = 6.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 활하중

$$\text{충격계수 } i = 15 / (40 + L) \leq \max. 0.3$$

$$= 0.351 \therefore i = 0.300$$

연속 바닥판(주철근이 차량진행방향의 직각인 경우)

$$M_{(1+i)} = [(L + 0.6)P_{24}(1 + i) / 9.6] \times 0.8$$

$$= [(2.675 + 0.6) \times 96 \times (1 + 0.3) / 9.6] \times 0.8 = 34.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) 하중조합

Case	하중조합	
Case 1	$1.3D + 2.15(L + I)$	$= 81.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$
D: 고정하중, L: 활하중, I: 충격계수, CO: 충돌하중, W: 풍하중		

5) 단면력검토

· 검토조건

$$f_{ck} = 27.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 81.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 250.000 \text{ mm} \quad \text{단면 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 깊이 } D = 200.000 \text{ mm} \quad \text{피복 두께 } D_c = 50.000 \text{ mm}$$

· 휨모멘트 검토 (피복두께, $D_c=50\text{mm}$ 일 경우)

$$\text{사용철근량} = H19 \times 8.00 \text{ EA} \quad (D_c = 50.00 \text{ mm})$$

$$= 2292.0 \text{ mm}^2$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 39.95 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 140.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= 100.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 81.83 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots \therefore \text{O.K}$$

6) 검토결과

바닥판에 대한 단면검토결과는 【표 5-18】과 같다.

【표 5-18】 바닥판의 휨강도 검토결과 (단위:kN·m)

구분	휨 모멘트				소요강도 (M_u)	설계강도 (ϕM_n)	안전율
	고정 하중	활하중	충돌 하중	풍하중			
캔틸레버부	9.484	19.2	30.48	1.329	77.303	221.336	2.86
바닥판중양부	6.12	34.06	-	-	81.830	126.591	1.55

라. 거더검토

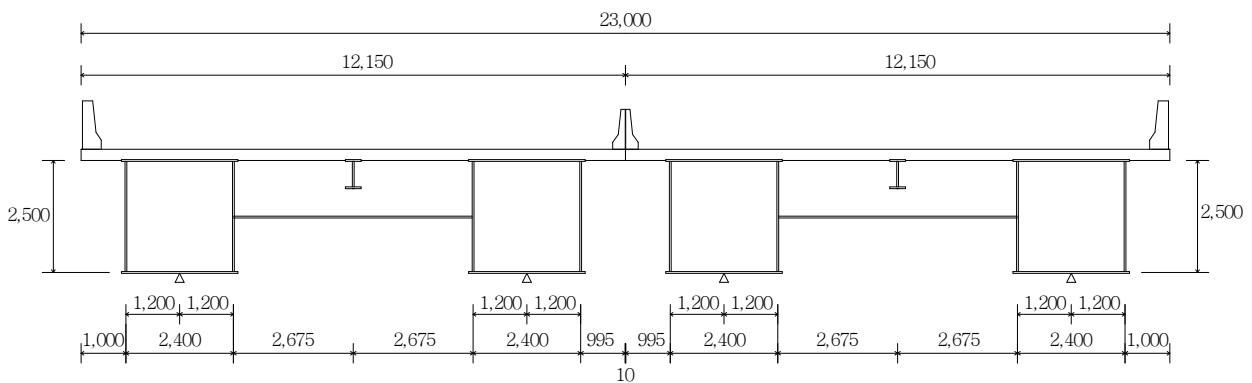
1) 하중산정

고정하중은 합성전 고정하중과 합성후 고정하중으로 나누어 재하하였다. 합성전 고정하중에는 강재와 바닥판의 자중을 고려하였다. 강재 자중의 경우 준공도서(준공도면)을 참고하여 단면을 입력 하였으며 모델링에 포함되지 않은 각종 보강재 등의 중량을 고려하여 단위중량을 25% 할증하여 사용하였다. 합성 후 고정하중은 포장, 난간, 연석 등에 의한 하중을 고려하였다.

【표 5-19】 금성교(춘천) 적용 고정하중

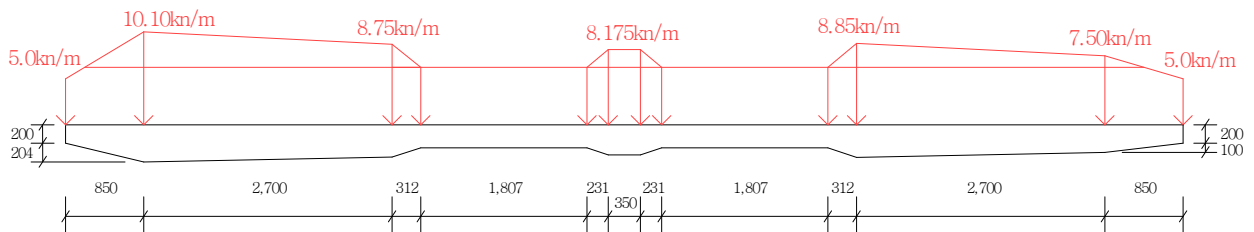
구 분	중 량
강재자중	프로그램에 의해 자동재하(할증25%)
바닥판, 포장, 방호벽	준공도면 및 현장실측

강재자중은 프로그램 자동재하를 통해 재하 되었으며, 바닥판의 자중 및 2차 고정하중에 대한 입력은 다음과 같이 산정하여 입력하였다.

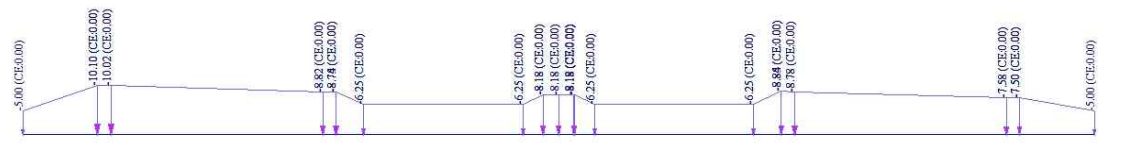


【그림 5-16】 금성교(춘천) 횡단면도

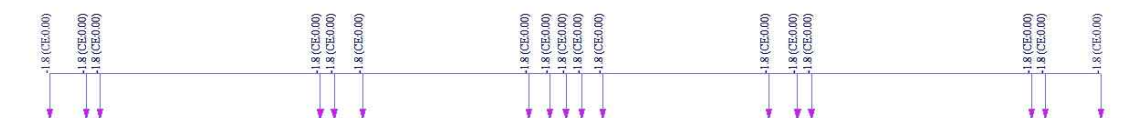
2) 고정하중 거더별 하중 분배



【그림 5-17】 금성교(춘천) 바닥판 하중분배



【그림 5-18】 금성교(춘천) 바닥판 모델링



【그림 5-19】 금성교(춘천) 아스콘 포장부 모델링

구분	거더별 작용하중 (kN/m)	
	G1	G2
바닥판	44.1	48.5
2차고정하중	15.1	18.8

3) 활하중

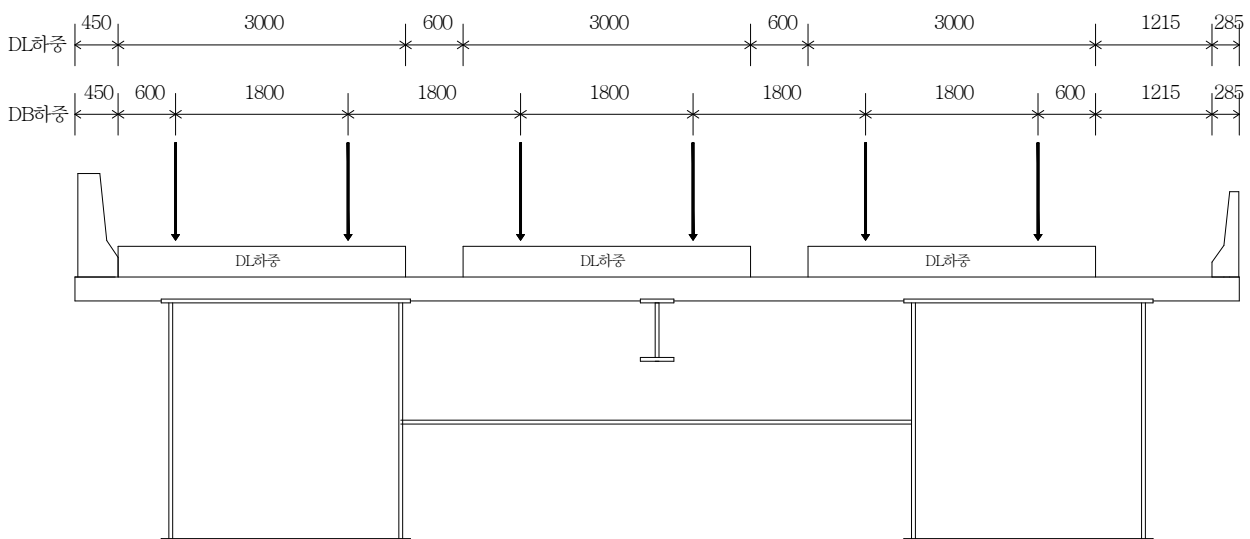
설계 활하중의 경우 크게 DB하중과 DL하중으로 구분되며 DB하중과 DL하중을 재하하여 설계부재에 불리한 응력을 주는 것을 선택한다. 지간이 긴 단순 세로보나 슬래브교의 경우 또는 이들을 연속형식으로 하는 경우에는 DL하중을 고려하여야 한다.

- 1) 교 폭 : 12.15m
- 2) 연석간(방호책간)의 교폭(유효폭) : 11.415m
- 3) 설계차선폭 : $W = W_c / N = 11.415 / 3 = 3.805\text{m}$

∴ 3.6m 적용(하중재하 $W < 3.6\text{m}$ 인 경우 적용, 도로교설계기준 해설 P.40)

－ 차량이동하중(프로그램) DB-24, DL-24을 3차선 재하

4) 충격계수 : $i = \frac{15}{40 + L} = 0.167 < 0.3$



【그림 5-20】 활하중의 좌측편심 재하시 차선의 위치

4) 풍하중

1) 주거더에 작용하는 풍하중

- 제원

$$B=12.15\text{m(교폭)}$$

$$D=(\text{거더}+\text{바닥판}+\text{방호벽})=2.5+0.35+1.08=3.93\text{m}$$

$$B/D=12.15/3.93=3.092$$

단면 형상	풍하중 (kN/m)	비고
$1 \leq B/D \leq 8$	$\{4.0 - 0.2(B/D)\} D \geq 6.0$	
$8 \leq B/D$	$2.4D \geq 6.0$	

- 활하중 비재하시

$$w=[4.0-0.2 \times 3.092] \times 3.93=13.29 \text{ kN/m} \geq 6.0$$

주거더에 작용하는 모멘트

$$M=w \times e=13.29 \times (3.93/2)=26.11 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 활하중 재하시

$$w=13.29 \times 0.5=6.645 \text{ kN/m (활하중 비재하시 하중의 50\%)}$$

주거더에 작용하는 모멘트

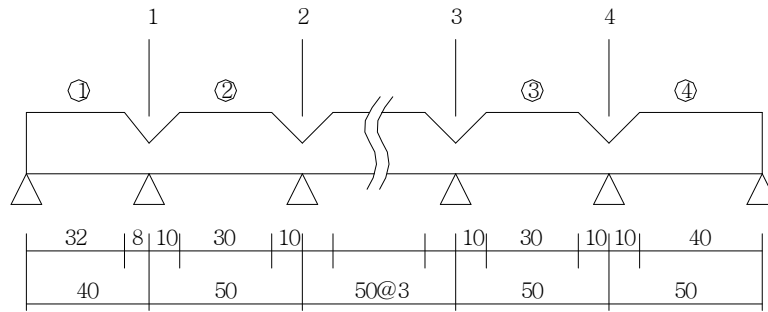
$$M=w \times e=6.645 \times (3.93/2)=13.057 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

5) 하중조합

대상교량의 구조안전성검토를 위해 고려된 하중조합은 다음과 같다.

- ① COMB 1 : 고정하중(합성전)
- ② COMB 2 : 고정하중(합성전+합성후)+활하중
- ③ COMB 3 : 고정하중(합성전+합성후)+활하중+풍하중
- ④ COMB 4 : 고정하중(합성전+합성후)+활하중+풍하중+온도하중+크리프+건조수축

6) 유효폭 산정



【그림 5-21】 플랜지 유효폭 산정을 위한 등가지간장 산정

1) 경간 중앙부(λ_L)

- $b/l \leq 0.05$ $\lambda_L = b$
- $0.05 < b/l < 0.3$ $\lambda_L = [1.1 - 2(b/l)] \cdot b$
- $b/l \geq 0.3$ $\lambda_L = 0.15l$

2) 지점부(λ_S)

- $b/l \leq 0.02$ $\lambda_L = b$
- $0.02 < b/l < 0.3$ $\lambda_L = [1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2] \cdot b$
- $b/l \geq 0.3$ $\lambda_L = 0.15l$

【표 5-20】 금성교(춘천) 바닥판 유효폭 산정결과

구분		L(m)	b(m)	b/l	λ (L,S)	B
지간중앙부 ①	플랜지(좌)	32	0.9	0.028	0.900	0.900
	플랜지(중)	32	1.2	0.038	1.200	2.400
	플랜지(우)	32	1.2375	0.039	1.238	2.475
			0.3		계	6.075
지간중앙부 ②③	플랜지(좌)	30	0.9	0.030	0.900	0.900
	플랜지(중)	30	1.2	0.040	1.200	2.400
	플랜지(우)	30	1.2375	0.041	1.238	2.475
			0.3		계	6.075
지간중앙부 ④	플랜지(좌)	40	0.9	0.023	0.900	0.900
	플랜지(중)	40	1.2	0.030	1.200	2.400
	플랜지(우)	40	1.2375	0.031	1.238	2.475
			0.3		계	6.075
중앙지점부 1	플랜지(좌)	18	0.9	0.050	0.820	0.820
	플랜지(중)	18	1.2	0.067	1.040	2.080
	플랜지(우)	18	1.2375	0.069	1.066	2.132
			0.3		계	5.332
중앙지점부 2,3,4	플랜지(좌)	20	0.9	0.045	0.833	0.833
	플랜지(중)	20	1.2	0.060	1.061	2.122
	플랜지(우)	20	1.2375	0.062	1.088	2.176
			0.3		계	5.431

【표 5-21】 금성교(춘천) 거더 플랜지 유효폭 산정결과

구분		L(m)	b(m)	b/l	λ (L,S)	B
지간중양부 ①	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	32	1.2	0.038	1.200	2.600
	플랜지(우)		0.1			
지간중양부 ②③	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	30	1.2	0.040	1.200	2.600
	플랜지(우)		0.1			
지간중양부 ④	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	40	1.2	0.030	1.200	2.600
	플랜지(우)		0.1			
중양지점부 1	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	18	1.2	0.067	1.040	2.280
	플랜지(우)		0.1			
중양지점부 2,3	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	20	1.2	0.060	1.061	2.322
	플랜지(우)		0.1			

【표 5-22】 단면별 단면상수

구분	G1, G2		
S1경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	123,840
		Is (mm ⁴)	1.398×10^{11}
		Ysu (mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (mm ²)	128,424
		Iv (mm ⁴)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.0
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1477.1
		Ycl (mm)	1,317.1
S2경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	123,840
		Is (mm ⁴)	1.398×10^{11}
		Ysu (mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (mm ²)	128,424
		Iv (mm ⁴)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.1
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1,477.1
		Ycl (mm)	1,317.1

【표 5-22】 단면별 단면상수(계속)

