



제5장 시설물의 안전성평가

5.1 개요

5.2 상부구조 안전성평가 검토

5.3 하부구조 안전성평가 검토

5.4 내하력평가 검토

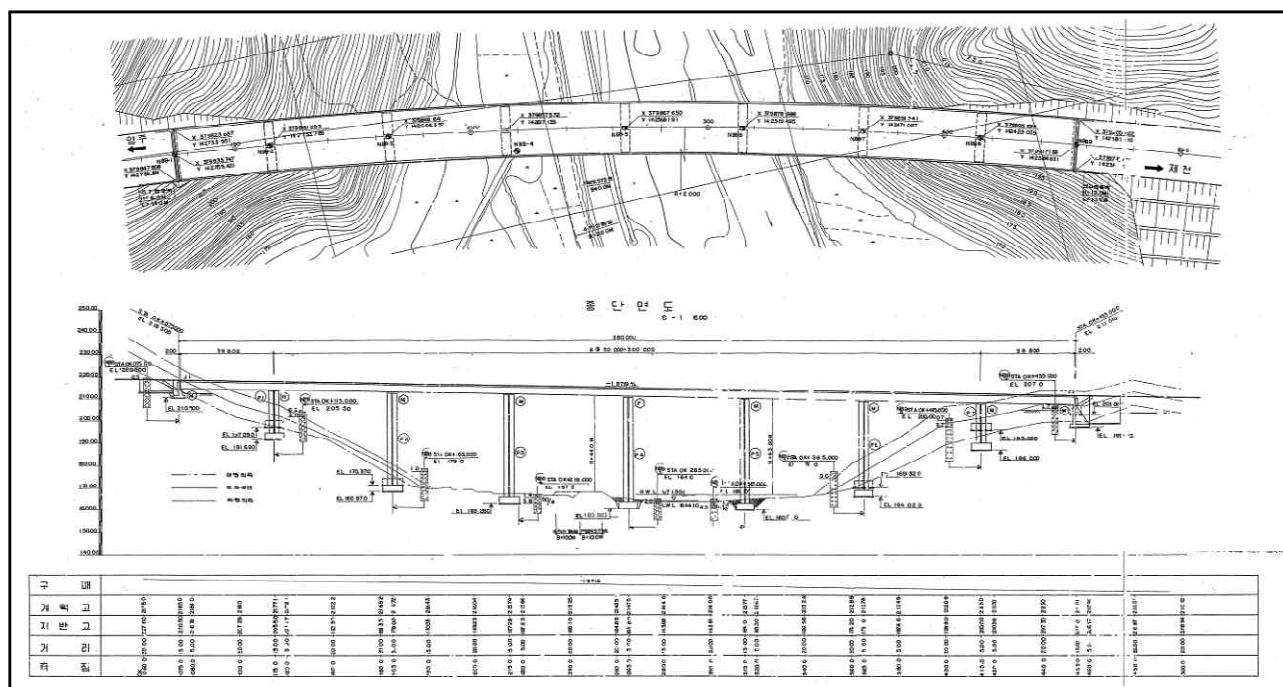
5.5 안전성평가 결과요약

제5장 시설물의 안전성평가

5.1 개요

5.1.1 금회 과업범위

남조천교는 총연장 380.0m(1@40.0+6@50.0+1@40.0), 교폭 12.20m, 설계하중 DB 24(DL 24)의 8경간 강상형(Steel Box Girder)교량으로서 2012년 정밀안전진단 이후 하중 조건의 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】 남조천교 종·평면도

가. 구조해석 조건

1) 검토조건(설계)

- ① 구조형식 : (8경간연속) STEEL BOX GIRDER 합성형교
- ② 평면선형 : 곡교, R:2000m
- ③ 연 장 : L=380m (40+50@6+40)
- 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 $f_{ck}=24.0\text{MPa}$)

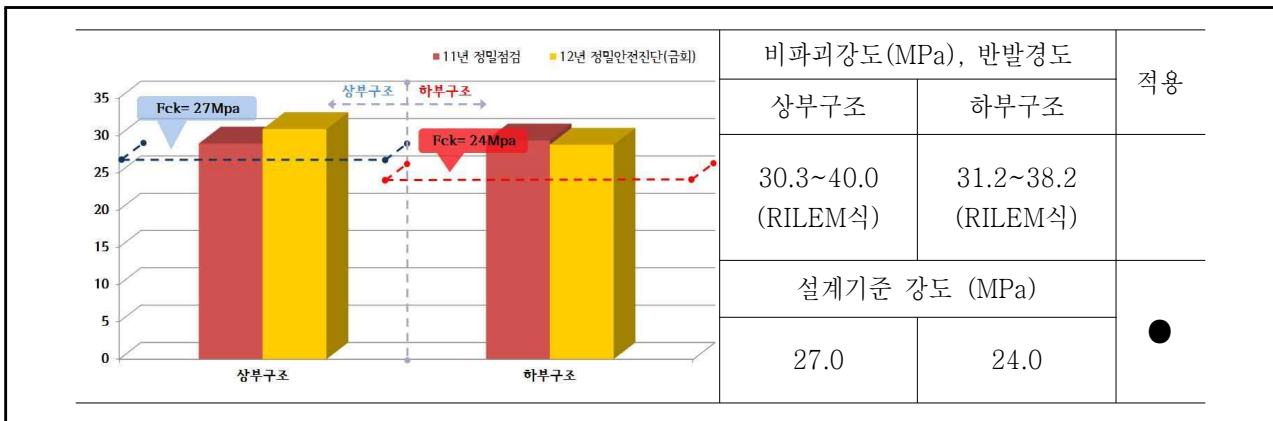
· $E_s = 200,000 \text{ MPa}$ (철근)

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 120~135mm 간격으로 설계도면과 거의 일치하였다.

또한 피복두께의 경우 설계피복은 d=50mm로 실측 피복두께는 49~58mm였으며, 평균 53.5mm의 피복두께를 갖는 것으로 실측되었다.

따라서, 본 해석에서 적용되는 철근배근간격은 125mm이며, 피복두께는 50mm로 계산시 적용하였으나, 안전측 해석을 위해 135mm간격, d=58mm를 가정하여 해석을 추가로 수행하였다.

구분	설계도면	실측값	적용	
			(1)	(2)
피복두께	50mm	42~50mm	50mm	58mm
배근간격	125mm	115~125mm	125mm	135mm

③ 설계하중 및 하중계수

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

㉠ 당시 설계기준

1996년 설계당시 도로교 표준시방서는 콘크리트 구조물에 대한 설계를 강도설계법을 기준으로 시하였으며, 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