구분	G1, G2		
S3경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	123,840
		Is (mm^4)	1.398×10^{11}
		Ysu(mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	128,424
		Iv (mm^4)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.1
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1,477.1
		Ycl (mm)	1,317.1
S4경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	123,840
		Is (mm^4)	1.398×10^{11}
		Ysu(mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	128,424
		Iv (mm^4)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.1
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1,477.1
		Ycl (mm)	1,317.1
S5경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	123,840
		Is (mm^4)	1.398×10^{11}
		Ysu(mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	128,424
		Iv (mm^4)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.1
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1,477.1
		Ycl (mm)	1,317.1
S6경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	123,840
		Is (mm^4)	1.398×10^{11}
		Ysu(mm)	1,212.848
		Ysl (mm)	1,310.152
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	128,424
		Iv (mm^4)	1.491×10^{11}
		Ysu (mm)	1,161.1
		Ysl (mm)	1,361.9
		Ycu (mm)	1,477.1
		Ycl (mm)	1,317.1

【표 5-22】 단면별 단면상수(계속)

구분	G1, G2		
S7경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	157,640
		Is (mm^4)	1.941×10^{11}
		Ysu(mm)	1,291.020
		Ysl (mm)	1,244.980
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	162,224
		Iv (mm^4)	2.044×10^{11}
		Ysu (mm)	1,248.0
		Ysl (mm)	1,288.0
		Ycu (mm)	1,559.0
		Ycl (mm)	1,399.0
P1 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	169,800
		Is (mm^4)	2.018×10^{11}
		Ysu(mm)	1,358.567
		Ysl (mm)	1,183.433
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	174,384
		Iv (mm^4)	2.130×10^{11}
		Ysu (mm)	1,316.9
		Ysl (mm)	1,225.1
		Ycu (mm)	1,623.9
		Ycl (mm)	1,463.9
P2 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	171,564
		Is (mm^4)	2.046×10^{11}
		Ysu(mm)	1,358.279
		Ysl (mm)	1,183.721
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	176,148
		Iv (mm^4)	2.158×10^{11}
		Ysu (mm)	1,317.0
		Ysl (mm)	1,225.0
		Ycu (mm)	1,624.0
		Ycl (mm)	1,464.0
P3 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	171,564
		Is (mm^4)	2.046×10^{11}
		Ysu(mm)	1,358.279
		Ysl (mm)	1,183.721
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	176,148
		Iv (mm^4)	2.158×10^{11}
		Ysu (mm)	1,317.0
		Ysl (mm)	1,225.0
		Ycu (mm)	1,624.0
		Ycl (mm)	1,464.0

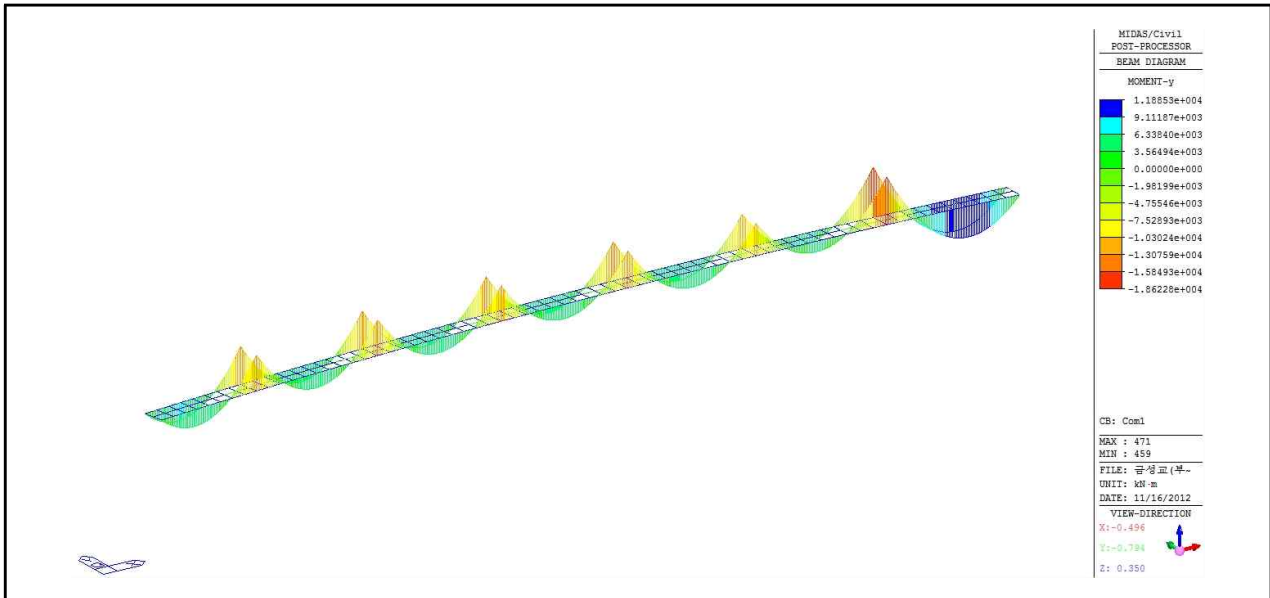
【표 5-22】 단면별 단면상수(계속)

구분	G1, G2		
P4 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	171,564
		Is (mm ⁴)	2.046×10 ¹¹
		Ysu(mm)	1,358.279
		Ysl (mm)	1,183.721
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	176,148
		Iv (mm ⁴)	2.158×10 ¹¹
		Ysu (mm)	1,317.0
		Ysl (mm)	1,225.0
		Ycu (mm)	1624.0
		Ycl (mm)	1,464.0
P5 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	171,564
		Is (mm ⁴)	2.046×10 ¹¹
		Ysu(mm)	1,358.279
		Ysl (mm)	1,183.721
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	176,148
		Iv (mm ⁴)	2.158×10 ¹¹
		Ysu (mm)	1,317.0
		Ysl (mm)	1,225.0
		Ycu (mm)	1624.0
		Ycl (mm)	1,464.0
P6 지점부 최대 부모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	199,428
		Is (mm ⁴)	2.500×10 ¹¹
		Ysu(mm)	1,352.085
		Ysl (mm)	1,201.915
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	204,012
		Iv (mm ⁴)	2.611×10 ¹¹
		Ysu (mm)	1,316.7
		Ysl (mm)	1,237.3
		Ycu (mm)	1,617.7
		Ycl (mm)	1,457.7

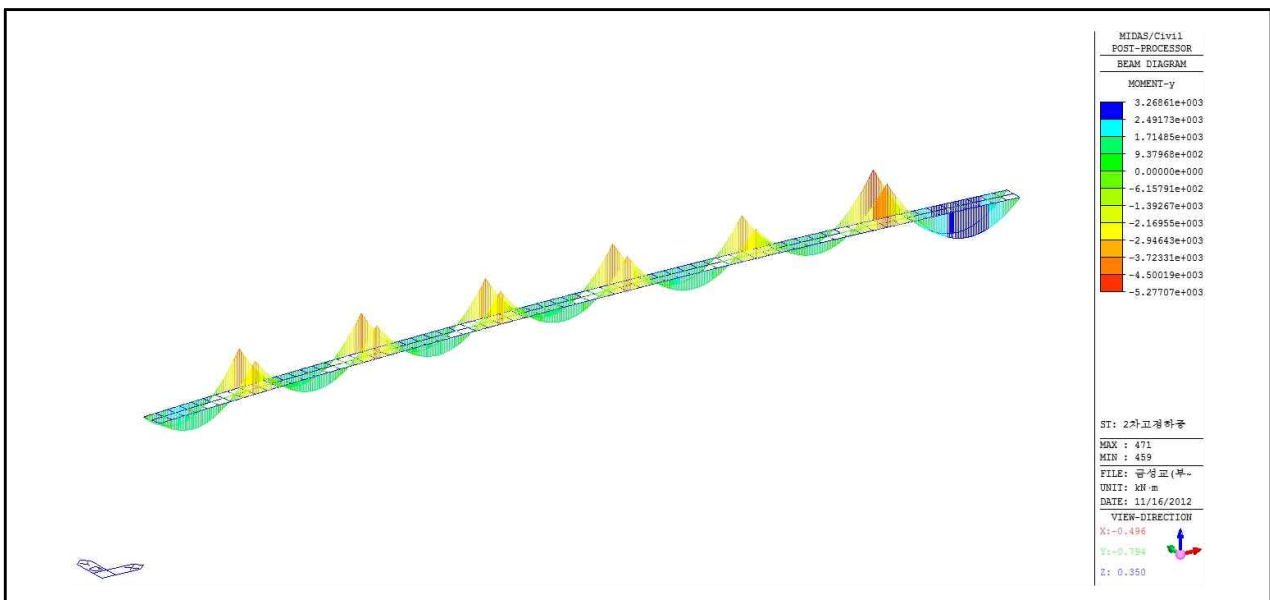
마. 구조해석 결과

1) 단면력도

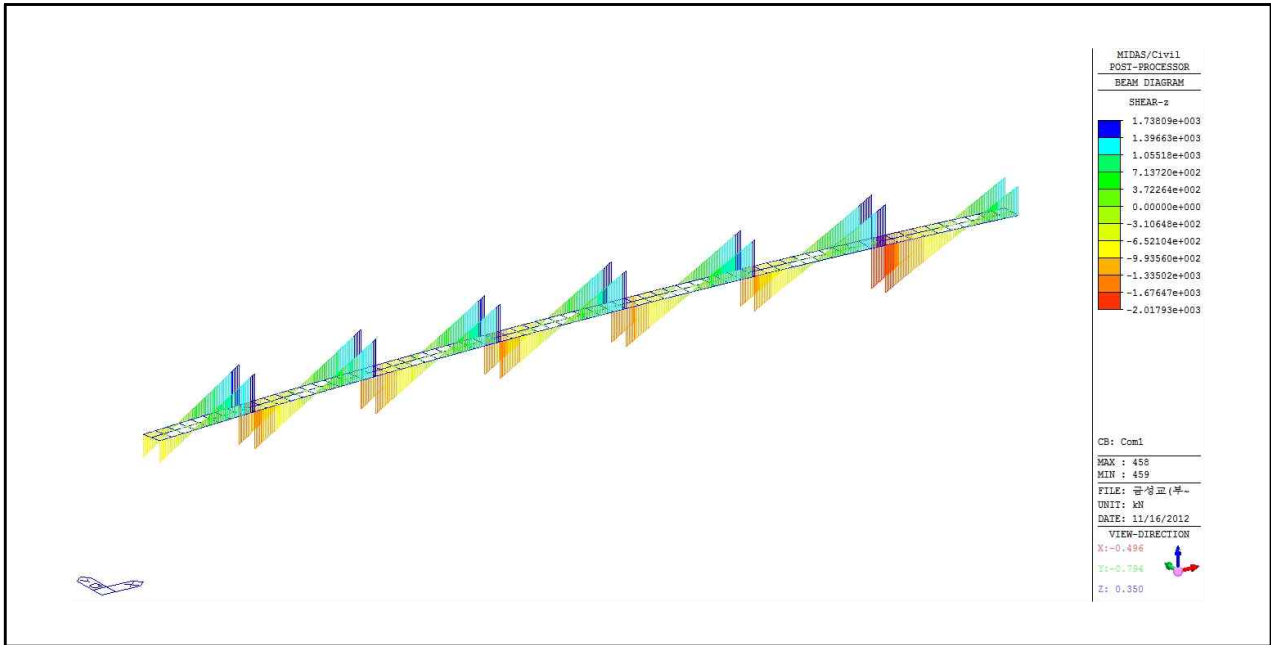
활하중은 부재위치별로 2~3차선 재하시가 가장 불리한 하중으로 검토되었고, 각 경간에 따라 DB하중과 DL하중을 비교하여 불리한 하중을 적용하여 단면력을 검토하였으며, 단면검토 구간에서 각각 발생한 최대단면력을 【그림 5-3】 ~ 【그림 5-3】에 나타내었다.



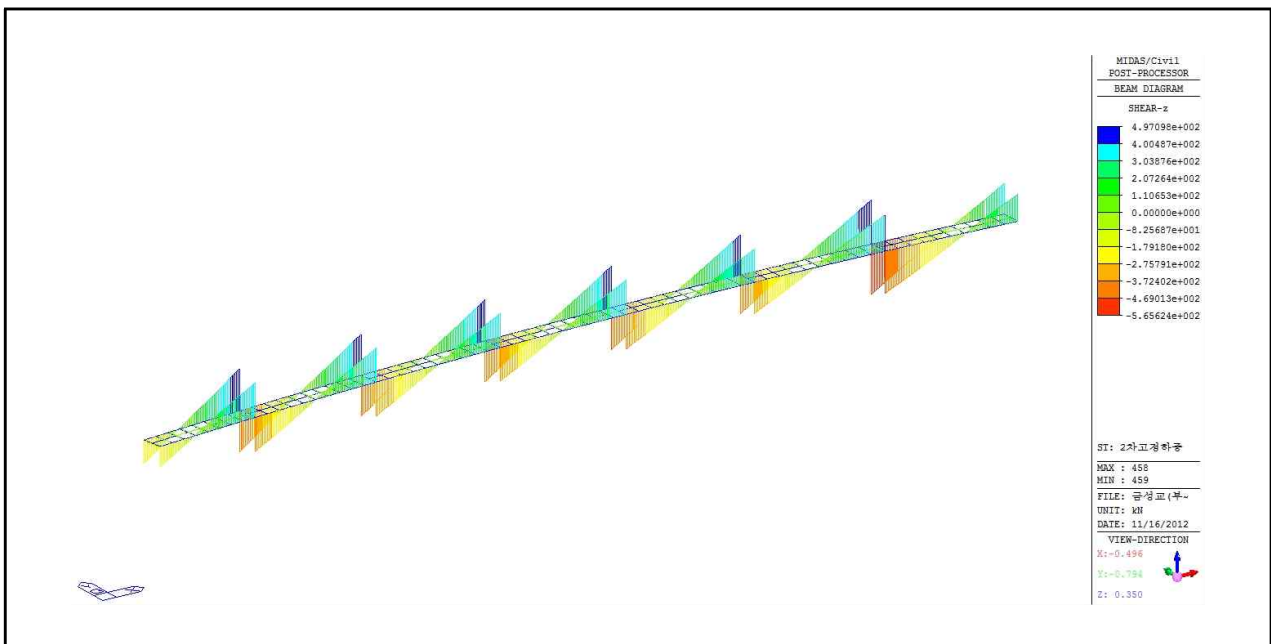
【그림 5-22】 금성교(춘천) 고정하중(합성전)에 의한 휨모멘트도



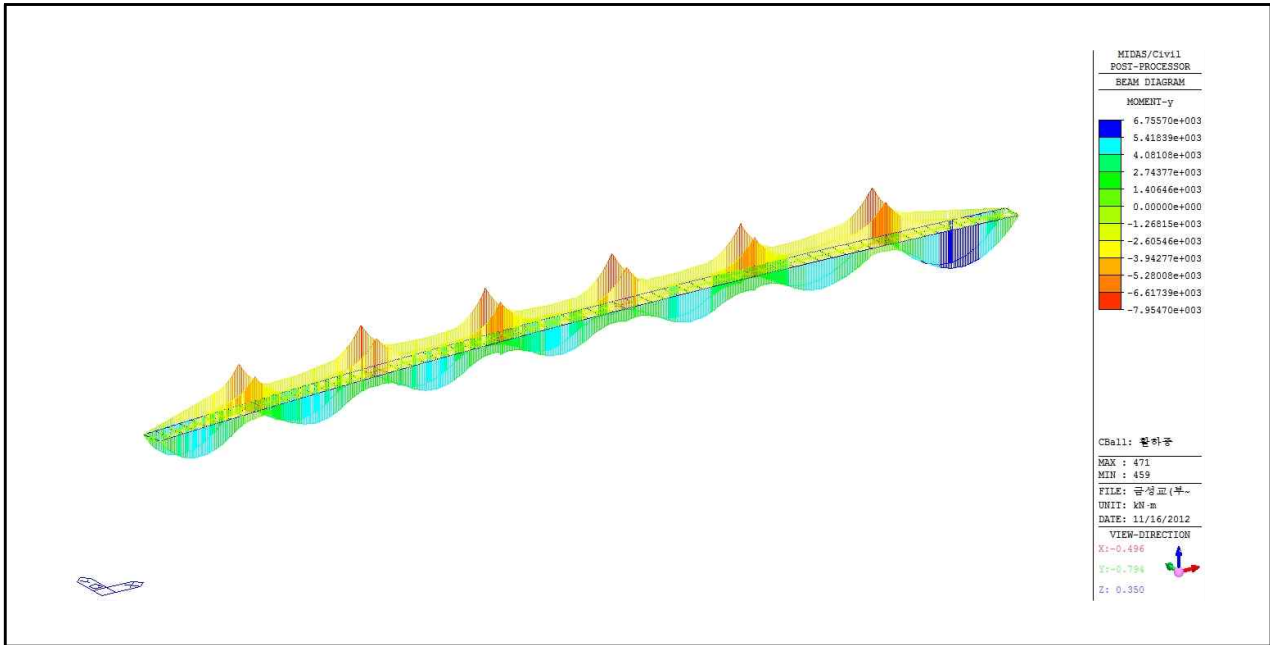
【그림 5-23】 금성교(춘천) 고정하중(합성후)에 의한 휨모멘트도



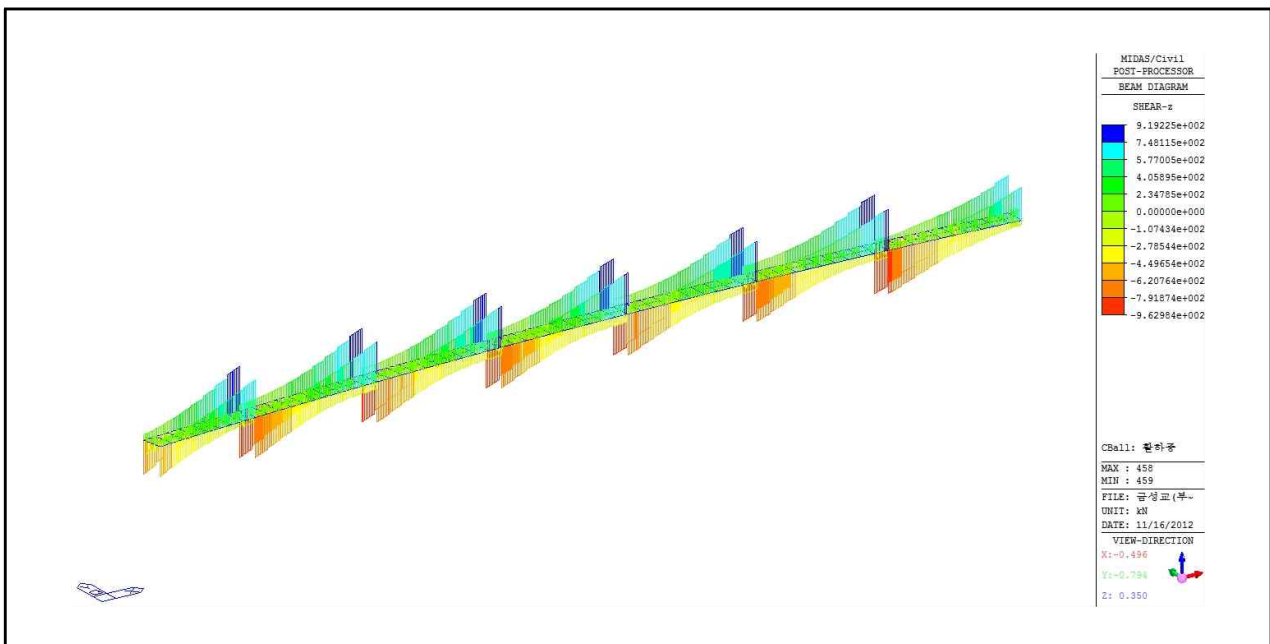
【그림 5-24】 금성교(춘천) 고정하중(합성전)에 의한 전단력도



【그림 5-25】 금성교(춘천) 고정하중(합성후)에 의한 전단력도



【그림 5-26】 금성교(춘천) 활하중에 의한 휨모멘트



【그림 5-27】 금성교(춘천) 활하중에 의한 전단력

2) 단면력 및 단면응력

금성교(춘천)의 단면력 및 단면 응력은 다음과 같다.

【표 5-23】 금성교(춘천) 정모멘트부 단면력 및 휨응력

구 분				휨모멘트 (kN·m)	휨응력 (MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
정 모 멘 트 부	S1	G1 (15i)	합성전고정	5899.061			51.181	-55.287
			합성후고정	1576.258	0.478	0.295	1.472	-11.458
			풍하중	-10.101	-0.003	-0.002	-0.009	0.073
			활하중	4352.020	1.321	0.815	4.065	-31.635
			소 계		1.796	1.109	56.709	-98.307
		G2 (16i)	합성전고정	6202.850			53.817	-58.134
			합성후고정	1794.266	0.544	0.336	1.676	-13.043
			풍하중	8.964	0.003	0.002	0.008	-0.065
			활하중	4904.585	1.488	0.919	4.581	-35.652
			소 계		2.035	1.257	60.083	-106.894
	S2	G1 (56i)	합성전고정	5385.944			46.729	-50.478
			합성후고정	1431.296	0.434	0.268	1.337	-10.404
			풍하중	-12.477	-0.004	-0.002	-0.012	0.091
			활하중	4598.271	1.395	0.861	4.295	-33.425
			소 계		1.826	1.127	52.350	-94.217
		G2 (57i)	합성전고정	5658.221			49.092	-53.030
			합성후고정	1629.352	0.494	0.305	1.522	-11.844
			풍하중	-2.970	-0.001	-0.001	-0.003	0.022
			활하중	5108.361	1.550	0.957	4.772	-37.133
			소 계		2.044	1.262	55.382	-101.986
	S3	G1 (96J)	합성전고정	5349.133			46.410	-50.133
			합성후고정	1423.103	0.432	0.267	1.329	-10.345
			풍하중	3.328	0.001	0.001	0.003	-0.024
			활하중	4662.324	1.415	0.873	4.355	-33.891
			소 계		1.848	1.141	52.097	-94.393
		G2 (97J)	합성전고정	5621.096			48.769	-52.682
			합성후고정	1620.732	0.492	0.304	1.514	-11.781
			풍하중	13.463	0.004	0.003	0.013	-0.098
			활하중	5174.618	1.570	0.969	4.834	-37.615
			소 계		2.066	1.275	55.130	-102.176

【표 5-23】 금성교(춘천) 정모멘트부 단면력 및 휨응력(계속)

구 분				휨모멘트 (KN·m)	휨응력(MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
정 모 멘 트 부	S4	G1 (130i)	합성전고정	5306.247			46.038	-49.731
			합성후고정	1412.126	0.428	0.265	1.319	-10.265
			풍하중	-17.492	-0.005	-0.003	-0.016	0.127
			활하중	4531.458	1.375	0.849	4.233	-32.940
			소 계		1.798	1.110	51.573	-92.809
		G2 (248i)	합성전고정	5577.367			49.092	-52.272
			합성후고정	1609.635	0.488	0.302	1.504	-11.701
			풍하중	-8.021	-0.002	-0.002	-0.007	0.058
			활하중	5041.655	1.530	0.944	4.709	-36.648
			소 계		2.016	1.244	55.297	-100.563
	S5	G1 (170j)	합성전고정	5767.166			50.037	-54.051
			합성후고정	1532.018	0.465	0.287	1.431	-11.136
			풍하중	-1.546	0.000	0.000	-0.001	0.011
			활하중	4602.489	1.397	0.862	4.299	-33.456
			소 계		1.861	1.149	55.766	-98.632
		G2 (290j)	합성전고정	6044.694			52.445	-56.652
			합성후고정	1731.496	0.525	0.324	1.617	-12.586
			풍하중	8.694	0.003	0.002	0.008	-0.063
			활하중	5115.186	1.552	0.958	4.778	-37.183
			소 계		2.080	1.284	58.848	-106.485
		S6	합성전고정	3916.071			33.976	-36.702
			합성후고정	1048.109	0.318	0.196	0.979	-7.619
			풍하중	-8.952	-0.003	-0.002	-0.008	0.065
			활하중	4329.354	1.314	0.811	4.044	-31.471
			소 계		1.629	1.006	38.991	-75.727
		G2 (312i)	합성전고정	4166.633			36.150	-39.051
			합성후고정	1239.449	0.376	0.232	1.158	-9.010
			풍하중	2.032	0.001	0.000	0.002	-0.015
			활하중	4787.835	1.453	0.897	4.472	-34.803
			소 계		1.830	1.129	41.782	-82.878
	S7	G1 (236j)	합성전고정	11088.918			73.767	-71.136
			합성후고정	2879.338	0.774	0.522	2.869	-15.024
			풍하중	-9.278	-0.002	-0.002	-0.009	0.048
			활하중	6080.474	1.634	1.102	6.058	-31.727
			소 계		2.405	1.622	82.685	-117.839
		G2 (334j)	합성전고정	11540.592			76.772	-74.034
			합성후고정	3171.363	0.852	0.575	3.160	-16.548
			풍하중	13.213	0.004	0.002	0.013	-0.069
			활하중	6684.383	1.796	1.211	6.660	-34.878
			소 계		2.652	1.788	86.604	-125.529

【표 5-24】 금성교(춘천) 부모멘부 단면력 및 휨응력

구 분				휨모멘트 (KN·m)	휨응력 (MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
부 모 멘 트 부	P1	G1 (21j)	합성전고정	-13210.044			-88.928	77.464
			합성후고정	-3452.898	-26.320	-23.727	-21.344	19.857
			풍하중	55.119	0.420	0.379	0.341	-0.317
			활하중	-5535.232	-42.193	-38.036	-34.217	31.832
			소 계		-68.094	-61.384	-144.149	128.836
		G2 (70j)	합성전고정	-14008.962			-94.306	82.149
			합성후고정	-4065.161	-30.988	-27.934	-25.129	23.378
			풍하중	-78.695	-0.600	-0.541	-0.486	0.453
			활하중	-6527.568	-49.758	-44.855	-40.351	37.539
			소 계		-81.345	-73.330	-160.273	143.518
	P2	G1 (64i)	합성전고정	-13187.788			-87.546	76.295
			합성후고정	-3437.293	-25.864	-23.316	-20.975	19.509
			풍하중	73.049	0.550	0.496	0.446	-0.415
			활하중	-5946.313	-44.743	-40.335	-36.285	33.749
			소 계		-70.058	-63.156	-144.360	129.138
		G2 (127i)	합성전고정	-13998.484			-92.927	80.985
			합성후고정	-4065.367	-30.590	-27.576	-24.807	23.074
			풍하중	-41.354	-0.311	-0.281	-0.252	0.235
			활하중	-7015.306	-52.787	-47.586	-42.808	39.816
			소 계		-83.688	-75.443	-160.796	144.110
	P3	G1 (108j)	합성전고정	-13256.810			-88.004	76.694
			합성후고정	-3458.336	-26.022	-23.459	-21.103	19.628
			풍하중	96.050	0.723	0.652	0.586	-0.545
			활하중	-6119.441	-46.046	-41.510	-37.342	34.732
			소 계		-71.346	-64.317	-145.863	130.509
		G2 (193j)	합성전고정	-14070.554			-93.406	81.402
			합성후고정	-4089.375	-30.771	-27.739	-24.954	23.210
			풍하중	-8.865	-0.067	-0.060	-0.054	0.050
			활하중	-7191.079	-54.110	-48.779	-43.881	40.814
			소 계		-84.947	-76.578	-162.295	145.476

【표 5-24】 금성교(춘천) 부모멘트부 단면력 및 휨응력(계속)

구 분				휨모멘트 (KN·m)	휨응력(MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
부 모 멘 트 부	P4	G1 (151i)	합성전고정	-13726.842			-91.124	79.413
			합성후고정	-3579.307	-26.933	-24.279	-21.841	20.315
			풍하중	66.855	0.503	0.453	0.408	-0.379
			활하중	-6540.537	-49.215	-44.366	-39.911	37.122
			소 계		-75.644	-68.192	-152.469	136.471
		G2 (266i)	합성전고정	-14542.726			-96.540	84.134
			합성후고정	-4209.413	-31.674	-28.553	-25.686	23.891
			풍하중	-56.742	-0.427	-0.385	-0.346	0.322
			활하중	-7634.065	-57.443	-51.784	-46.584	43.328
			소 계		-89.544	-80.722	-169.157	151.675
	P5	G1 (190i)	합성전고정	-11928.933			-79.189	69.012
			합성후고정	-3115.636	-23.444	-21.134	-19.012	17.683
			풍하중	55.853	0.420	0.379	0.341	-0.317
			활하중	-5939.689	-44.694	-40.290	-36.245	33.712
			소 계		-67.717	-61.046	-134.105	120.090
		G2 (303i)	합성전고정	-12712.779			-84.392	73.547
			합성후고정	-3732.517	-28.086	-25.319	-22.776	21.184
			풍하중	-68.580	-0.516	-0.465	-0.418	0.389
			활하중	-6991.717	-52.610	-47.426	-42.664	39.683
			소 계		-81.211	-73.210	-150.252	134.803
	P6	G1 (222i)	합성전고정	-17631.585			-95.351	84.761
			합성후고정	-4532.967	-28.085	-25.307	-22.859	21.480
			풍하중	83.613	0.518	0.467	0.422	-0.396
			활하중	-6754.471	-41.849	-37.710	-34.062	32.006
			소 계		-69.416	-62.550	-151.851	137.850
		G2 (323i)	합성전고정	-18622.791			-100.711	89.526
			합성후고정	-5277.069	-32.695	-29.462	-26.612	25.006
			풍하중	-74.380	-0.461	-0.415	-0.375	0.352
			활하중	-7954.696	-49.285	-44.411	-40.115	37.694
			소 계		-82.441	-74.287	-167.813	152.577

【표 5-25】 금성교(춘천) 부재별 전단응력

구 분			전단응력 검토(MPa)		
			전단력	비틀림력	전단응력
S1 정모멘트부	G1	합성전고정	180.650	8.177	3.681
		합성후고정	49.002	3.789	1.011
		풍하중	0.264	4.102	0.039
		활하중	287.405	291.367	8.138
		소 계	517.321	307.435	12.869
	G2	합성전고정	188.467	12.625	3.874
		합성후고정	54.372	4.526	1.125
		풍하중	1.013	-3.466	0.049
		활하중	325.018	-307.650	9.024
		소 계	568.870	-293.965	14.071
S2 정모멘트부	G1	합성전고정	-9.773	-14.858	0.318
		합성후고정	-2.989	-11.156	0.151
		풍하중	0.790	0.191	0.017
		활하중	-294.329	377.621	8.984
		소 계	-306.301	351.798	9.471
	G2	합성전고정	-3.131	-14.941	0.186
		합성후고정	2.742	-11.414	0.148
		풍하중	1.123	-0.096	0.023
		활하중	-335.569	-351.931	9.598
		소 계	-334.835	-378.382	9.956
S3 정모멘트부	G1	합성전고정	-8.163	-15.205	0.289
		합성후고정	-2.304	-11.364	0.139
		풍하중	-0.630	-0.489	0.017
		활하중	-299.290	378.046	9.087
		소 계	-310.387	350.988	9.531
	G2	합성전고정	-1.667	-15.233	0.159
		합성후고정	3.289	-11.592	0.161
		풍하중	-0.468	-0.855	0.016
		활하중	-341.160	-352.555	9.715
		소 계	-340.006	-380.235	10.051
S4 정모멘트부	G1	합성전고정	20.283	15.607	0.535
		합성후고정	5.575	11.642	0.207
		풍하중	-0.795	-0.351	0.019
		활하중	314.598	-379.902	9.408
		소 계	339.661	-353.004	10.168
	G2	합성전고정	13.914	15.590	0.407
		합성후고정	0.061	11.808	0.098
		풍하중	-1.164	0.182	0.025
		활하중	356.509	355.090	10.043
		소 계	369.320	382.670	10.573
S5 정모멘트부	G1	합성전고정	-45.971	-18.096	1.069
		합성후고정	-12.243	-12.455	0.347
		풍하중	-0.092	-0.162	0.003
		활하중	-318.446	379.332	9.480
		소 계	-376.752	348.619	10.899
	G2	합성전고정	-40.735	-18.237	0.965
		합성후고정	-7.070	-12.679	0.245
		풍하중	0.158	-0.735	0.009
		활하중	-360.825	-355.813	10.135
		소 계	-408.472	-387.464	11.355