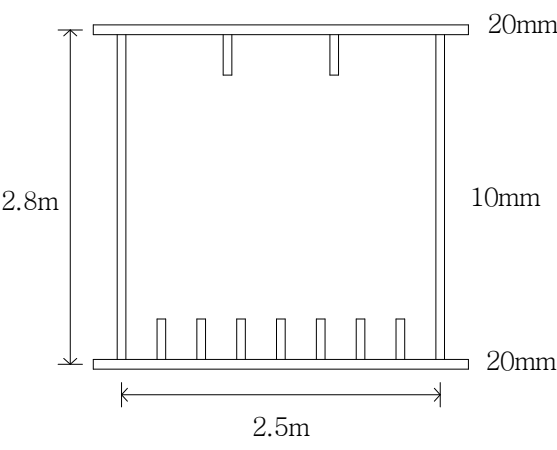
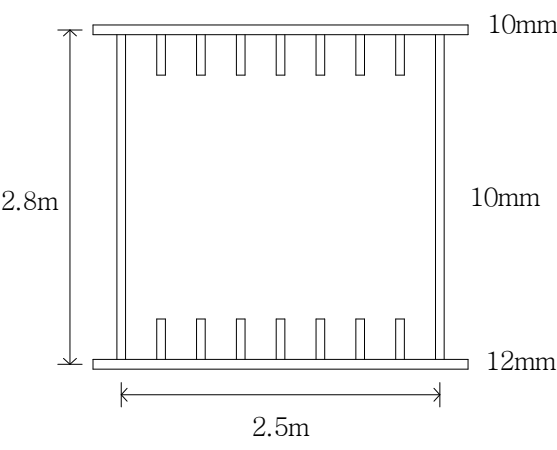
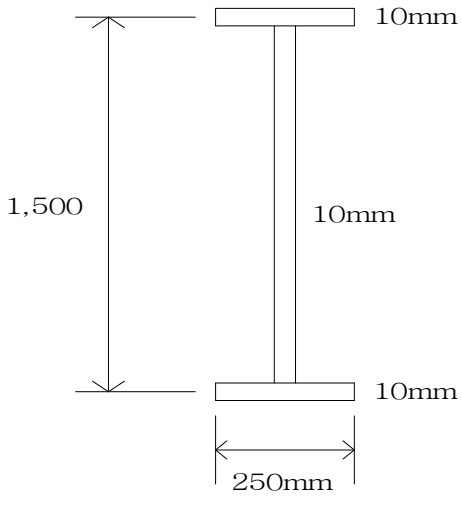
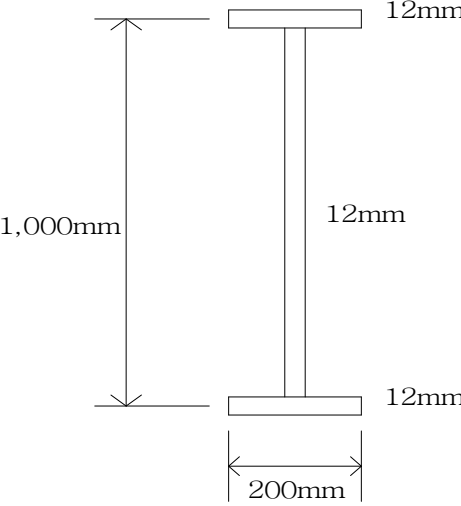
기준항복점 및 안전율(MPa)		
강종	SM400	SM490
기준항복점(MPa)	240	320
허용축방향 인장응력(MPa)	140	190
안전율	1.71	1.68

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~S4의 상부구조에 대한 단면 특성은 다음과 같다.

	
P1~P4 부모멘트부	S1~S4 정모멘트부
	
Cross Beam	Stringer

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)

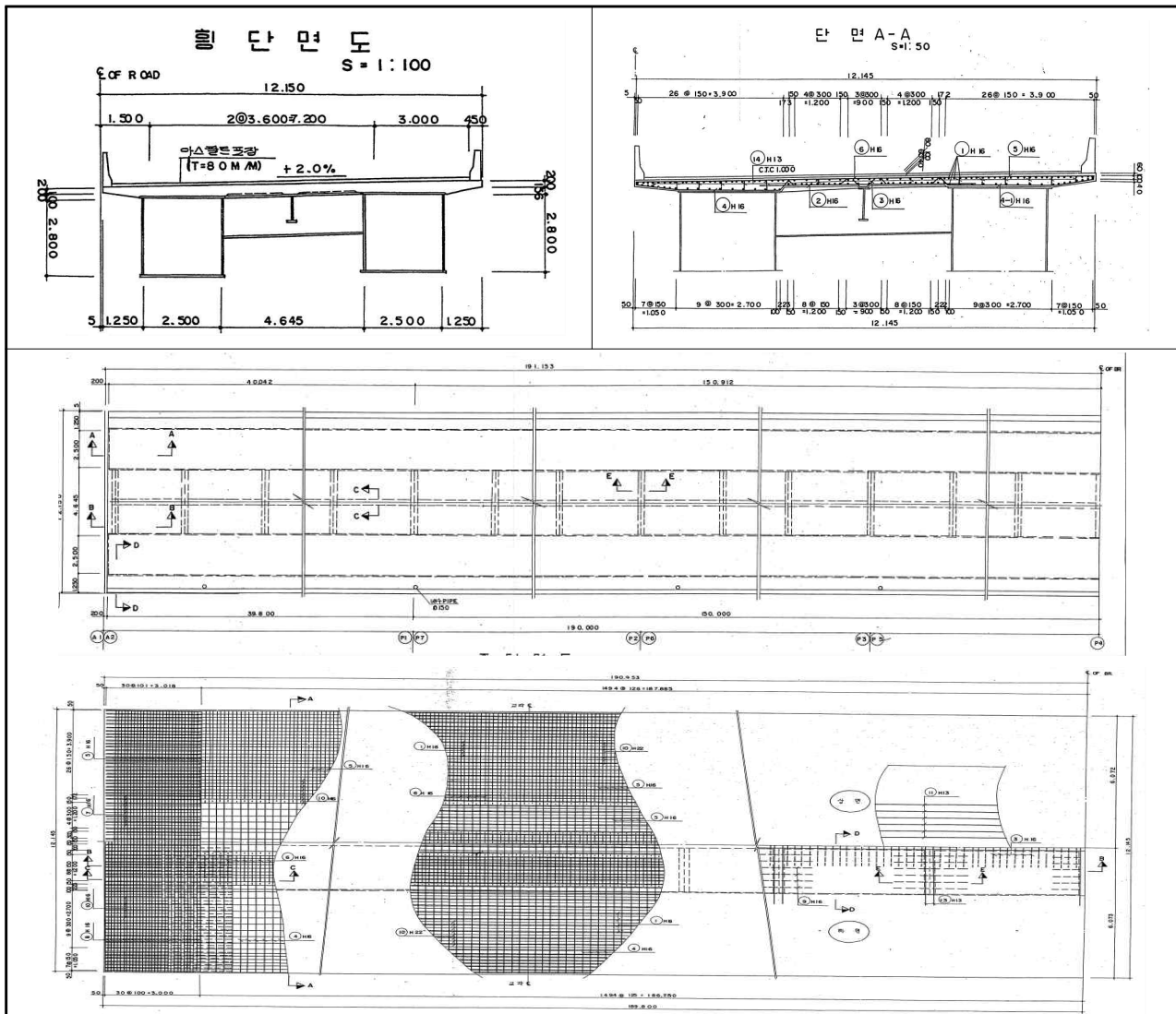
판의 구분	바닥판 지간의 방향	
	차량 진행방향에 직각	차량 진행방향 평행
단 순 판	$4L + 13$	$6.5L + 15$
연 속 판	$3L + 13$	$5L + 15$
캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25 \quad 28L + 18$ $L > 0.25 \quad 8L + 23$	$24L + 15$

여기서, L : 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

【표 5-2】 콘크리트와 철근의 물성치

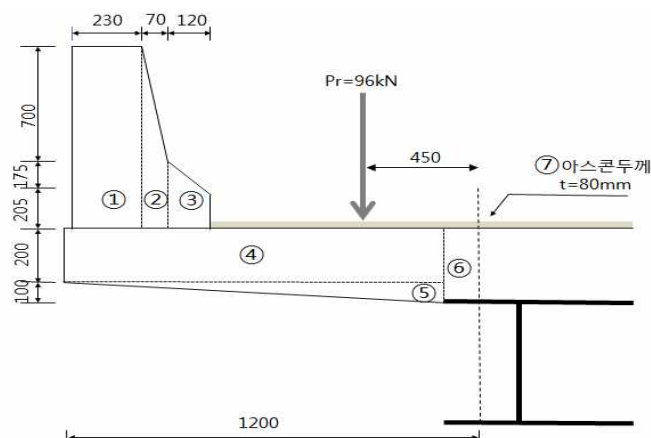
콘크리트 압축강도	철근의 항복강도	철 근 량
27 MPa 현장실험결과 27.0MPa 이상 (구조해석시 27.0MPa적용)	400 MPa (SD 40)	(15.89cm ²) D16@125 현장실험결과 평균값이 설계 철근량과 동일 (15.89cm ²) - D16@125

1) 검토 단면도



【그림 5-2】 남조천교(부산) 상부구조 횡단면도 및 배근도

나. 외측부 캔틸레버부 검토



※ 현장조사 결과 실측 아스콘 두께 : T=100mm 적용

1) 고정하중 산정 (방호벽 및 바닥판의 하중 산정)