【표 5-25】 금성교(춘천) 부재별 전단응력(계속)

구 분			전단응력 검토(MPa)		
			전단력	비틀림력	전단응력
S6 정모멘트부	G1	합성전고정	-36.145	-6.483	0.776
		합성후고정	-11.248	-7.504	0.287
		풍하중	-0.192	0.346	0.007
		활하중	-322.908	-347.518	9.309
		소 계	-370.493	-361.159	10.378
	G2	합성전고정	-39.427	-5.871	0.837
		합성후고정	-14.131	-7.501	0.344
		풍하중	0.073	-0.882	0.009
		활하중	-361.240	-357.825	10.160
		소 계	-414.725	-372.079	11.350
S7 정모멘트부	G1	합성전고정	-201.505	-15.953	4.162
		합성후고정	-53.089	-6.443	1.114
		풍하중	0.650	-2.510	0.034
		활하중	-309.906	-336.023	8.947
		소 계	-563.850	-360.929	14.257
	G2	합성전고정	-211.155	-17.036	4.364
		합성후고정	-58.975	-6.427	1.232
		풍하중	-0.479	1.529	0.022
		활하중	-350.508	365.713	10.006
		소 계	-621.117	343.779	15.624
P1 지점부	G1	합성전고정	1529.078	25.211	25.657
		합성후고정	391.847	18.569	6.657
		풍하중	-10.873	-52.131	0.536
		활하중	724.593	714.731	16.940
		소 계	2634.645	706.380	49.790
	G2	합성전고정	1628.515	24.308	27.308
		합성후고정	472.828	19.462	8.013
		풍하중	12.053	-76.033	0.718
		활하중	847.745	614.870	18.313
		소 계	2961.141	582.607	54.352
P2 지점부	G1	합성전고정	-1494.941	-31.073	25.129
		합성후고정	-381.652	-22.697	6.515
		풍하중	10.492	50.876	0.521
		활하중	-768.578	-768.849	18.041
		소 계	-2634.679	-771.743	50.206
	G2	합성전고정	-1593.632	-30.612	26.770
		합성후고정	-463.214	-24.522	7.887
		풍하중	-11.478	75.887	0.708
		활하중	-897.014	-705.153	19.748
		소 계	-2965.338	-684.400	55.113
P3 지점부	G1	합성전고정	1497.660	30.473	25.170
		합성후고정	328.452	22.133	5.625
		풍하중	-11.189	-48.074	0.514
		활하중	778.708	767.120	18.198
		소 계	2593.631	771.652	49.506
	G2	합성전고정	1596.489	31.167	26.822
		합성후고정	464.196	24.829	7.906
		풍하중	9.956	-76.431	0.686
		활하중	907.972	673.932	19.718
		소 계	2978.613	653.497	55.132

【표 5-25】 금성교(춘천) 부재별 전단응력(계속)

구 분			전단응력 검토(MPa)		
			전단력	비틀림력	전단응력
P4 지점부	G1	합성전고정	-1533.750	-32.174	25.783
		합성후고정	-391.837	-23.008	6.687
		풍하중	11.188	50.477	0.530
		활하중	-788.530	-752.012	18.259
		소 계	-2702.929	-756.717	51.259
	G2	합성전고정	-1633.049	-32.976	27.443
		합성후고정	-473.659	-25.753	8.070
		풍하중	-10.989	78.963	0.720
		활하중	-919.929	-659.443	19.819
		소 계	-3037.626	-639.209	56.053
P5 지점부	G1	합성전고정	-1383.056	-16.460	23.164
		합성후고정	-352.826	-16.770	5.995
		풍하중	10.961	48.430	0.512
		활하중	-763.729	-762.119	17.914
		소 계	-2488.650	-746.919	47.585
	G2	합성전고정	-1481.006	-16.796	24.799
		합성후고정	-433.835	-19.387	7.362
		풍하중	-10.945	76.776	0.705
		활하중	-891.945	-668.477	19.414
		소 계	-2817.731	-627.884	52.280
P6 지점부	G1	합성전고정	-1908.790	-81.813	32.372
		합성후고정	-476.619	-47.172	8.264
		풍하중	14.057	62.725	0.660
		활하중	-827.519	-839.772	19.492
		소 계	-3198.871	-906.032	60.789
	G2	합성전고정	-2017.927	-85.436	34.216
		합성후고정	-565.624	-50.750	9.772
		풍하중	-13.746	91.955	0.853
		활하중	-962.984	-756.096	21.182
		소 계	-3560.281	-800.327	66.023

3) 허용응력 검토결과

허용응력에 대한 검토는 부재력이 가장 크게 발생하는 S7경간과 P4지점부에 대한 경간을 대표경간으로 검토를 수행하였으며, 분석한 결과 설계하중예선 Steel Box 하연에 최대 169.157MPa이 발생하는 것으로 검토 되었으며, 허용응력 228.0MPa로 안전성을 확보하는 것으로 검토되었다. 또한 S1~S7경간의 전부재가 설계하중 작용시 허용응력이내에 있는 것으로 검토었다.

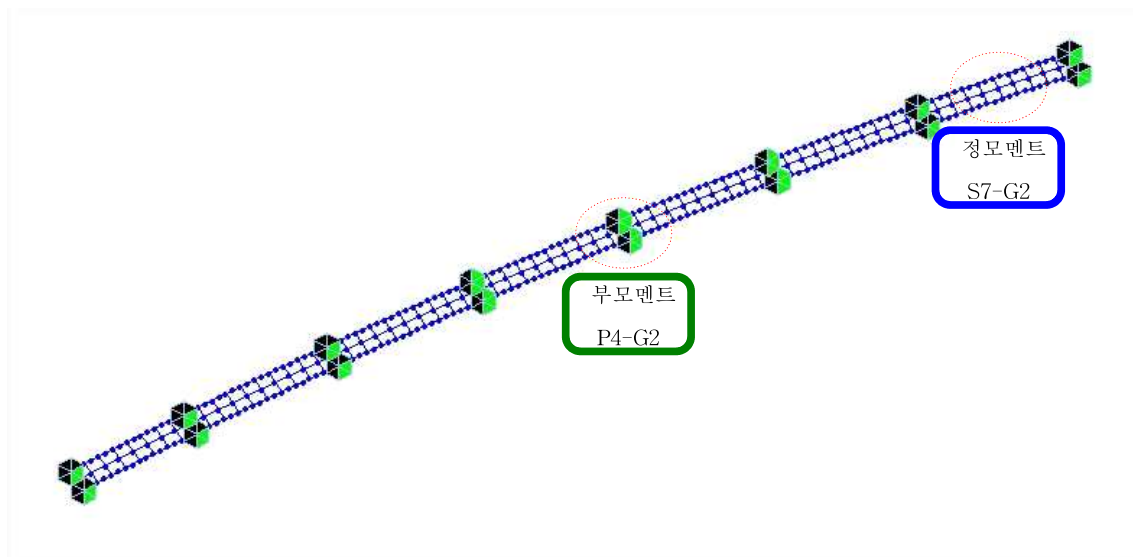
- 하중조합 : (1) 합성전 고정하중
 (2) 합성후 고정하중
 (3) 활하중
 (4) 풍하중
 (5) 크리프
 (6) 건조수축
 (7) 콘크리트와 강재보와의 온도차

【표 5-26】 금성교(춘천) S7경간 정모멘트부(최대 발생부) 허용응력 검토결과

하중 조합	RE-BAR				Steel					
	작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)		작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)		안전율	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	76.772	-74.034	225.100	190.000	2.932	2.566
1+2+3	2.648	1.786	160.000	160.000	86.591	-125.460	225.100	190.000	2.600	1.514
1+2+3+5	2.200	1.587	160.000	160.000	91.690	-124.258	258.865	190.000	2.823	1.529
1+2+3+5+6	0.766	0.065	160.000	160.000	115.583	-119.323	258.865	190.000	2.240	1.592
1+2+3+5+6+7	-21.839	-22.706	184.000	184.000	132.068	-114.628	292.630	218.500	2.216	1.906
1+2+3+5+6-7	23.371	22.836	184.000	184.000	99.097	-124.019	292.630	218.500	2.953	1.762
1+2+4	0.856	0.577	192.000	192.000	79.945	-90.651	270.120	228.000	3.379	2.515
1+2+3+0.5×4	2.650	1.787	200.000	200.000	86.598	-125.494	281.375	237.500	3.249	1.893
1+2+3+0.5×4+5	2.202	1.589	200.000	200.000	91.696	-124.292	281.375	237.500	3.069	1.911
1+2+3+0.5×4+5+6	0.768	0.066	200.000	200.000	115.589	-119.358	281.375	237.500	2.434	1.990
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-21.837	-22.705	216.000	216.000	132.075	-114.662	303.885	256.500	2.301	2.237
1+2+3+0.5×4+5+6-7	23.373	22.837	216.000	216.000	99.104	-124.054	303.885	256.500	3.066	2.068

【표 5-27】 금성교(춘천) P4지점부 부모멘트부(최대 발생부) 허용응력 검토결과

하중 조합	RE-BAR				Steel					
	작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)		작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)		안전율	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-96.540	84.134	190.000	186.100	1.968	2.212
1+2+3	-89.117	-80.337	160.000	160.000	-168.811	151.353	190.000	186.100	1.126	1.230
1+2+3+5	-97.375	-88.564	160.000	160.000	-177.009	143.657	190.000	186.100	1.073	1.295
1+2+3+5+6	-75.608	-66.891	160.000	160.000	-155.422	163.748	190.000	186.100	1.222	1.137
1+2+3+5+6+7	-72.236	-63.599	184.000	184.000	-127.005	190.875	218.500	214.015	1.720	1.121
1+2+3+5+6-7	-78.980	-70.182	184.000	184.000	-183.839	136.620	218.500	214.015	1.189	1.566
1+2+4	-32.101	-28.938	192.000	192.000	-122.573	108.347	228.000	223.320	1.860	2.061
1+2+3+0.5×4	-89.330	-80.530	200.000	200.000	-168.984	151.514	237.500	232.625	1.405	1.535
1+2+3+0.5×4+5	-97.589	-88.756	200.000	200.000	-177.182	143.818	237.500	232.625	1.340	1.617
1+2+3+0.5×4+5+6	-75.821	-67.083	200.000	200.000	-155.595	163.909	237.500	232.625	1.526	1.419
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-72.449	-63.792	216.000	216.000	-127.178	191.036	256.500	251.235	2.017	1.315
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-79.194	-70.374	216.000	216.000	-184.012	136.781	256.500	251.235	1.394	1.837



<최대 정, 부모멘트 발생지점>

4) 합성응력 검토결과

합성응력에 대한 검토는 휨모멘트 및 휨에 따르는 전단력만이 작용하는 단면에서 휨응력과 전단응력이 동시에 허용응력을 45% 초과하는 경우(도로교 설계기준 강교편 3.8.2.4)로 보고 있다.

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 \leq 1.2 \therefore O.K$$

【표 5-28】 금성교(춘천) S7경간 정모멘트부(최대 발생부) 합성응력 검토 결과

하 중 조 합	(f/fa)2		(v/va)2		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.116	0.152	0.020	0.020	0.136	0.172	O.K	O.K
1+2+3	0.148	0.436	0.020	0.020	0.168	0.456	O.K	O.K
1+2+3+5	0.125	0.428	0.020	0.020	0.146	0.448	O.K	O.K
1+2+3+5+6	0.199	0.394	0.020	0.020	0.219	0.415	O.K	O.K
1+2+3+5+6+7	0.204	0.275	0.020	0.020	0.224	0.295	O.K	O.K
1+2+3+5+6-7	0.115	0.322	0.020	0.020	0.135	0.342	O.K	O.K
1+2+4	0.088	0.158	0.002	0.002	0.089	0.160	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4	0.095	0.279	0.013	0.013	0.108	0.292	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5	0.106	0.274	0.013	0.013	0.119	0.287	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6	0.169	0.253	0.013	0.013	0.182	0.265	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.189	0.200	0.013	0.013	0.202	0.213	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.106	0.234	0.013	0.013	0.119	0.247	O.K	O.K

【표 5-29】 금성교(춘천) P4지점부 부모멘트부(최대 발생부) 합성응력 검토 결과

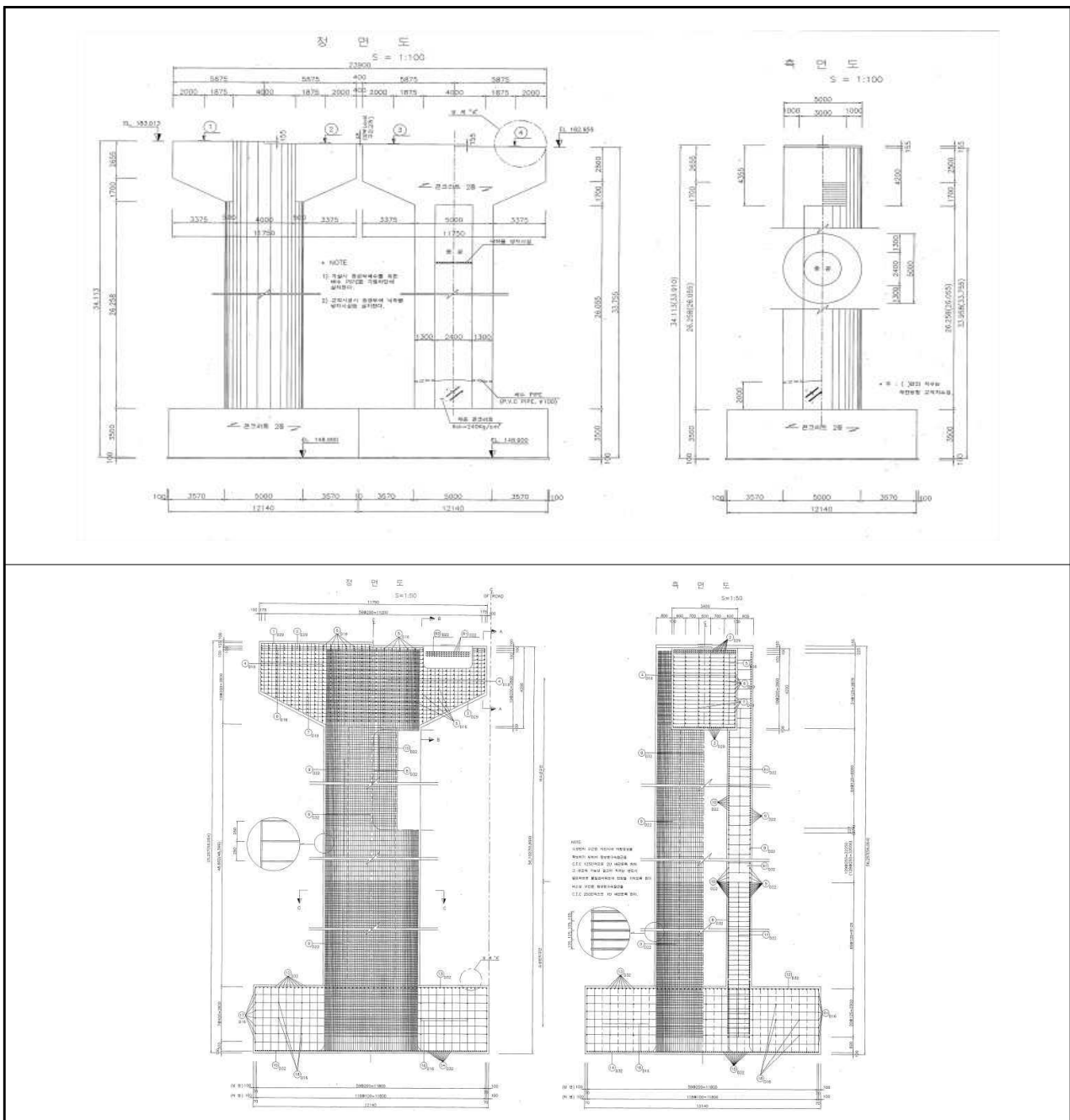
하 중 조 합	(f/fa)2		(v/va)2		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.258	0.204	0.253	0.253	0.511	0.457	O.K	O.K
1+2+3	0.789	0.661	0.253	0.253	1.042	0.914	O.K	O.K
1+2+3+5	0.868	0.596	0.253	0.253	1.121	0.849	O.K	O.K
1+2+3+5+6	0.669	0.774	0.253	0.253	0.922	1.027	O.K	O.K
1+2+3+5+6+7	0.338	0.795	0.253	0.253	0.591	1.048	O.K	O.K
1+2+3+5+6-7	0.708	0.408	0.253	0.253	0.961	0.661	O.K	O.K
1+2+4	0.289	0.235	0.075	0.075	0.364	0.311	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4	0.506	0.424	0.164	0.164	0.670	0.588	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5	0.557	0.382	0.164	0.164	0.721	0.546	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6	0.429	0.496	0.164	0.164	0.593	0.661	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.246	0.578	0.164	0.164	0.410	0.742	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.515	0.296	0.164	0.164	0.679	0.460	O.K	O.K

5.3 하부구조 안전성평가 검토

5.3.1 부산방향

가. 개 요

금성교(부산)의 하부 구조형식은 T형 RC교각으로 전체구간이 동일한 형식으로 구성되어진 상태이다. 교각은 전체 총16기, 교대는 A1,A2측에 2기로 구성되어진다. 교각대한 현황도는 다음과 같다.



【그림 5-28】 금성교(부산) 교각 일반도 및 배근도

나. 구조해석 검토

하부구조의 검토는 Steel Box구간의 교각 1기(P6)에 대한 검토를 수행하였으며, 구조검토에 사용된 하중은 상부구조해석에서 도출된 반력값으로 하부구조의 안전성 검토를 수행하였다. 금성교에 대한 상부구조해석 결과 고정하중 및 활하중 작용시 최대 반력이 발생하는 개소는 P6이며 본 개소에 대해 하부구조에 대한 안전성 검토를 수행하였다.

- 1) 교각 자중 : 프로그램 자동재하
- 2) 하부구조에 작용하는 풍하중
 - ① 활하중 재하 시 : 1.5kN/m
 - ② 활하중 비재하 시 : 3.0kN/m
- 3) 상부반력 산정 (상부구조해석에서 도출)

【표 5-30】 P6에 작용하는 상부반력 (단위: kN)

구분		Sh1	Sh2
수직	고정하중	3,793.1	3,540.3
	활 하 중	1,705.5	1,388.4
교각하중		59.0	692.2

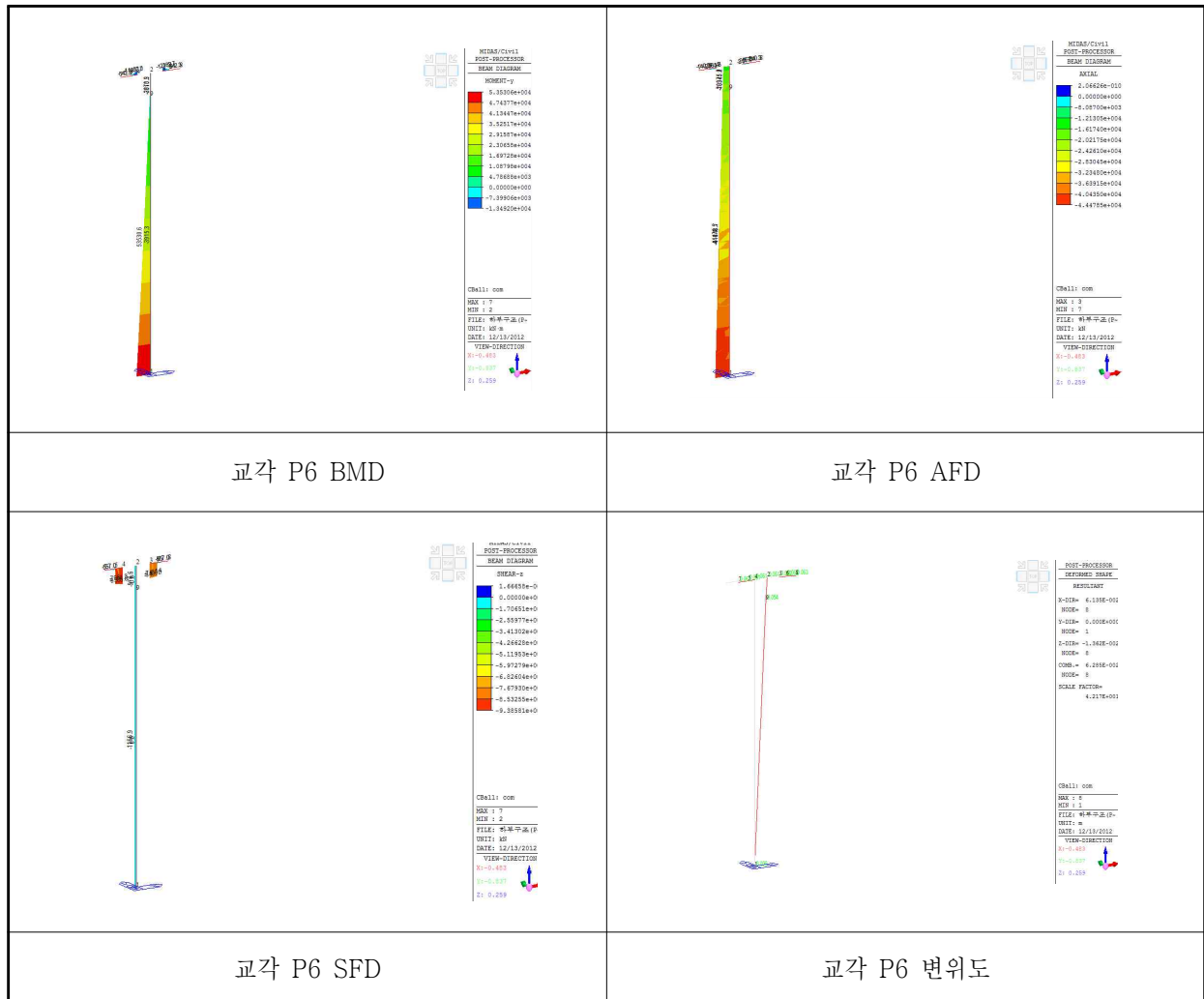
- 4) 하중조합
 - ① 하중조합 1 : 1.3D+2.15L
 - ② 하중조합 2 : 1.3D+1.3D+1.3W
- 5) 해석 Modeling (Frame-Element)



【그림 5-29】 금성교(부산) P6 구조해석 모델링

① 해석결과

하부구조 교각검토는 코핑부의 경우 휨지배 영역으로 휨검토를 수행하였으며, 기둥부의 경우, 축력과 휨을 고려한 축력검토를 수행하였다.

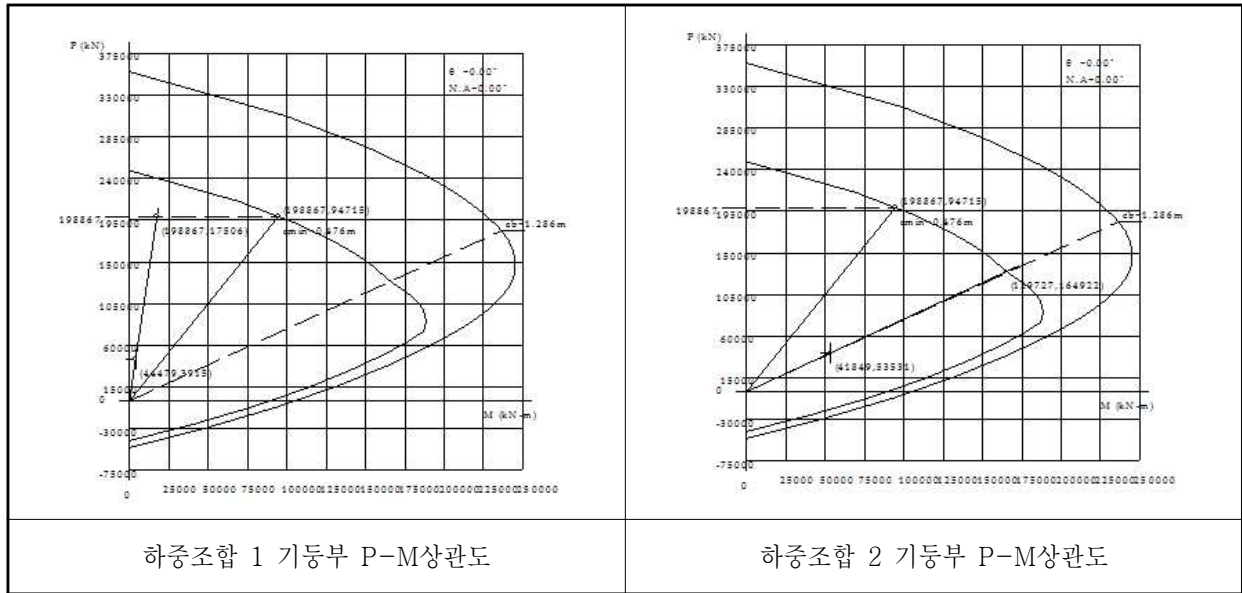


【그림 5-30】 금성교(부산) P6 발생 부재력

【표 5-31】 P6 설계하중에 의한 발생 부재력

구분		모멘트 (kN · m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	비고
기둥부	하중조합 1	3,915.3	44,478.5	—	
	하중조합 2	53,530.6	41,848.7	—	
코핑부(중앙부)		13,492.0	—	9,385.8	

6) 기둥부 검토 결과



【표 5-32】 기둥부 단면력 검토 결과(P6)

구분	useAs (mm ²)	Pu (kN)	Pn (kN)	S.F	Mu (kN.m)	Mn (kN.m)	S.F	판정
M max	167576.2	44478.500	198867.16	4.471	3915.300	17505.640	4.471	OK
P Max	167576.2	41848.700	129726.96	3.100	53530.600	164921.82	3.081	OK

【표 5-33】 코핑부 단면력 검토 결과(P6)

설계기준강도 (MPa)	fck= 24.00	부재폭(mm)	bw= 3,000.00
항복강도 (MPa)	fy= 300.00	부재높이(mm)	h= 4,200.00
계수 모멘트 (kN · m)	Mu= 13,876.3	유효높이(mm)	d= 4,050.00
휨강도 감소계수	ϕf = 0.85	사용휨철근량 (mm ²)	As= 38,544.00

■ 코핑부 휨검토 결과

공칭강도시 등가응력깊이 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 188.92 \text{ mm}$

$\phi M_n = \phi f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 12,976.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$= 388,77.92 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 13,492.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \dots \text{SF} = 2.88 \therefore \text{OK}$

■ 코핑부 전단검토 결과

－ 사용철근량 : D19-4 leg ($A_s=1,146.00\text{mm}^2$)

- 콘크리트가 부담하는 전단력 $\psi V_c = \psi 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 7,936.35 \text{ kN}$
- 전단철근이 부담하는 전단력 $\psi V_s = (\psi A_w \times f_y \times d) / 2 = 1,856.52 \text{ kN}$
- 설계전단강도 $\psi V_n = \psi (V_c + V_s) = 9,792.87 \text{ kN} > V_u = 9,385.8$

다. 교대 측방유동 검토

측방유동은 말뚝에 측방변위를 작용시켜 말뚝 및 말뚝과 연결된 교대를 횡방향으로 이동시켜 다음과 같은 구조물 자체의 기능적 손상을 발생시킨다.

금회 진단에서는 본 교량 교대에 측방유동의 증후는 없으나 향후 손상원인 분석중 측방유동에 대한 해석이 필요할 경우 활용토록 조치한 내용이다.

- SHOE 및 SHOE PLATE의 파손
- 신축이음부의 기능저하
- Main Girder와 교대 홍벽의 폐합
- 교대 기초의 파손
- 인접구조물, 지하매설물 등에 미치는 피해 등

이러한 교대 측방유동에 의한 피해를 방지하고자 본 교량 A1측의 교대와 기초의 측방유동에 대한 검토를 실시하였다.

금성교(부산) A1측은 고성토사면에 시공된 교대로서 교대 주변에 대한 외관조사 결과 측방유동의 증후는 없는 상태이며, 교대 수직도 및 압성토 주변의 손상도 없는 상태인 것으로 조사되었다. 또한 측방유동에 대한 정확한 검증을 위해서는 시설물에 대한 장기계측이 이루어질 경우 명확히 규명 될 수 있을 것으로 판단된다.

이에 유한요소법에 의한 해석적 접근을 통해 금성교가 시공당시 고성토층 위에 교대 구체가 시공되고 말뚝기초로 구조물을 충분히 지지할 수 있는 지반까지 근입하여 시공되었음을 고려하여 측방유동의 가능성을 검토하고자 하였다.

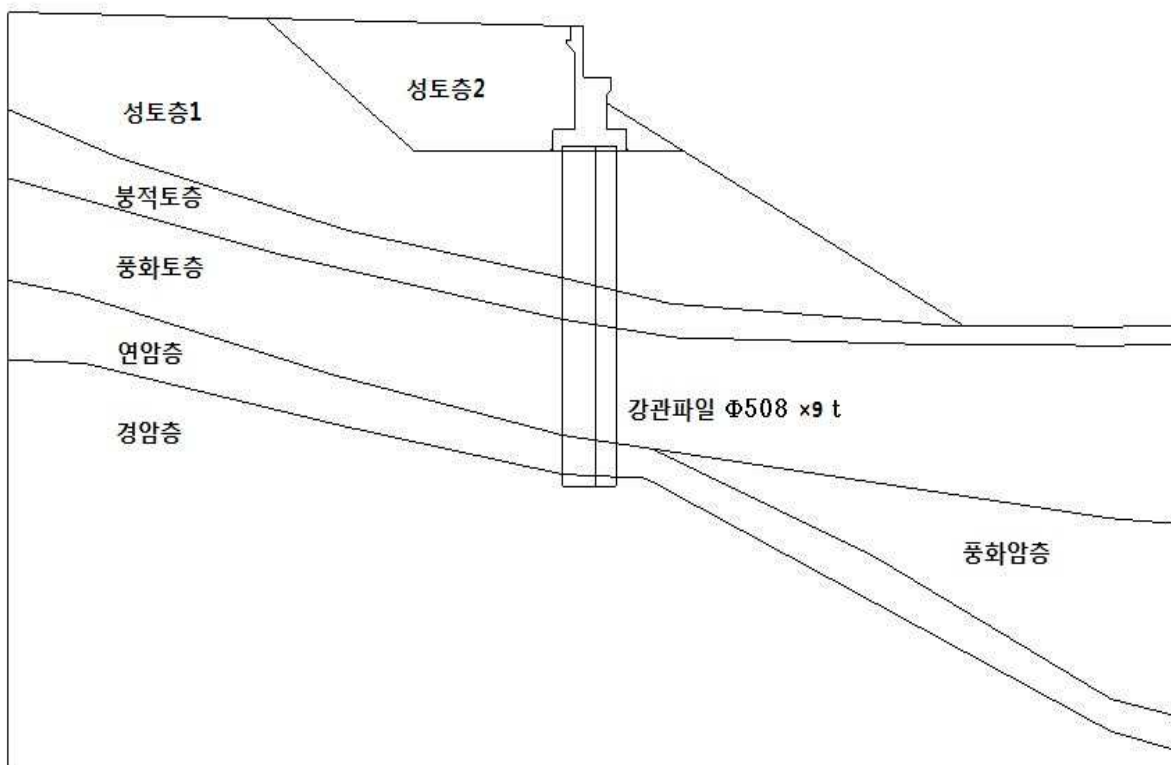
1) 해석 모델링

① 해석방법

- 시공단계(단계별 정적비선형)해석을 통한 말뚝과 교대의 수평변위 검토
- 시공단계 : 원지반 → 1차 성토 → 교대 및 강관파일 설치 → 2차 성토

- 해석프로그램 : Midas GTS 4.2.0
- 적용 Model : 탄소성 모델(Mohr-Coulomb 파괴기준)
- 상부수직하중 : 사하중(3027.1kN)+활하중(1407.4kN)
→ 단위하중으로 환산하여 적용 : 364.98 kN/m
- 상부수평하중 : 사하중(2.0kN)+활하중(2.4kN)
→ 단위하중으로 환산하여 적용 : 0.36 kN/m

② 해석단면 지반구성



< 해석단면 지반구성 >

③ 해석에 적용된 물성치

금성교(부산) 교대(A1)의 측방유동해석에 적용된 각 지층의 물성치는 설계도면의 지질주상도 및 여러 참고문헌에 제시된 일반적인 값 및 경험식, 타 노선의 설계자료 등을 종합적으로 분석하여 적용 물성치를 선정하였다.