No.	작용하중 (kN)		거리 (m)	모멘트 (kN · m)
1	- 0.23×1.08×25	= 6.21	1.055	= 6.552
2	- (1.08+0.38)×0.5×0.07×25	= 1.278	0.905	= 1.157
3	- (0.38+0.205)×0.5×0.12×25	= 0.878	0.81	= 0.711
4	- 1.15×0.2×25	= 5.75	0.625	= 3.594
5	- 0.1×1.15×0.5×25	= 1.438	0.433	= 0.623
6	- 0.05×0.3×25	= 0.375	0.025	= 0.009
7	- 0.10×0.75×23	= 1.725	0.375	= 0.647
Total	= 17.654			= 13.293

2) Slab 최소두께 검토

$$L = 0.45\text{m}$$

$$t_{\min} = 80L + 230 = 266\text{mm}$$

$$t_{\min} = [80L + 230, 220\text{mm}] \text{ 중 큰값, } \therefore t_{\max} = 266\text{mm} < 300\text{mm O.K}$$

3) 활하중

$$\begin{aligned} \text{충격계수 } i &= 15/(40+L) \geq \max. 0.3 \\ &= 0.30 \end{aligned}$$

차륜하중 분포폭(주철근의 방향이 차량 진행방향에 직각인 경우)

$$E = 0.8X + 1.14, \quad X = 0.45\text{m} \text{ (하중점에서 지지점까지의 거리(m))}$$

$$E = 0.8X + 1.14 = 1.5$$

차륜폭 1.0m당의 휨모멘트

$$M_{(1+i)} = \frac{P_r L}{E} (1+i) = \frac{96 \times 0.45}{1.176} (1+0.3) = 37.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

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

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

작용높이 $h=1.10\text{m}$

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

$R > 200\text{m}$ 이므로 위 값중 큰값을 사용한다.

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

5) 풍하중

$$D = 4.23\text{m}$$

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

$$B/D = 12.15/4.23 = 2.872$$

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

$$P_w = \{4.0 - 0.2(2.872)\} \times 4.23 = 14.49 \text{ kN/m}$$

$$\therefore M_w = 14.49 \times (0.45)/2 = 3.26 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

6) 하중조합

Case	하중조합	
Case 1	1.3D+2.15(L+I)	=98.422 kN · m
Case 2	1.3D+1.3W	=21.519 kN · m
Case 3	1.3D+1.3(L+I)+0.65W	=68.462 kN · m
Case 4	1.3D+1.3(L+I)+1.3CO	=105.967 kN · m
Case 5	1.2D+1.2W+1.2CO	=56.440 kN · m
D: 고정하중, L:활하중, I: 충격계수, CO: 충돌하중, W:풍하중		

7) 단면력검토

- 검토조건

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

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

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 105.967 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 300.000 \text{ mm} \quad \text{단 면 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 깊이 } D = 240.000 \text{ mm} \quad \text{피복 두께 } D_c = 60.000 \text{ mm}$$

· 휨모멘트 검토

$$\text{사용철근량} = H16 \times 8.00 \text{ EA} \quad (D_c = 60.00 \text{ mm})$$

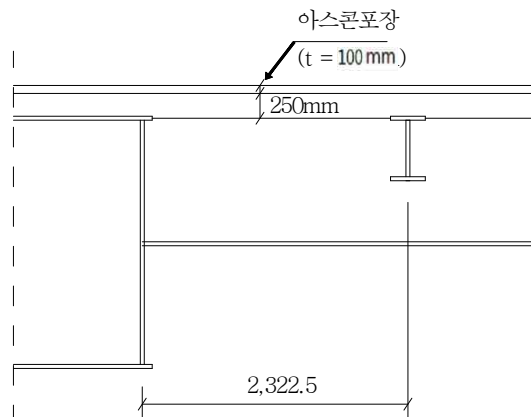
$$= 1588.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.69 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 122.167 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= 122.167 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 105.967 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

다. 중간 바닥판 슬래브 검토



1) Slab 최소두께 검토

$$L = 2.323 \text{ m}$$

$$t_{\min} = 30L + 130 = 199.69 \text{ mm}$$

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

2) 고정하중 산정 (방호벽 및 바닥판의 하중 산정)

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

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

$$\therefore M_d = (w_d \times L^2) / 10 = (8.55 \times 2.323^2) / 10 = 4.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 활하중

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

$$= 0.354 \therefore i = 0.300$$

연속 바닥판(주철근이 차량진행방향의 직각인 경우)

$$\begin{aligned} M_{(1+i)} &= [(L+0.6)P_{24}(1+i)/9.6] \times 0.8 \\ &= [(2.323+0.6) \times 96 \times (1+0.3)/9.6] \times 0.8 = 30.40 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

4) 하중조합

Case	하중조합	
Case 1	1.3D+2.15(L+I)	=71.998 kN · m
D: 고정하중, L:활하중, I: 충격계수, CO: 충돌하중, W:풍하중		

5) 단면력검토

· 검토 조건

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

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

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 71.998 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

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

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

$$\text{사용철근량} = H16 \times 8.00 \text{ EA} \quad (D_c = 50.00 \text{ mm})$$

$$= 1588.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.69 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 100.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= 100.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 71.998 \text{ kN} \cdot \text{m} \dots \therefore \text{O.K}$$

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	13.293	37.44	30.48	3.26	105.967	122.167	1.15
바닥판중앙부	4.61	30.40	-	-	71.998	100.56	1.40

라. 주형검토

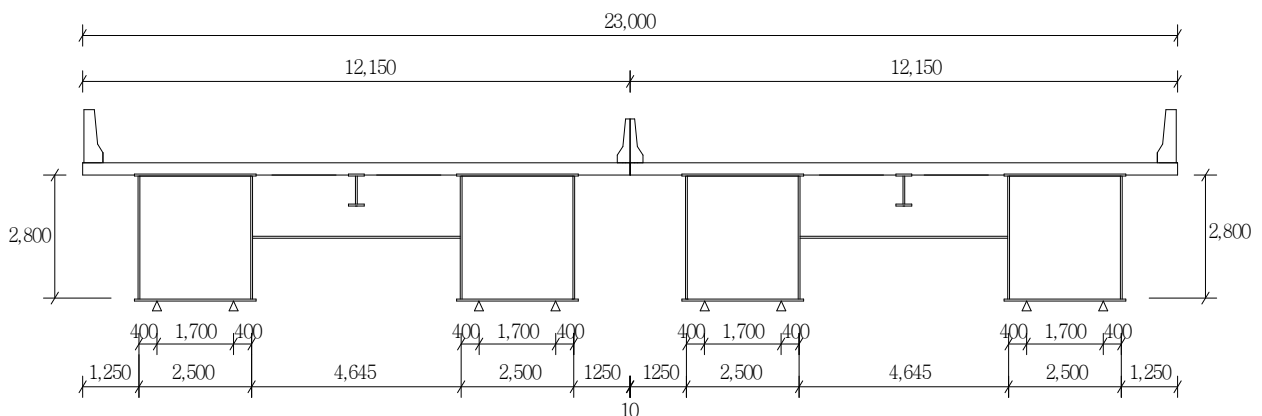
1) 하중산정

고정하중은 합성전 고정하중과 합성후 고정하중으로 나누어 재하하였다. 합성전 고정하중에는 강재와 바닥판의 자중을 고려하였다. 강재 자중의 경우 준공도서(준공도면)를 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】 남조천교(부산) 적용 고정하중