본 교량구간에서는 붕적층은 교량 전구간에 걸쳐 0.7~5.4m까지 분포하고 있으며 구성물질은 실트질 점토, 점토질 실트, 실트질 모래, 모래섞인 자갈 등 다양하게 구성되어 있다. 풍화토층은 0.7~7.3m의 층후로 분포하고 있으며 모래섞인 점토질 실트, 실트질섞인 점토 및

실트질 모래로 구성되어 있고 상대밀도는 N치가 9/30~50/6(회/cm)이상의 보통조밀~매우 조밀한 값을 가지는 양질의 상태이나 안전측 해석을 고려하여 지반정수를 선정하였다.

성토층은 중앙선내 근접 공구에서의 성토구간에 사용된 물성치를 바탕으로 선정하였고, 그 중 점착력은 석사학위논문 ‘고성토사면에 시공된 교대의 측방유동에 관한 연구’ (금오공과 대학 토목공학과 박민철, 2012년)에서 적용한 점착력 정수를 사용하였으며, 연암 및 경암층의 암반물성치는 같은 지질구간인 제천터널 안전성 평가시 사용된 지반정수를 적용하였다.

< 해석에 적용된 지반 물성치 >

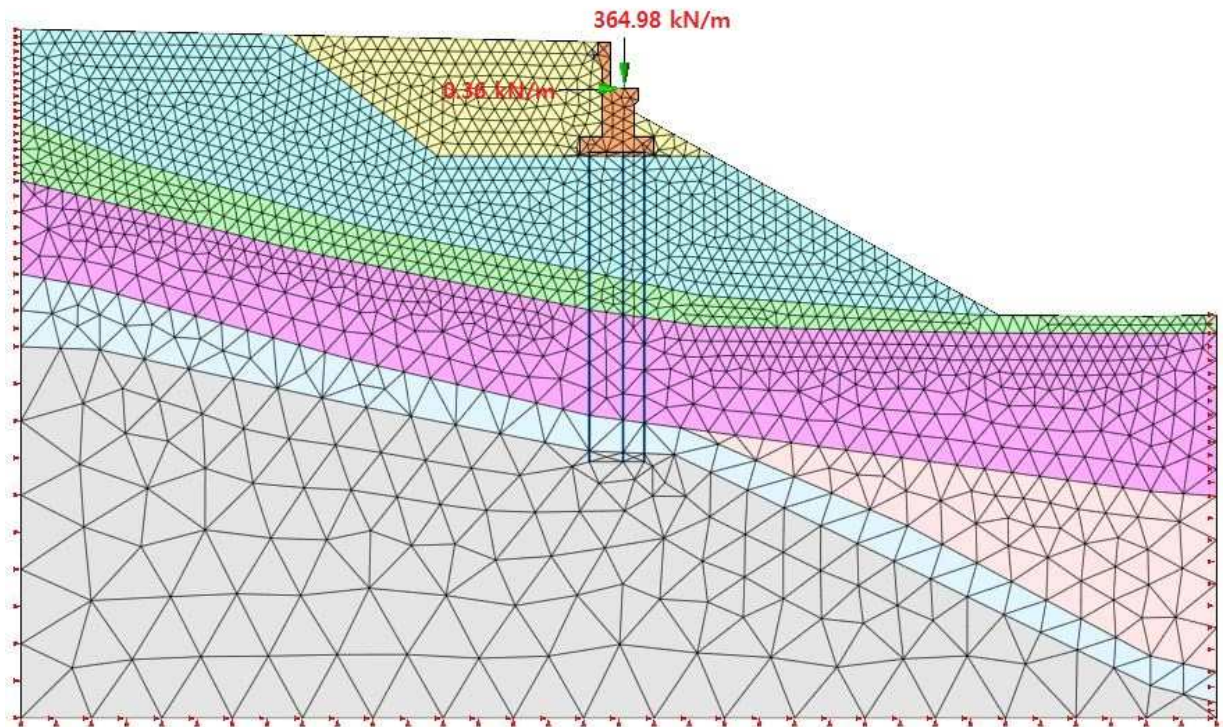
구 분	단위중량 (t/m ³)	내부마찰각 (°)	점착력 (t/m ²)	탄성계수 (t/m ²)	포아송비
성토층(1~2)	2.0	25	5	4000	0.30
붕적토층	2.2	30	0	3000	0.35
풍화토층	1.9	33	0	10000	0.30
풍화암층	2.3	35	30	150000	0.35
연암층	2.5	40	40	200000	0.35
경암층	2.7	48	160	700000	0.21

< 구조재질 물성치 >

구 분	모델종류	단위중량 (t/m ³)	내부마찰각 (°)	점착력 (t/m ²)	탄성계수 (t/m ²)	포아송비
교 대	탄성(평면)	2.5	36	300	2,320,000	0.19
강관말뚝	탄성(보)	7.8	—	—	21,000,000	0.3

④ 해석모델링

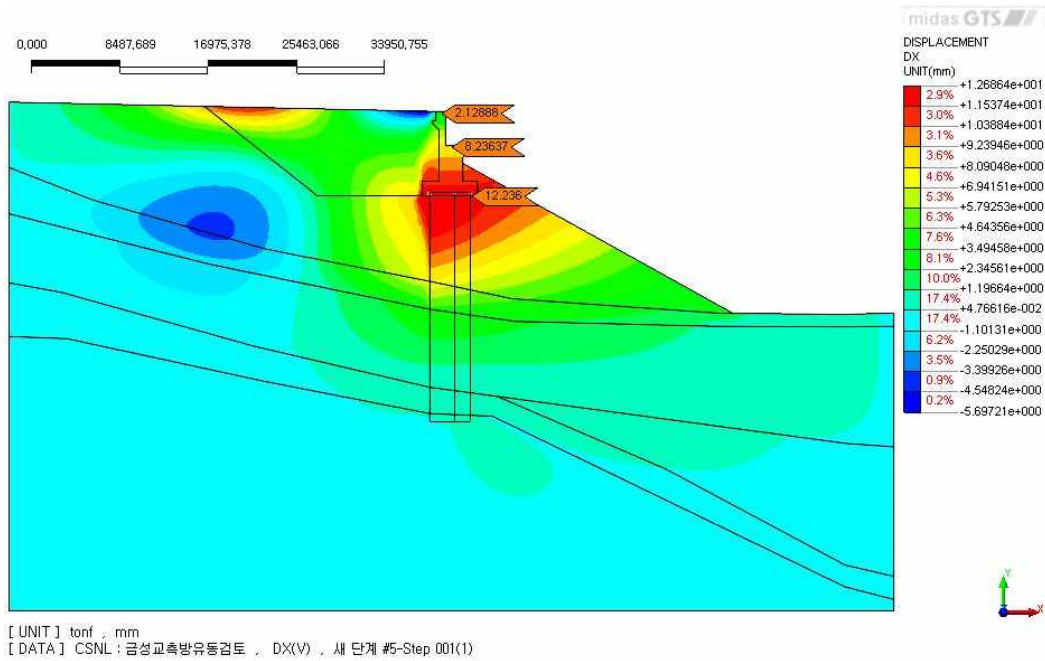
- 지반구성모델 : Mohr-Coulomb Model 적용
- 교대 및 강관말뚝 : Elastic Model 적용
- 경계조건 : 좌·우측 - 수평방향 구속
하부 - 수평방향 및 수직방향 구속



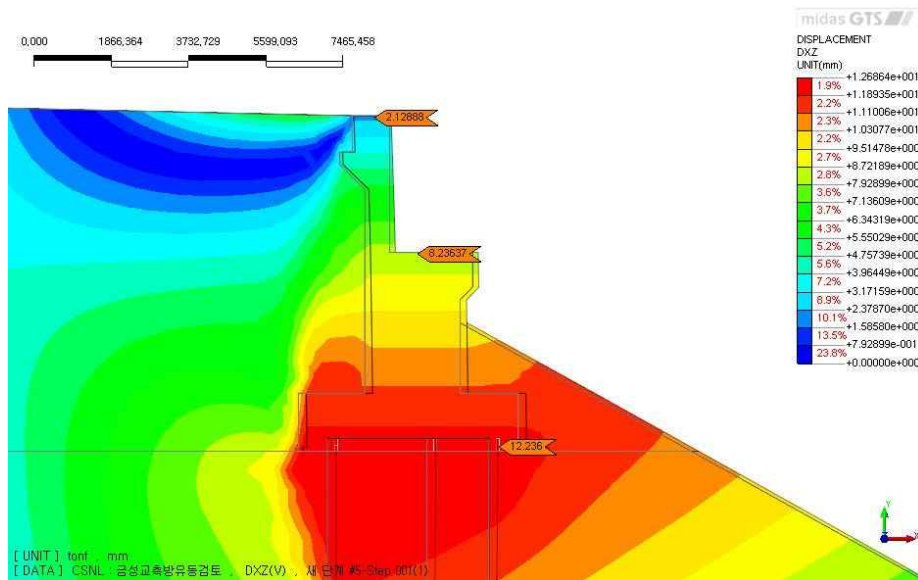
< 측방유동 해석단면 모델링 >

2) 해석결과

금성교(부산) 교대(A1)의 시공단계에 의한 해석모델의 측방유동 검토 결과 교대 홍벽상단에서 전면방향으로 $\delta = 2.13\text{mm}$ 의 횡변위가 발생되었음을 알 수 있었다. 그리고 강관파일상단부(기초 접촉부)에서 전면방향으로 $\delta = 12.24\text{mm}$, 교대 교좌측에 $\delta = 8.24\text{mm}$ 의 횡변위가 발생하는 것으로 분석되었으나, 이는 말뚝의 허용변위량($\delta = 15\text{mm}$) 이내로 평가되어 측방유동에 의한 교대의 안전성에는 문제가 없는 상태로 판단된다.



< 유한요소법에 의한 교대 A1측 횡방향 변위도 >

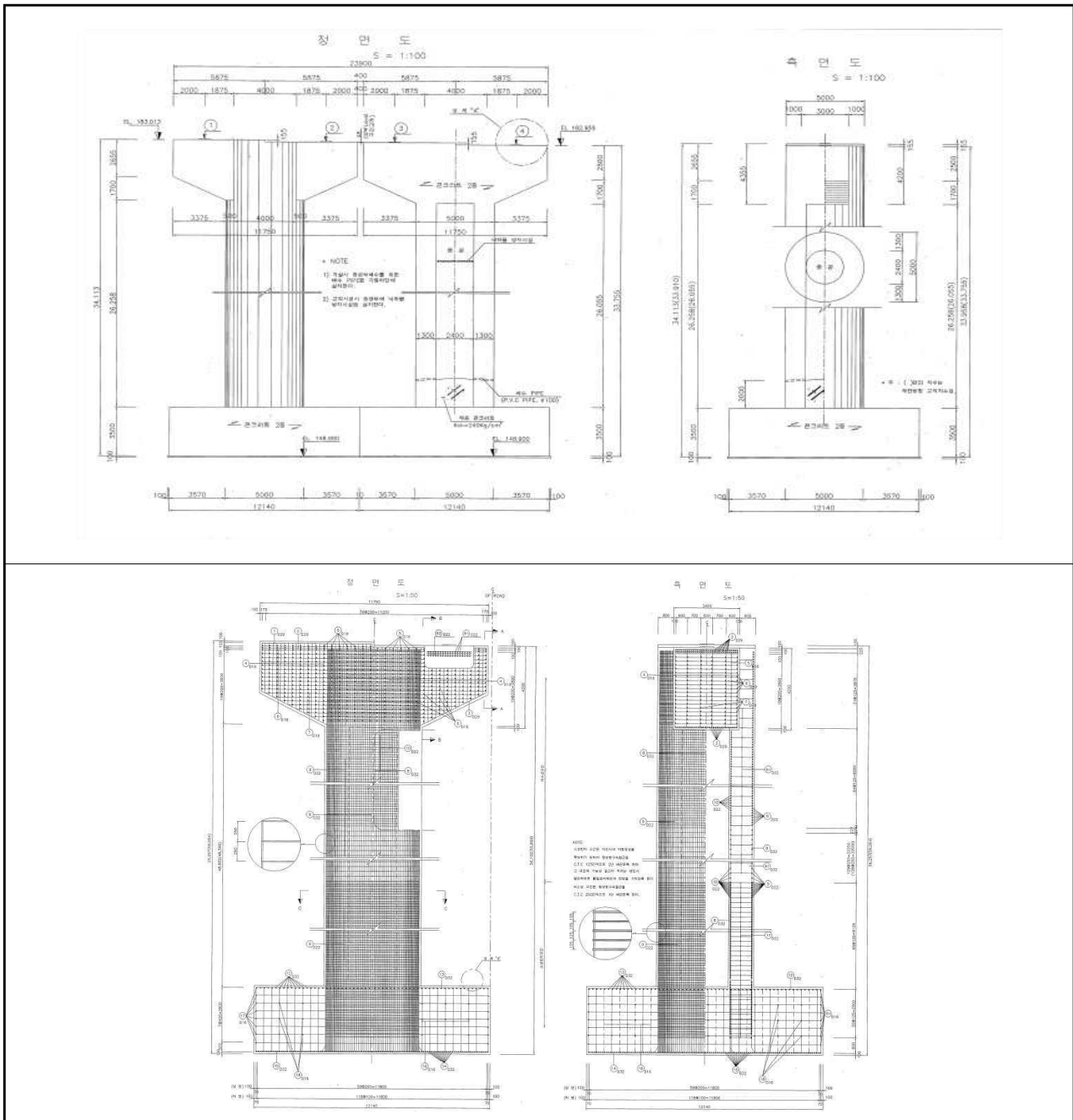


< 유한요소법에 의한 교대 A1측 횡방향 상대변위 형상 >

5.3.2 춘천방향

가. 개 요

금성교(춘천)의 하부 구조형식은 T형 RC교각으로 전체구간이 동일한 형식으로 구성되어진 상태이다. 교각은 전체 총16기, 교대는 A1,A2측에 2기로 구성되어진다. 교각대한 현황도는 다음과 같다.