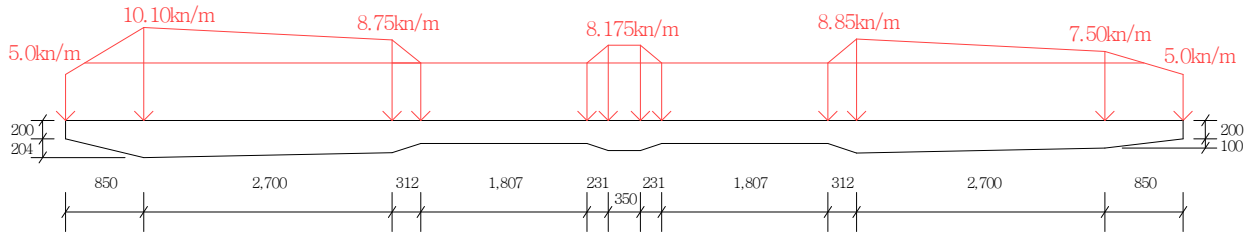
구 분	중 량
강재자중	프로그램에 의해 자동재하(할증25%)
바닥판, 포장, 방호벽	준공도면 및 현장실측

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

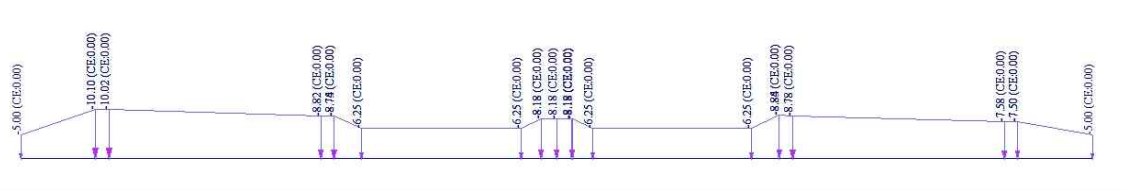


【그림 5-3】 남조천교(부산) 횡단면도

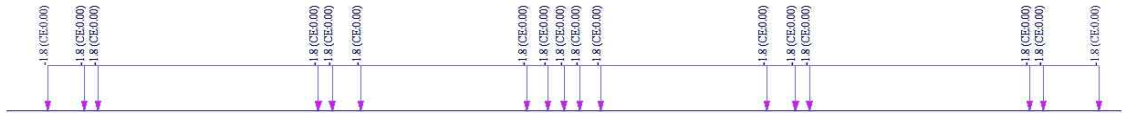
2) 고정하중 거더별 하중 분배



【그림 5-4】 남조천교(부산) 바닥판 하중분배



【그림 5-5】 남조천교(부산) 바닥판 모델링



【그림 5-6】 남조천교(부산) 아스콘 포장부 모델링

구분	거더별 작용하중 (kN/m)	
	G1	G2
바닥판	44.7	44.1
2차고정하중	15.66	19.56

3) 활하중

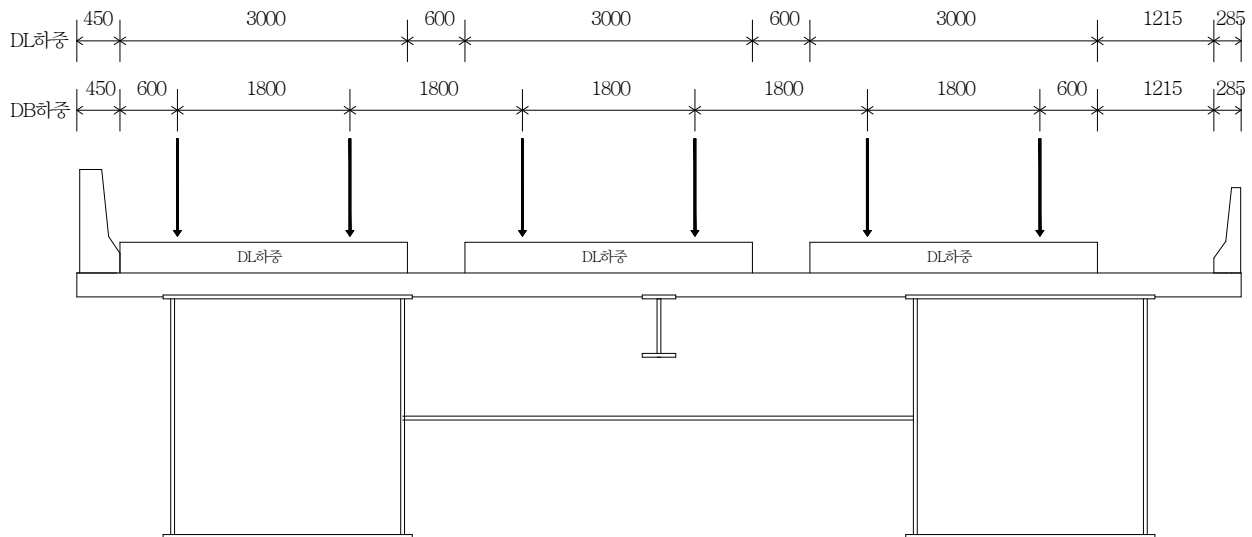
설계 활하중의 경우 크게 DB하중과 DL하중으로 구분되며 DB하중과 DL하중을 재하하여 설계부재에 불리한 응력을 주는 것을 선택한다. 지간이 긴 단순 세로보나 슬래브교의 경우 또는 이들을 연속형식으로 하는 경우에는 DL하중을 고려하여야 한다.

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

∴ 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 : $i = \frac{15}{40 + L} = 0.371 > 0.3$



【그림 5-7】 활하중의 좌측편심 재하시 차선의 위치

4) 풍하중

1) 주거더에 작용하는 풍하중

- 제원

$B = 12.15\text{m}$ (교폭)

$D = (\text{거더} + \text{바닥판} + \text{방호벽}) = 2.8 + 0.35 + 1.08 = 4.23\text{m}$

$B/D = 12.15/4.23 = 2.872$

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

$w = [4.0 - 0.2 \times 2.872] \times 4.23 = 14.49 \text{ kN/m} \geq 6.0$

주거더에 작용하는 모멘트

$$M=w \times e=14.49 \times (4.23/2)=30.65 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

－ 활하중 재하시

$$w=14.49 \times 0.5=7.245 \text{ kN/m (활하중 비재하시 하중의 50%)}$$

주거터에 작용하는 모멘트

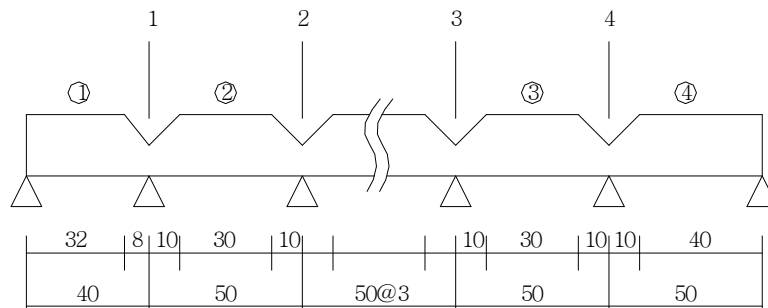
$$M=w \times e=7.245 \times (4.23/2)=15.323 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

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】 남조천교(부산) 바닥판 유효폭 산정결과

구분		L(m)	b(m)	b/l	λ (L,S)	B
지간중앙부 ①④	플랜지(좌)	32	1.15	0.036	1.150	1.150
	플랜지(중)	32	1.25	0.039	1.250	2.500
	플랜지(우)	32	1.0625	0.033	1.063	2.125
			0.3		계	6.075
지간중앙부 ②③	플랜지(좌)	30	1.15	0.038	1.150	1.150
	플랜지(중)	30	1.25	0.042	1.250	2.500
	플랜지(우)	30	1.0625	0.035	1.063	2.125
			0.3		계	6.075
중앙지점부 1,4	플랜지(좌)	18	1.15	0.064	1.005	1.005
	플랜지(중)	18	1.25	0.069	1.074	2.149
	플랜지(우)	18	1.0625	0.059	0.942	1.884
			0.3		계	5.338
중앙지점부 2,3	플랜지(좌)	20	1.15	0.058	1.025	1.025
	플랜지(중)	20	1.25	0.063	1.097	2.194
	플랜지(우)	20	1.0625	0.053	0.959	1.918
			0.3		계	5.437

【표 5-6】 남조천교(부산) 주형 플랜지 유효폭 산정결과

구분		L(m)	b(m)	b/l	λ (L,S)	B
지간중앙부 ①④	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	32	1.25	0.039	1.250	2.700
	플랜지(우)		0.1			
지간중앙부 ②③	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	30	1.25	0.042	1.250	2.700
	플랜지(우)		0.1			
중앙지점부 1,4	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	18	1.25	0.069	1.074	2.349
	플랜지(우)		0.1			
중앙지점부 2,3	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	20	1.25	0.063	1.097	2.394
	플랜지(우)		0.1			

【표 5-7】 단면별 단면상수

구분	G1, G2		
S1경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 A_s (mm^2)	160,760
		I_s (mm^4)	2.315×10^{11}
		$Y_{su}(\text{mm})$	1,457.396
		$Y_{sl}(\text{mm})$	1,364.604
	합성후	Σ 단면적 A_v (mm^2)	163,143.4
		I_v (mm^4)	2.381×10^{11}
		$Y_{su}(\text{mm})$	1,433.0
		$Y_{sl}(\text{mm})$	1,389.0
		$Y_{cu}(\text{mm})$	1,690.0
		$Y_{cl}(\text{mm})$	1,550.0
S2경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 A_s (mm^2)	160,760
		I_s (mm^4)	2.315×10^{11}
		$Y_{su}(\text{mm})$	1,457.396
		$Y_{sl}(\text{mm})$	1,364.604
	합성후	Σ 단면적 A_v (cm^2)	163,143.4
		I_v (mm^4)	2.381×10^{11}
		$Y_{su}(\text{mm})$	1,433.0
		$Y_{sl}(\text{mm})$	1,389.0
		$Y_{cu}(\text{mm})$	1,690.0
		$Y_{cl}(\text{mm})$	1,550.0

【표 5-7】 단면별 단면상수(계속)

구분	G1, G2		
S3경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	160,760
		Is (mm ⁴)	2.315×10^{11}
		Ysu(mm)	1,457.396
		Ysl (mm)	1,364.604
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	163,143.4
		Iv (mm ⁴)	2.381×10^{11}
		Ysu (mm)	1,433.0
		Ysl (mm)	1,389.0
		Ycu (mm)	1,690.0
		Ycl (mm)	1,550.0
S4경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	160,760
		Is (mm ⁴)	2.315×10^{11}
		Ysu(mm)	1,457.396
		Ysl (mm)	1,364.604
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	163,143.4
		Iv (mm ⁴)	2.381×10^{11}
		Ysu (mm)	1,433.0
		Ysl (mm)	1,389.0
		Ycu (mm)	1,690.0
		Ycl (mm)	1,550.0
P1 지점부 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	179,120
		Is (mm ⁴)	2.710×10^{11}
		Ysu(mm)	1,538.479
		Ysl (mm)	1,301.521
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	181,503.4
		Iv (mm ⁴)	2.781×10^{11}
		Ysu (mm)	1,515.6
		Ysl (mm)	1,324.4
		Ycu (mm)	1,762.6
		Ycl (mm)	1,622.6

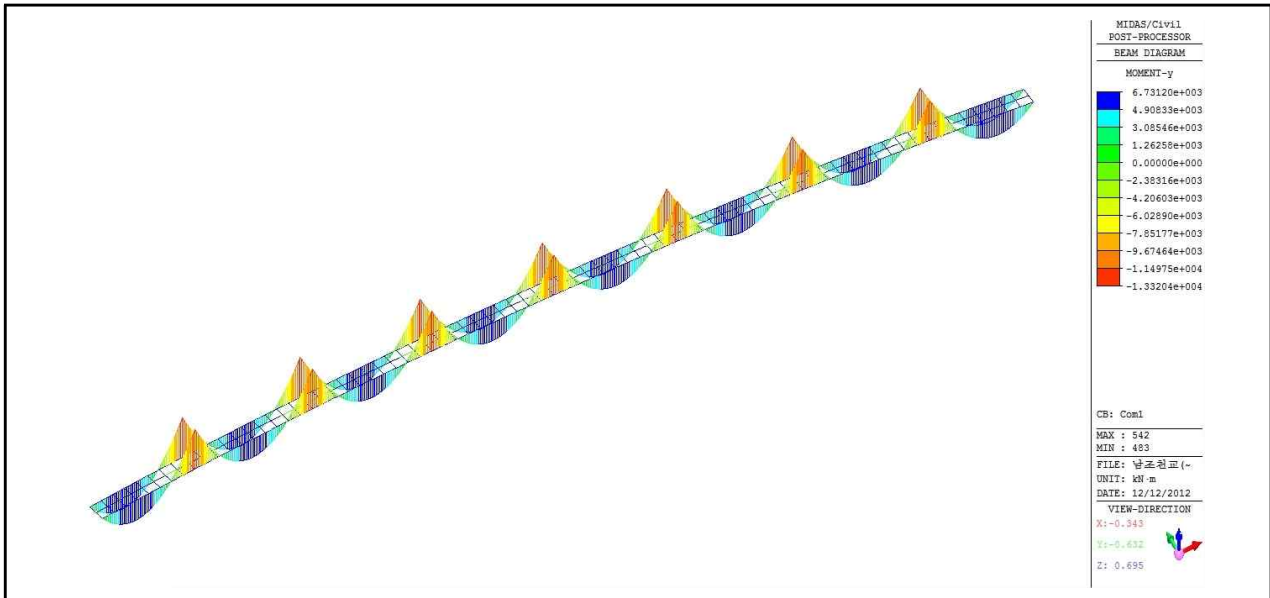
【표 5-7】 단면별 단면상수(계속)

구분	G1, G2		
P2 지점부 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	179,120
		Is (mm^4)	2.710×10^{11}
		Ysu(mm)	1,538.479
		Ysl (mm)	1,301.521
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	181,503.4
		Iv (mm^4)	2.781×10^{11}
		Ysu (mm)	1,515.6
		Ysl (mm)	1,324.4
		Ycu (mm)	1,762.6
		Ycl (mm)	1,622.6
P3 지점부 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	179,120
		Is (mm^4)	2.710×10^{11}
		Ysu(mm)	1,538.479
		Ysl (mm)	1,301.521
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	181,503.4
		Iv (mm^4)	2.781×10^{11}
		Ysu (mm)	1,515.6
		Ysl (mm)	1,324.4
		Ycu (mm)	1,762.6
		Ycl (mm)	1,622.6
P4 지점부 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm^2)	179,120
		Is (mm^4)	2.710×10^{11}
		Ysu(mm)	1,538.479
		Ysl (mm)	1,301.521
	합성후	Σ 단면적 Av (cm^2)	181,503.4
		Iv (mm^4)	2.781×10^{11}
		Ysu (mm)	1,515.6
		Ysl (mm)	1,324.4
		Ycu (mm)	1,762.6
		Ycl (mm)	1,622.6