【그림 5-31】 금성교(춘천) 교각 일반도 및 배근도

나. 구조해석 검토

하부구조의 검토는 Steel Box구간의 교각 1기(P6)에 대한 검토를 수행하였으며, 구조검토에 사용된 하중은 상부구조해석에서 도출된 반력값으로 하부구조의 안전성 검토를 수행하였다. 금성교에 대한 상부구조해석 결과 고정하중 및 활하중 작용시 최대 반력이 발생하는 개소는 P6이며 본 개소에 대해 하부구조에 대한 안전성 검토를 수행하였다.

- 1) 교각 자중 : 프로그램 자동재하
- 2) 하부구조에 작용하는 풍하중
 - ① 활하중 재하 시 : 1.5kN/m
 - ② 활하중 비재하 시 : 3.0kN/m
- 3) 상부반력 산정 (상부구조해석에서 도출)

【표 5-34】 P6에 작용하는 상부반력 (단위: kN)

구분		Sh1	Sh2
수직	고정하중	3,793.1	3,540.3
	활 하 중	1,705.5	1,388.4
교각하중		59.0	692.2

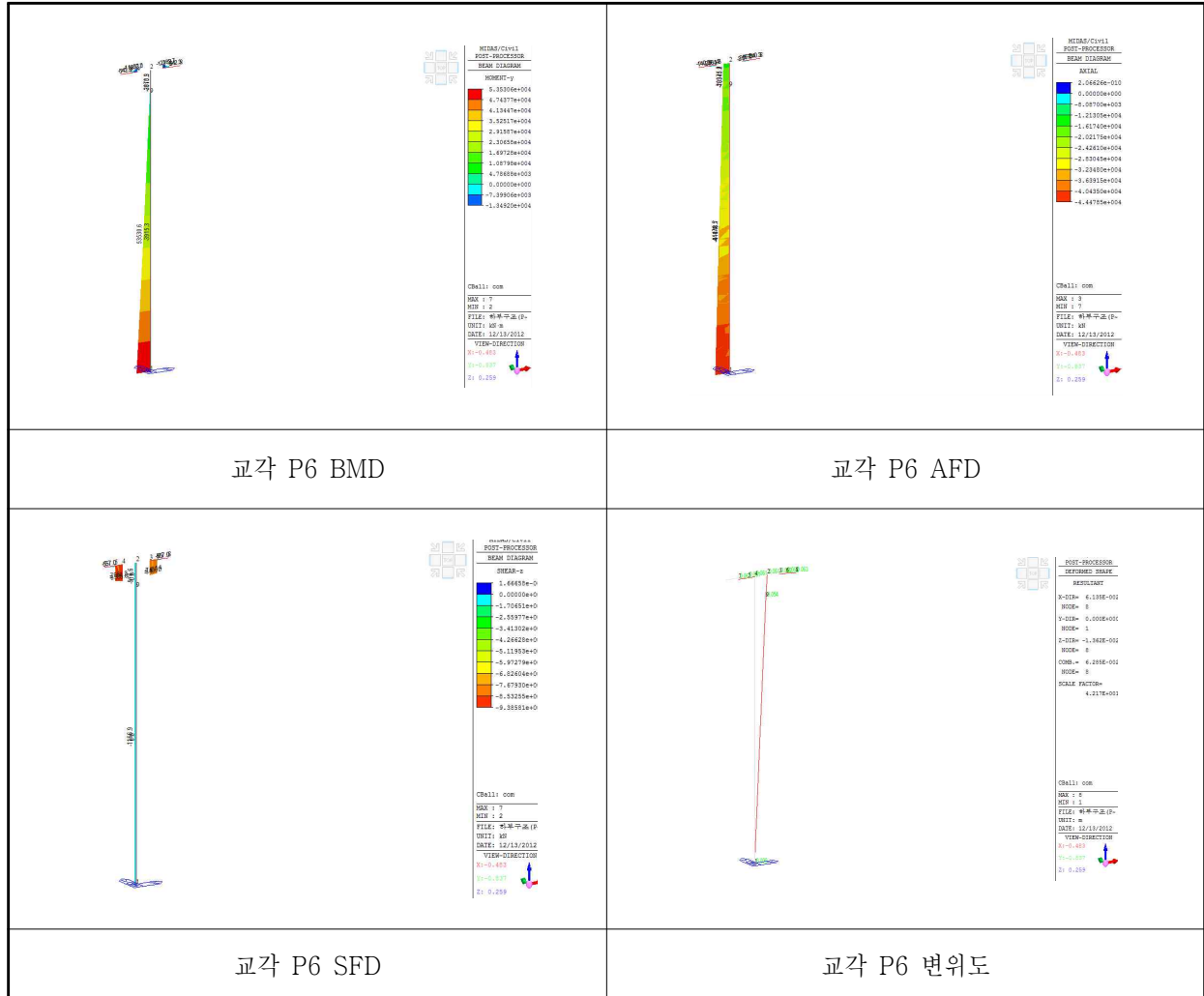
- 4) 하중조합
 - ① 하중조합 1 : 1.3D+2.15L
 - ② 하중조합 2 : 1.3D+1.3D+1.3W
- 5) 해석 Modeling (Frame-Element)



【그림 5-32】 금성교(춘천) P6 구조해석 모델링

① 해석결과

하부구조 교각검토는 코핑부의 경우 휨지배 영역으로 휨검토를 수행하였으며, 기둥부의 경우, 축력과 휨을 고려한 축력검토를 수행하였다.

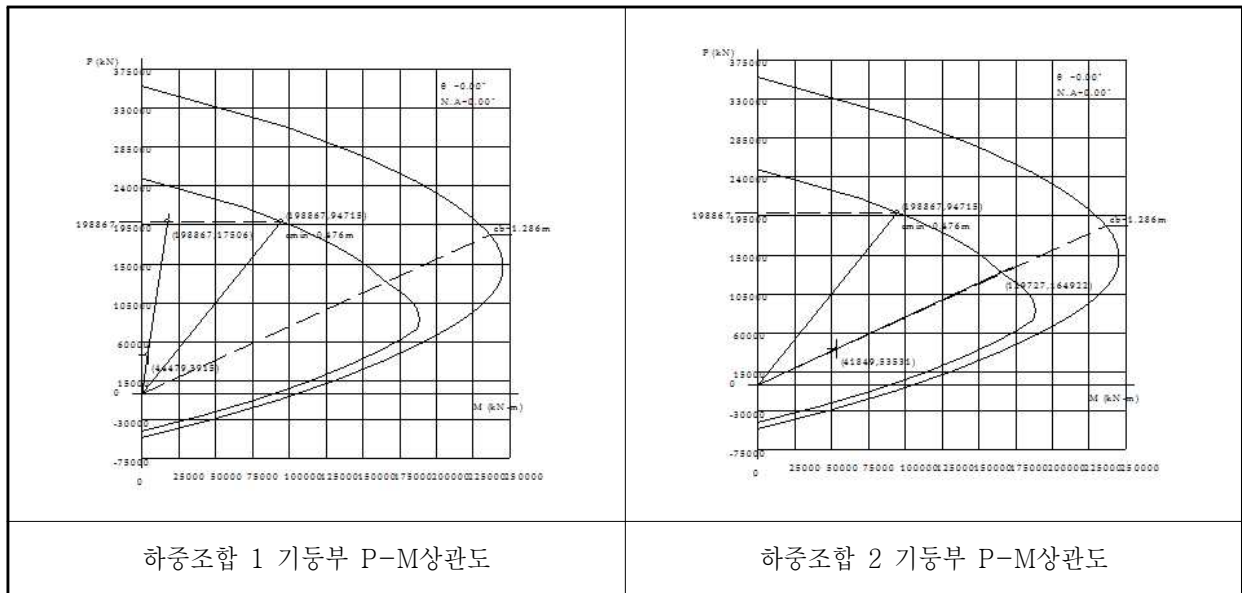


【그림 5-33】 금성교(춘천) P6 발생 부재력

【표 5-35】 P6 설계하중에 의한 발생 부재력

구분		모멘트 (kN · m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	비고
기둥부	하중조합 1	3,915.3	44,478.5	—	
	하중조합 2	53,530.6	41,848.7	—	
코핑부(중앙부)		13,492.0	—	9,385.8	

6) 기둥부 검토 결과



【표 5-36】 기둥부 단면력 검토 결과(P6)

구분	useAs (mm ²)	Pu (kN)	Pn (kN)	S.F	Mu (kN.m)	Mn (kN.m)	S.F	판정
M max	167576.2	44478.500	198867.16	4.471	3915.300	17505.640	4.471	OK
P Max	167576.2	41848.700	129726.96	3.100	53530.600	164921.82	3.081	OK

【표 5-37】 코핑부 단면력 검토 결과(P6)

설계기준강도 (MPa)	fck= 24.00	부재폭(mm)	bw= 3,000.00
항복강도 (MPa)	fy= 300.00	부재높이(mm)	h= 4,200.00
계수 모멘트 (kN · m)	Mu= 13,876.3	유효높이(mm)	d= 4,050.00
휨강도 감소계수	φ f= 0.85	사용휨철근량 (mm ²)	As= 38,544.00

■ 코핑부 휨검토 결과

공칭강도시 등가응력깊이 $a = (As \cdot fy) / (0.85 \cdot fck \cdot B) = 188.92 \text{ mm}$

$\phi Mn = \phi f \cdot fy \cdot As \cdot (D - a/2) = 12,976.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$= 388,77.92 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq Mu = 13,492.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \dots SF = 2.88 \therefore OK$

■ 코핑부 전단검토 결과

－ 사용철근량 : D19-4 leg ($As=1,146.00\text{mm}^2$)

- 콘크리트가 부담하는 전단력 $\psi V_c = \psi 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 7,936.35 \text{ kN}$
- 전단철근이 부담하는 전단력 $\psi V_s = (\psi A_w \times f_y \times d)/2 = 1,856.52 \text{ kN}$
- 설계전단강도 $\psi V_n = \psi (V_c + V_s) = 9,792.87 \text{ kN} > V_u = 9,385.8$

다. 교대 측방유동 검토

측방유동은 말뚝에 측방변위를 작용시켜 말뚝 및 말뚝과 연결된 교대를 횡방향으로 이동시켜 다음과 같은 구조물 자체의 기능적 손상을 발생시킨다.

금회 진단에서는 본 교량 교대에 측방유동의 증후는 없으나 향후 손상원인 분석중 측방유동에 대한 해석이 필요할 경우 활용토록 조치한 내용이다.

- SHOE 및 SHOE PLATE의 파손
- 신축이음부의 기능저하
- Main Girder와 교대 흥벽의 폐합
- 교대 기초의 파손
- 인접구조물, 지하매설물 등에 미치는 피해 등

이러한 교대 측방유동에 의한 피해를 방지하고자 본 교량 A1측의 교대와 기초의 측방유동에 대한 검토를 실시하였다.

금성교(춘천) A1측은 고성토사면에 시공된 교대로서 교대 주변에 대한 외관조사 결과 측방유동의 증후는 없는 상태이며, 교대 수직도 및 압성토 주변의 손상도 없는 상태인 것으로 조사되었다. 또한 측방유동에 대한 정확한 검증을 위해서는 시설물에 대한 장기계측이 이루어질 경우 명확히 규명 될 수 있을 것으로 판단된다.

이에 유한요소법에 의한 해석적 접근을 통해 금성교가 시공당시 고성토층 위에 교대 구체가 시공되고 말뚝기초로 구조물을 충분히 지지할 수 있는 지반까지 근입하여 시공되었음을 고려하여 측방유동의 가능성을 검토하고자 하였다.

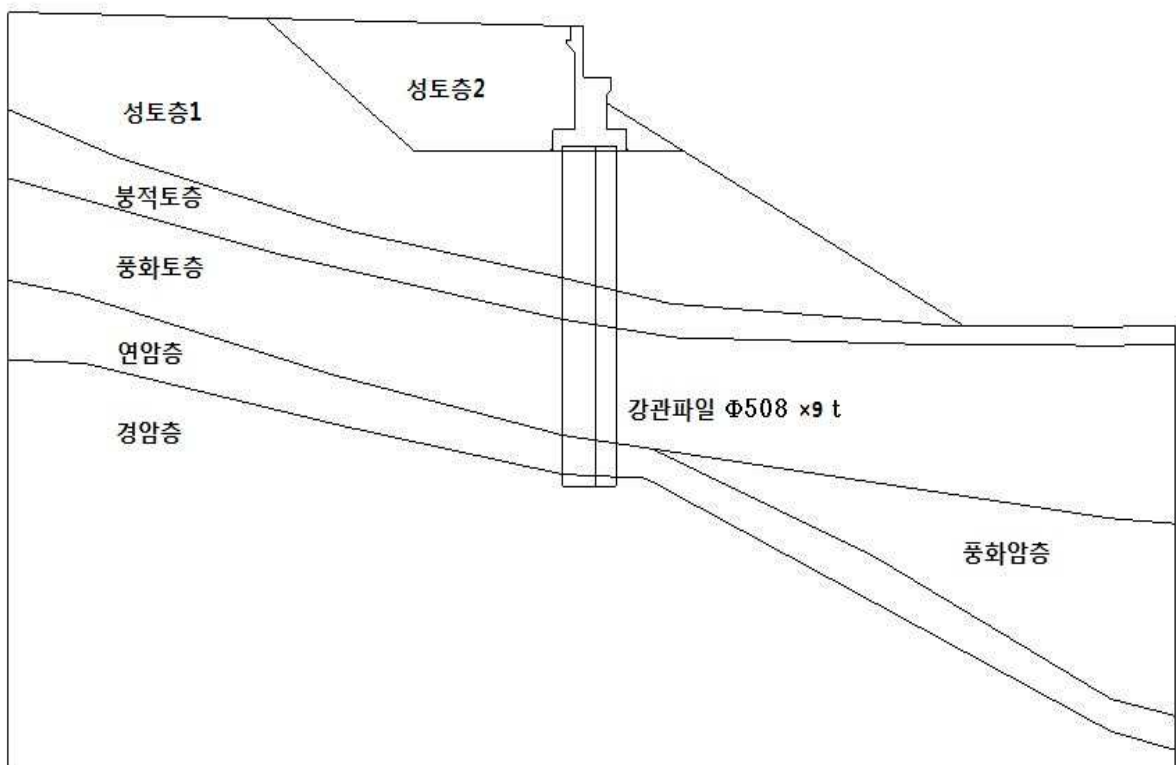
1) 해석 모델링

① 해석방법

- 시공단계(단계별 정적비선형)해석을 통한 말뚝과 교대의 수평변위 검토
- 시공단계 : 원지반 → 1차 성토 → 교대 및 강관파일 설치 → 2차 성토

- 해석프로그램 : Midas GTS 4.2.0
- 적용 Model : 탄소성 모델(Mohr-Coulomb 파괴기준)
- 상부수직하중 : 사하중(3027.1kN)+활하중(1407.4kN)
→ 단위하중으로 환산하여 적용 : 364.98 kN/m
- 상부수평하중 : 사하중(2.0kN)+활하중(2.4kN)
→ 단위하중으로 환산하여 적용 : 0.36 kN/m

② 해석단면 지반구성



< 해석단면 지반구성 >

③ 해석에 적용된 물성치

금성교(춘천) 교대(A1)의 측방유동해석에 적용된 각 지층의 물성치는 설계도면의 지질주상도 및 여러 참고문헌에 제시된 일반적인 값 및 경험식, 타 노선의 설계자료 등을 종합적으로 분석하여 적용 물성치를 선정하였다.

본 교량구간에서는 붕적층은 교량 전구간에 걸쳐 0.7~5.4m까지 분포하고 있으며 구성물질은 실트질 점토, 점토질 실트, 실트질 모래, 모래섞인 자갈 등 다양하게 구성되어 있다. 풍화토층은 0.7~7.3m의 층후로 분포하고 있으며 모래섞인 점토질 실트, 실트질섞인 점토 및

실트질 모래로 구성되어 있고 상대밀도는 N치가 9/30~50/6(회/cm)이상의 보통조밀~매우 조밀한 값을 가지는 양질의 상태이나 안전측 해석을 고려하여 지반정수를 선정하였다.