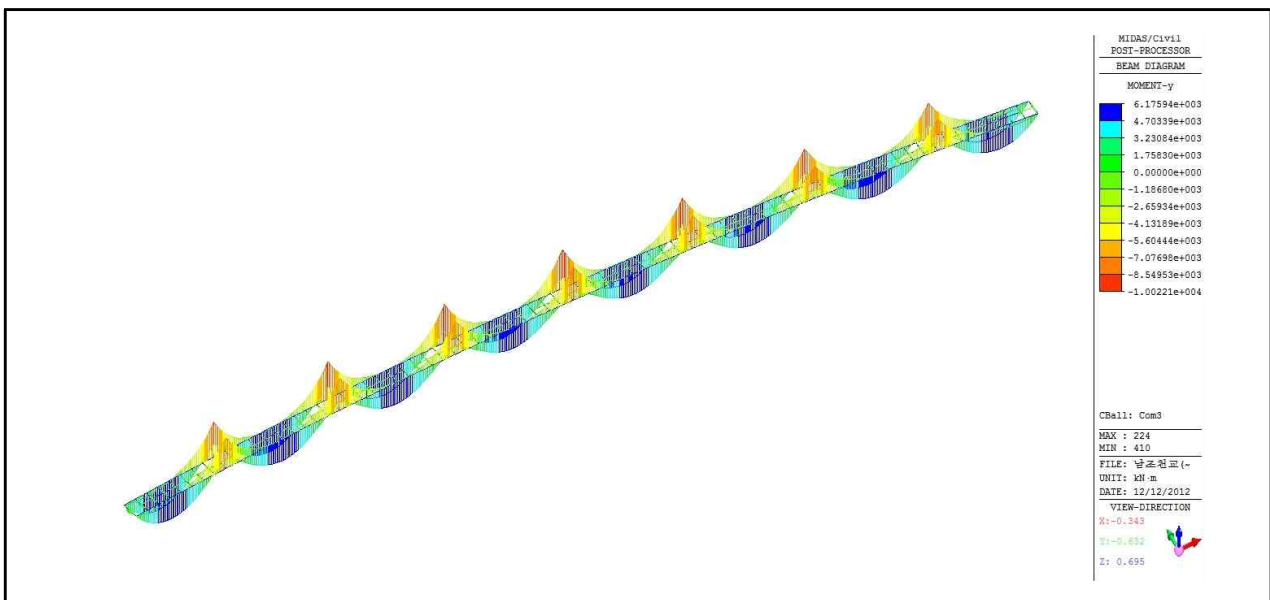
마. 구조해석 결과

1) 단면력도

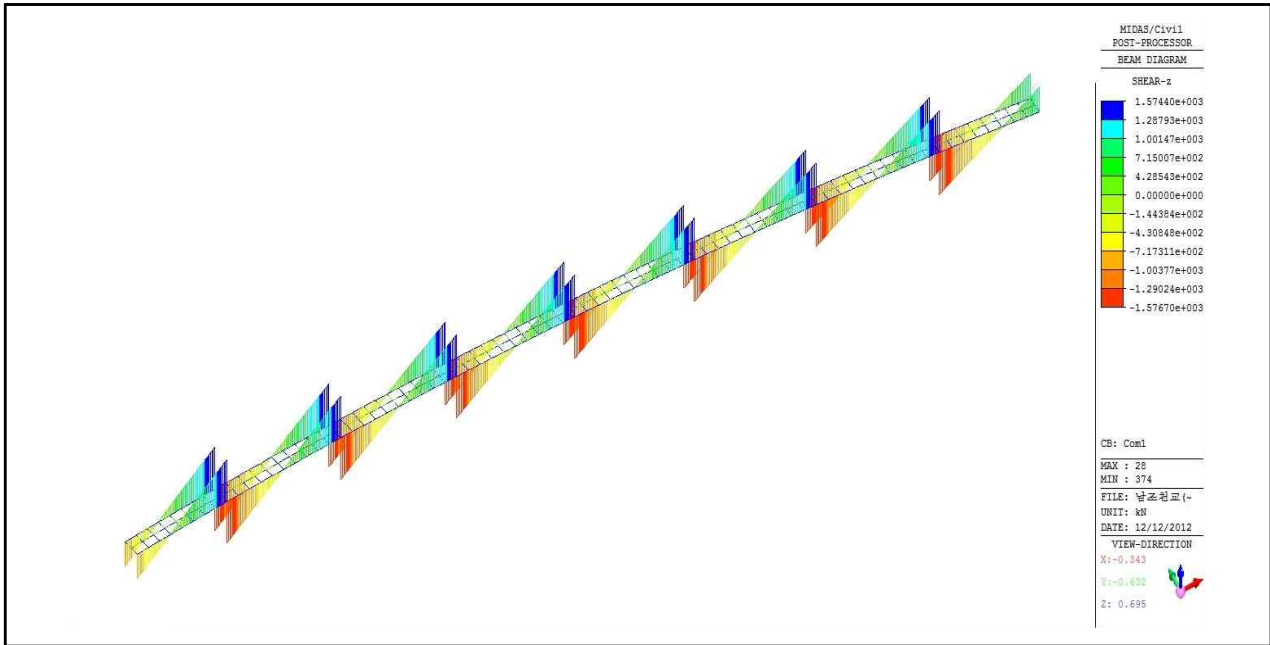
활하중은 부재위치별로 2~3차선 재하시가 가장 불리한 하중으로 검토되었고, 각 경간에 따라 DB하중과 DL하중을 비교하여 불리한 하중을 적용하여 단면력을 검토하였으며, 단면검토 구간에서 각각 발생한 최대단면력을 【그림 5-3】 ~ 【그림 5-3】에 나타내었다.