성토층은 중앙선내 근접 공구에서의 성토구간에 사용된 물성치를 바탕으로 선정하였고, 그 중 점착력은 석사학위논문 ‘고성토사면에 시공된 교대의 측방유동에 관한 연구’ (금오공과 대학 토목공학과 박민철, 2012년)에서 적용한 점착력 정수를 사용하였으며, 연암 및 경암층의 암반물성치는 같은 지질구간인 제천터널 안전성 평가시 사용된 지반정수를 적용하였다.

< 해석에 적용된 지반 물성치 >

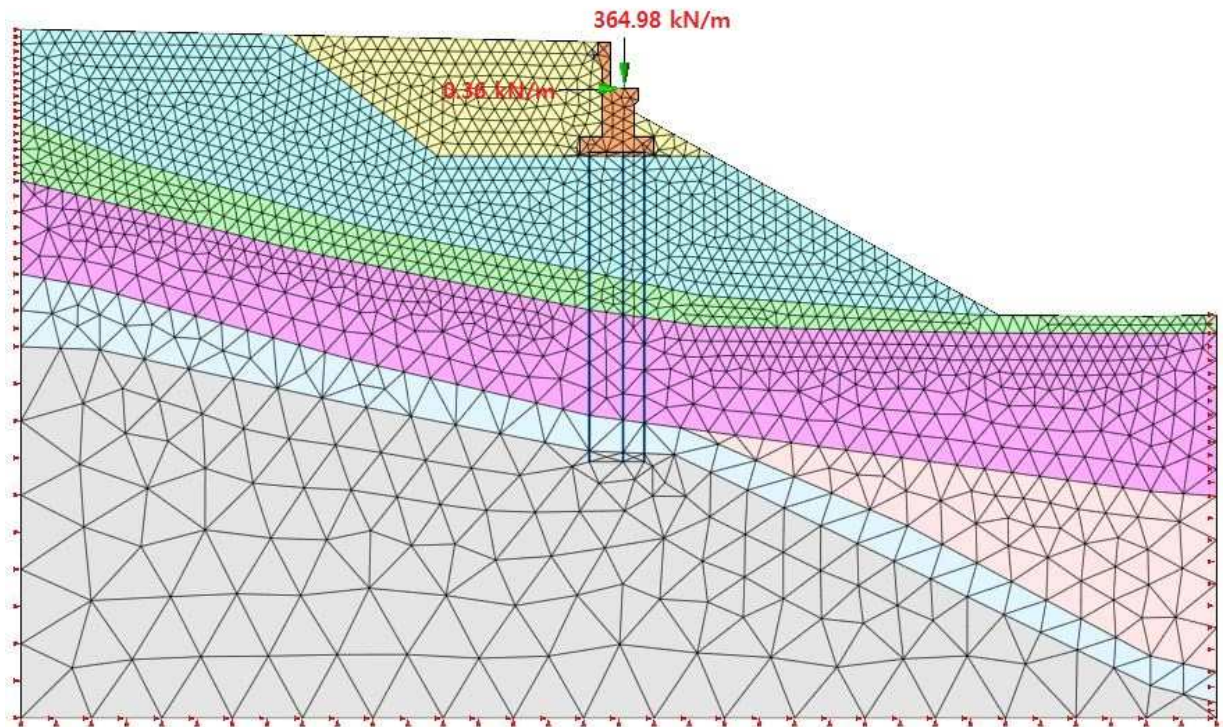
구 분	단위중량 (t/m ³)	내부마찰각 (°)	점착력 (t/m ²)	탄성계수 (t/m ²)	포아송비
성토층(1~2)	2.0	25	5	4000	0.30
붕적토층	2.2	30	0	3000	0.35
풍화토층	1.9	33	0	10000	0.30
풍화암층	2.3	35	30	150000	0.35
연암층	2.5	40	40	200000	0.35
경암층	2.7	48	160	700000	0.21

< 구조재질 물성치 >

구 분	모 델종류	단위중량 (t/m ³)	내부마찰각 (°)	점착력 (t/m ²)	탄성계수 (t/m ²)	포아송비
교 대	탄성(평면)	2.5	36	300	2,320,000	0.19
강관말뚝	탄성(보)	7.8	—	—	21,000,000	0.3

④ 해석모델링

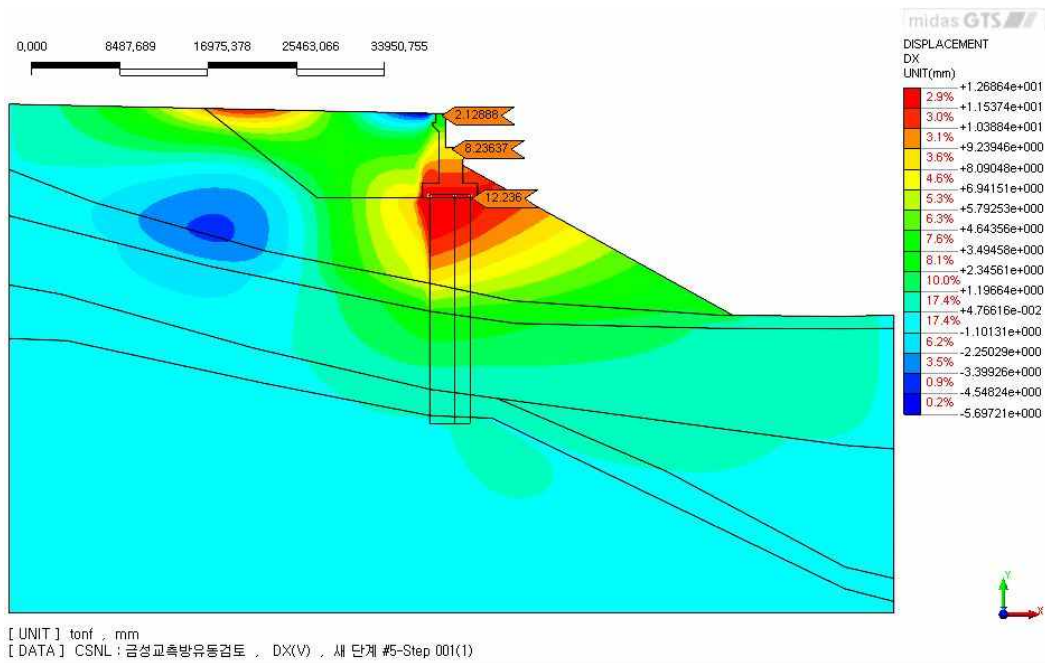
- 지반구성모델 : Mohr-Coulomb Model 적용
- 교대 및 강관말뚝 : Elastic Model 적용
- 경계조건 : 좌·우측 - 수평방향 구속
하부 - 수평방향 및 수직방향 구속



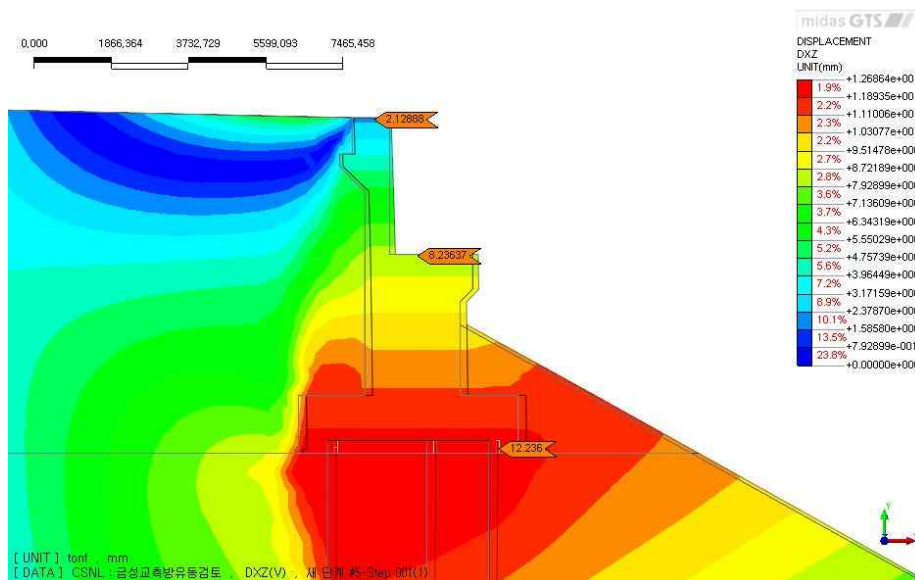
< 측방유동 해석단면 모델링 >

2) 해석결과

금성교(부산) 교대(A1)의 시공단계에 의한 해석모델의 측방유동 검토 결과 교대 홍벽상단에서 전면방향으로 $\delta = 2.13\text{mm}$ 의 횡변위가 발생되었음을 알 수 있었다. 그리고 강관파일상단부(기초 접촉부)에서 전면방향으로 $\delta = 12.24\text{mm}$, 교대 교좌측에 $\delta = 8.24\text{mm}$ 의 횡변위가 발생하는 것으로 분석되었으나, 이는 말뚝의 허용변위량($\delta = 15\text{mm}$) 이내로 평가되어 측방유동에 의한 교대의 안전성에는 문제가 없는 상태로 판단된다.



< 유한요소법에 의한 교대 A1측 횡방향 변위도 >



< 유한요소법에 의한 교대 A1측 횡방향 상대변위 형상 >

5.4 내하력평가 검토

5.4.1 부산방향

가. 거더

【표 5-38】 금성교(부산) 경간별 기본내하력 (단위 : MPa)

구분		f_a	f_d	$f_{l(1+i)}$	$\frac{f_a - f_d}{f_{l(1+i)}}$	RF	기본내하력
정모멘트부	S1	190	71.177	35.652	$\frac{190 - 71.177}{35.652}$	3.33	DB-24이상
	S2	190	64.874	37.133	$\frac{190 - 64.874}{37.133}$	3.37	DB-24이상
	S3	190	64.463	37.615	$\frac{190 - 64.463}{37.615}$	3.34	DB-24이상
	S4	190	63.973	36.648	$\frac{190 - 63.973}{36.648}$	3.44	DB-24이상
	S5	190	69.239	37.183	$\frac{190 - 69.239}{37.183}$	3.25	DB-24이상
	S6	190	48.060	34.803	$\frac{190 - 48.060}{34.803}$	4.08	DB-24이상
	S7	190	90.582	34.878	$\frac{190 - 90.582}{34.878}$	2.85	DB-24이상
정모멘트부	P1	190	119.436	37.539	$\frac{190 - 119.436}{37.539}$	1.88	DB-24이상
	P2	190	117.735	39.816	$\frac{190 - 117.735}{39.816}$	1.81	DB-24이상
	P3	190	118.360	40.814	$\frac{190 - 118.360}{40.814}$	1.76	DB-24이상
	P4	190	122.227	43.328	$\frac{190 - 122.227}{43.328}$	1.56	DB-24이상
	P5	190	107.169	39.683	$\frac{190 - 107.169}{39.683}$	2.09	DB-24이상
	P6	190	127.323	37.694	$\frac{190 - 127.323}{37.694}$	1.66	DB-24이상

나. 바닥판

【표 5-39】 금성교(부산) 기본내하력 (단위 : kN · m)

구분	ϕM_n	M_d	$M_{l(1+i)}$	$\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_{l(1+i)}}$	RF	기본내하력
캔틸레버부	221.336	9.484	19.2	$\frac{221.336 - 9.484 \times 1.3}{19.2 \times 2.15}$	5.06	DB-24이상
바닥판중앙부	126.591	6.12	34.06	$\frac{126.591 - 6.12 \times 1.3}{34.06 \times 2.15}$	1.62	DB-24이상

구조물의 기본내하력 검토결과 기본내하율이 1.62~5.06 로 본 시설물은 활하중에 대한 저

항성이 충분히 확보되어 있는 상태이며, 허용응력에 대한 안전율은 1.07~2.86로 강재의 안전성도 충분히 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

5.4.2 춘천방향

가. 거더

【표 5-40】 금성교(춘천) 경간별 기본내하력 (단위 : MPa)

구분		f_a	f_d	$f_{l(1+i)}$	$\frac{f_a - f_d}{f_{l(1+i)}}$	RF	기본내하력
정모멘트부	S1	190	71.177	35.652	$\frac{190 - 71.177}{35.652}$	3.33	DB-24이상
	S2	190	64.874	37.133	$\frac{190 - 64.874}{37.133}$	3.37	DB-24이상
	S3	190	64.463	37.615	$\frac{190 - 64.463}{37.615}$	3.34	DB-24이상
	S4	190	63.973	36.648	$\frac{190 - 63.973}{36.648}$	3.44	DB-24이상
	S5	190	69.239	37.183	$\frac{190 - 69.239}{37.183}$	3.25	DB-24이상
	S6	190	48.060	34.803	$\frac{190 - 48.060}{34.803}$	4.08	DB-24이상
	S7	190	90.582	34.878	$\frac{190 - 90.582}{34.878}$	2.85	DB-24이상
부모멘트부	P1	190	119.436	37.539	$\frac{190 - 119.436}{37.539}$	1.88	DB-24이상
	P2	190	117.735	39.816	$\frac{190 - 117.735}{39.816}$	1.81	DB-24이상
	P3	190	118.360	40.814	$\frac{190 - 118.360}{40.814}$	1.76	DB-24이상
	P4	190	122.227	43.328	$\frac{190 - 122.227}{43.328}$	1.56	DB-24이상
	P5	190	107.169	39.683	$\frac{190 - 107.169}{39.683}$	2.09	DB-24이상
	P6	190	127.323	37.694	$\frac{190 - 127.323}{37.694}$	1.66	DB-24이상

나. 바닥판

【표 5-41】 금성교(춘천) 기본내하력 (단위 : kN · m)

구분	ϕM_n	M_d	$M_{l(1+i)}$	$\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_{l(1+i)}}$	RF	기본내하력
캔틸레버부	221.336	9.484	19.2	$\frac{221.336 - 9.484 \times 1.3}{19.2 \times 2.15}$	5.06	DB-24이상
바닥판중앙부	126.591	6.12	34.06	$\frac{126.591 - 6.12 \times 1.3}{34.06 \times 2.15}$	1.62	DB-24이상

구조물의 기본내하력 검토결과 기본내하율이 1.62~5.06 로 본 시설물은 활하중에 대한 저항성이 충분히 확보되어 있는 상태이며, 허용응력에 대한 안전율은 1.07~2.86로 강재의 안전성도 충분히 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 부산방향

대상시설물의 안전성평가등급은 전회 정밀안전진단에서 수행된 안전성평가 결과에 근거하여 A등급으로 결정하였으며, 안전성평가 결과를 요약하면 아래와 같다.

【표 5-42】 금성교(부산) 안전성평가 결과

부 재		안전율(SF)	안전성평가등급	비 고
거 더	정모멘트부 (S1~S7)	1.51	A	허용응력법
	부모멘트부 (P1~P6)	1.07	A	
바닥판	캔틸레버부	2.86	A	강도설계법
	중 양 부	1.55	A	
교 각	P6기둥(전단)	2.88	A	
시설물의 안전성평가등급			A	

5.5.2 춘천방향

대상시설물의 안전성평가등급은 전회 정밀안전진단에서 수행된 안전성평가 결과에 근거하여 A등급으로 결정하였으며, 안전성평가 결과를 요약하면 아래와 같다.

【표 5-43】 금성교(춘천) 안전성평가 결과

부 재		안전율(SF)	안전성평가등급	비 고
거 더	정모멘트부 (S1~S7)	1.51	A	허용응력법
	부모멘트부 (P1~P6)	1.07	A	
바닥판	캔틸레버부	2.86	A	강도설계법
	중 양 부	1.55	A	
교 각	P6기둥(전단)	2.88	A	
시설물의 안전성평가등급			A	