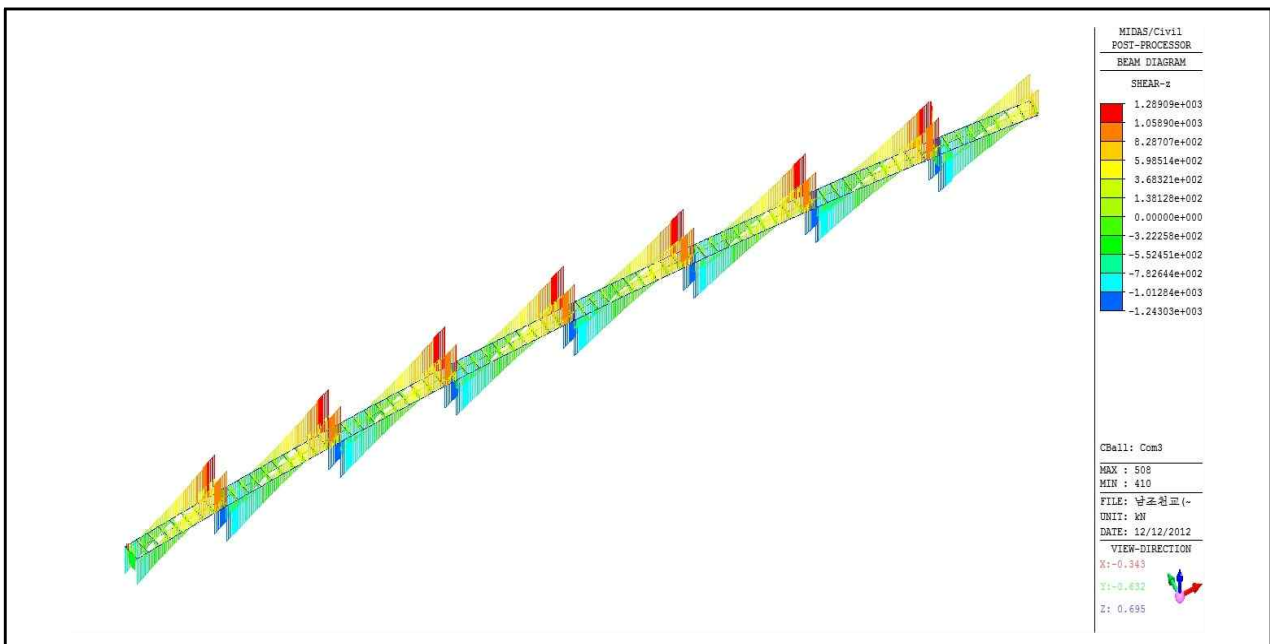
【그림 5-9】 남조천교(부산) 고정하중(합성전)에 의한 휨모멘트도



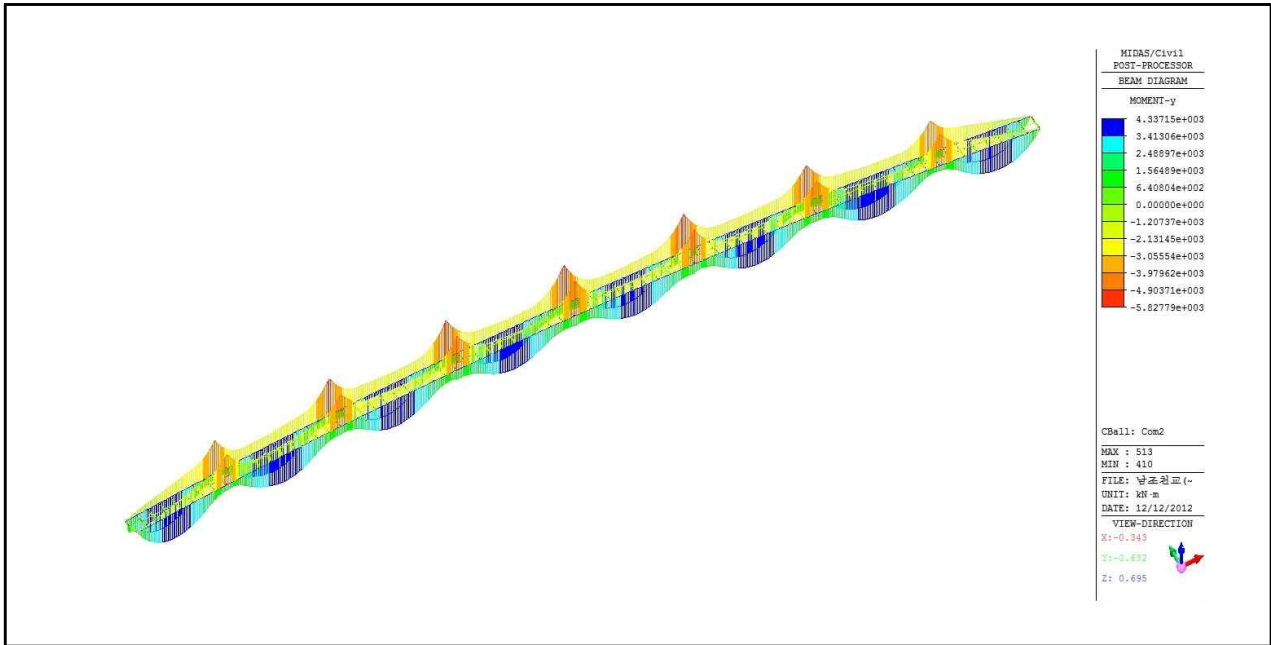
【그림 5-10】 남조천교(부산) 고정하중(합성후)에 의한 휨모멘트도



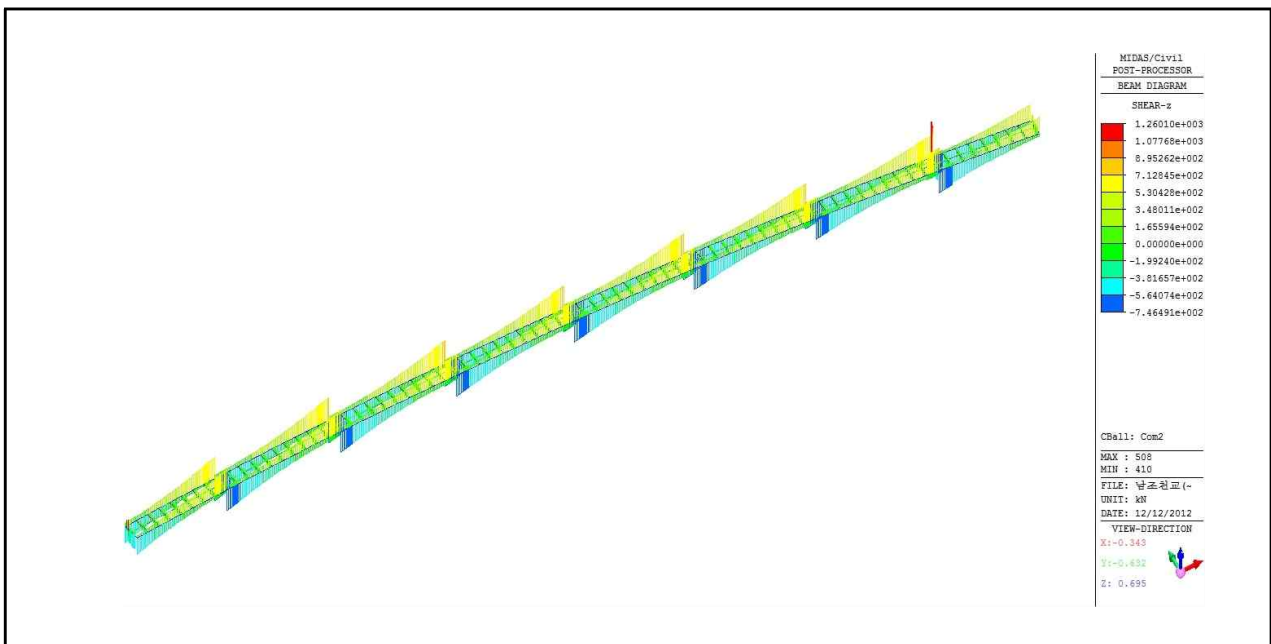
【그림 5-11】 남조천교(부산) 고정하중(합성전)에 의한 전단력도



【그림 5-12】 남조천교(부산) 고정하중(합성후)에 의한 전단력도



【그림 5-13】 남조천교(부산) 활하중에 의한 휨모멘트



【그림 5-14】 남조천교(부산) 활하중에 의한 전단력

2) 단면력 및 단면응력

남조천교(부산)의 단면력 및 단면 응력은 다음과 같다.

【표 5-8】 남조천교(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	6395.614			40.256	-37.693
			합성후고정	1689.357	0.412	0.288	1.780	-8.072
			풍하중	-34.065	-0.008	-0.006	-0.036	0.163
			활하중	3830.278	0.935	0.652	4.037	-18.301
			소 계		1.339	0.934	46.038	-63.904
		G2 (16i)	합성전고정	6444.307			40.563	-37.980
			합성후고정	1960.301	0.479	0.334	2.066	-9.366
			풍하중	33.578	0.008	0.006	0.035	-0.160
			활하중	4058.818	0.991	0.691	4.278	-19.393
			소 계		1.478	1.031	46.942	-66.900
	S2	G1 (56i)	합성전고정	6063.382			38.165	-35.735
			합성후고정	1608.159	0.393	0.274	1.695	-7.684
			풍하중	-28.711	-0.007	-0.005	-0.030	0.137
			활하중	4009.638	0.979	0.683	4.226	-19.158
			소 계		1.365	0.952	44.056	-62.440
		G2 (57i)	합성전고정	6097.741			38.382	-35.938
			합성후고정	1849.475	0.452	0.315	1.949	-8.837
			풍하중	15.502	0.004	0.003	0.016	-0.074
			활하중	4307.154	1.052	0.734	4.540	-20.580
			소 계		1.507	1.051	44.887	-65.429
	S3	G1 (96J)	합성전고정	5968.124			37.566	-35.174
			합성후고정	1579.950	0.386	0.269	1.665	-7.549
			풍하중	-6.062	-0.001	-0.001	-0.006	0.029
			활하중	4042.558	0.987	0.689	4.261	-19.316
			소 계		1.371	0.957	43.485	-62.010
		G2 (97J)	합성전고정	6001.135			37.773	-35.368
			합성후고정	1820.184	0.444	0.310	1.918	-8.697
			풍하중	40.321	0.010	0.007	0.042	-0.193
			활하중	4335.580	1.059	0.739	4.569	-20.716
			소 계		1.513	1.055	44.304	-64.974

【표 5-8】 남조천교(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 (136J)	합성전고정	6019.861			37.891	-35.479
			합성후고정	1594.967	0.389	0.272	1.681	-7.621
			풍하중	-38.218	-0.009	-0.007	-0.040	0.183
			활하중	3866.981	0.944	0.659	4.076	-18.477
			소 계		1.324	0.924	43.608	-61.394
		G2 (137J)	합성전고정	6053.356			38.382	-35.676
			합성후고정	1835.669	0.448	0.313	1.935	-8.771
			풍하중	5.249	0.001	0.001	0.006	-0.025
			활하중	4157.135	1.015	0.708	4.381	-19.863
			소 계		1.464	1.022	44.703	-64.335

【표 5-9】 남조천교(부산) 부모멘트부 단면력 및 휨응력

구 분				휨모멘트 (kN·m)	휨응력(MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
부 모 멘 트 부	P1	G1 (33j)	합성전고정	-13114.666			-74.453	62.986
			합성후고정	-3404.348	-21.579	-19.743	-18.555	16.213
			풍하중	136.811	0.867	0.793	0.746	-0.652
			활하중	-4570.338	-28.970	-26.505	-24.911	21.765
			소 계		-49.682	-45.454	-117.174	100.312
		G2 (35I)	합성전고정	-13139.408			-74.594	63.105
			합성후고정	-4063.200	-25.756	-23.564	-22.147	19.350
			풍하중	-172.674	-1.095	-1.001	-0.941	0.822
			활하중	-4979.020	-31.561	-28.875	-27.138	23.712
			소 계		-58.411	-53.440	-124.820	106.989

【표 5-9】 남조천교(부산) 부모멘트부 단면력 및 휨응력(계속)

구 분				휨모멘트 (kN·m)	휨응력(MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
부 모 멘 트 부	P2	G1 (75J)	합성전고정	-13303.304			-75.524	63.892
			합성후고정	-3451.442	-21.878	-20.016	-18.812	16.437
			풍하중	157.051	0.996	0.911	0.856	-0.748
			활하중	-4825.388	-30.587	-27.984	-26.301	22.980
			소 계		-51.469	-47.089	-119.781	102.561
		G2 (77J)	합성전고정	-13303.691			-75.526	63.894
			합성후고정	-4124.095	-26.142	-23.917	-22.478	19.640
			풍하중	-130.847	-0.829	-0.759	-0.713	0.623
			활하중	-5445.450	-34.517	-31.580	-29.681	25.933
			소 계		-61.488	-56.256	-128.399	110.090
	P3	G1 (115j)	합성전고정	-13318.155			-75.608	63.963
			합성후고정	-3453.838	-21.893	-20.030	-18.825	16.448
			풍하중	184.905	1.172	1.072	1.008	-0.881
			활하중	-4942.155	-31.327	-28.661	-26.937	23.536
			소 계		-52.048	-47.619	-120.363	103.067
		G2 (117j)	합성전고정	-13317.863			-75.607	63.962
			합성후고정	-4128.183	-26.168	-23.941	-22.501	19.660
			풍하중	-90.197	-0.572	-0.523	-0.492	0.430
			활하중	-5539.918	-35.116	-32.128	-30.195	26.383
			소 계		-61.855	-56.592	-128.795	110.434
	P4	G1 (155J)	합성전고정	-13301.080			-75.512	63.881
			합성후고정	-3450.636	-21.873	-20.011	-18.808	16.433
			풍하중	165.142	1.047	0.958	0.900	-0.786
			활하중	-5204.506	-32.990	-30.183	-28.367	24.785
			소 계		-53.816	-49.236	-121.786	104.313
		G2 (157J)	합성전고정	-13301.586			-75.514	63.884
			합성후고정	-4122.458	-26.131	-23.908	-22.470	19.632
			풍하중	-130.068	-0.824	-0.754	-0.709	0.619
			활하중	-5827.174	-36.937	-33.794	-31.761	27.751
			소 계		-63.893	-58.456	-130.454	111.886

【표 5-10】 남조천교(부산) 부재별 전단응력

구 분			전단응력 검토(MPa)		
			전단력	비틀림력	전단응력
S1 정모멘트부	G1	합성전고정	172.290	7.038	3.126
		합성후고정	46.085	2.703	0.842
		풍하중	-0.011	3.914	0.028
		활하중	269.034	375.975	7.452
		소 계	487.398	389.630	11.448
	G2	합성전고정	174.302	9.838	3.182
		합성후고정	52.829	3.841	0.970
		풍하중	1.757	-5.413	0.069
		활하중	257.544	-477.848	7.964
		소 계	486.432	-469.582	12.186
S2 정모멘트부	G1	합성전고정	7.724	0.151	0.139
		합성후고정	3.598	10.775	0.140
		풍하중	1.267	0.549	0.026
		활하중	-270.056	-279.938	6.794
		소 계	-257.467	-268.463	7.099
	G2	합성전고정	9.527	0.955	0.177
		합성후고정	-1.605	10.979	0.106
		풍하중	1.156	10.990	0.098
		활하중	260.158	-282.317	6.634
		소 계	269.236	-259.393	7.015
S3 정모멘트부	G1	합성전고정	-3.889	-0.199	0.071
		합성후고정	-2.499	-10.355	0.118
		풍하중	-0.796	-0.686	0.019
		활하중	272.612	283.169	6.862
		소 계	265.428	271.929	7.070
	G2	합성전고정	-5.685	-0.996	0.109
		합성후고정	2.805	-10.604	0.125
		풍하중	-0.563	-0.895	0.016
		활하중	-264.252	283.435	6.715
		소 계	-267.695	270.940	6.964
S4 정모멘트부	G1	합성전고정	-1.873	-0.076	0.034
		합성후고정	-1.907	-10.334	0.107
		풍하중	-1.256	-0.691	0.027
		활하중	271.852	283.647	6.852
		소 계	266.816	272.546	7.020
	G2	합성전고정	-3.645	-0.877	0.071
		합성후고정	3.430	-10.551	0.136
		풍하중	-1.258	-1.137	0.030
		활하중	-269.936	283.940	6.820
		소 계	-271.409	271.375	7.057

【표 5-10】 남조천교(부산) 부재별 전단응력(계속)

구 분			전단응력 검토(MPa)		
			전단력	비틀림력	전단응력
P1 지점부	G1	합성전고정	1574.397	-3.556	28.139
		합성후고정	399.987	12.319	7.229
		풍하중	-24.071	-77.315	0.973
		활하중	662.074	551.366	15.693
		소 계	2612.387	482.814	52.034
	G2	합성전고정	1567.674	11.333	28.074
		합성후고정	489.193	15.325	8.843
		풍하중	25.597	-129.335	1.365
		활하중	686.050	-658.911	16.876
		소 계	2768.514	-761.588	55.158
P2 지점부	G1	합성전고정	-1553.234	4.185	27.766
		합성후고정	-394.271	-15.994	7.153
		풍하중	23.651	76.293	0.958
		활하중	-681.953	-570.015	16.179
		소 계	-2605.807	-505.531	52.056
	G2	합성전고정	-1543.351	-9.921	27.630
		합성후고정	-483.746	-19.377	8.774
		풍하중	-24.753	128.665	1.345
		활하중	-734.370	-679.784	17.885
		소 계	-2786.220	-580.417	55.635
P3 지점부	G1	합성전고정	1553.812	-4.254	27.777
		합성후고정	394.342	15.635	7.152
		풍하중	-24.491	-72.996	0.950
		활하중	686.720	571.945	16.278
		소 계	2610.383	510.330	52.156
	G2	합성전고정	1543.948	9.477	27.637
		합성후고정	483.941	19.481	8.779
		풍하중	22.837	-129.079	1.314
		활하중	742.090	647.306	17.795
		소 계	2792.816	547.185	55.525
P4 지점부	G1	합성전고정	1555.889	-3.351	27.807
		합성후고정	395.035	16.195	7.168
		풍하중	-25.669	-76.167	0.993
		활하중	690.526	555.097	16.227
		소 계	2615.781	491.774	52.196
	G2	합성전고정	1545.903	10.489	27.680
		합성후고정	484.458	20.077	8.792
		풍하중	22.873	-132.346	1.337
		활하중	746.495	629.683	17.750
		소 계	2799.729	527.903	55.559

3) 허용응력 검토결과

허용응력에 대한 검토는 부재력이 가장 크게 발생하는 S1경간과 P4지점부에 대한 을 대표경간으로 검토를 수행하였으며, 분석한 결과 설계하중하에선 Steel Box 하연에 최대 130.454MPa이 발생하는 것으로 검토되었으며 허용응력 228.0MPa로 안전성을 확보하는 것으로 검토되었다. 또한 S1~S4경간의 전부재가 설계하중 작용시 허용응력이내에 있는 것으로 검토었다. (참고 부록 구조검토 자료)

하중조합 : (1) 합성전 고정하중

(2) 합성후 고정하중

(3) 활하중

(4) 풍하중

(5) 크리프

(6) 건조수축

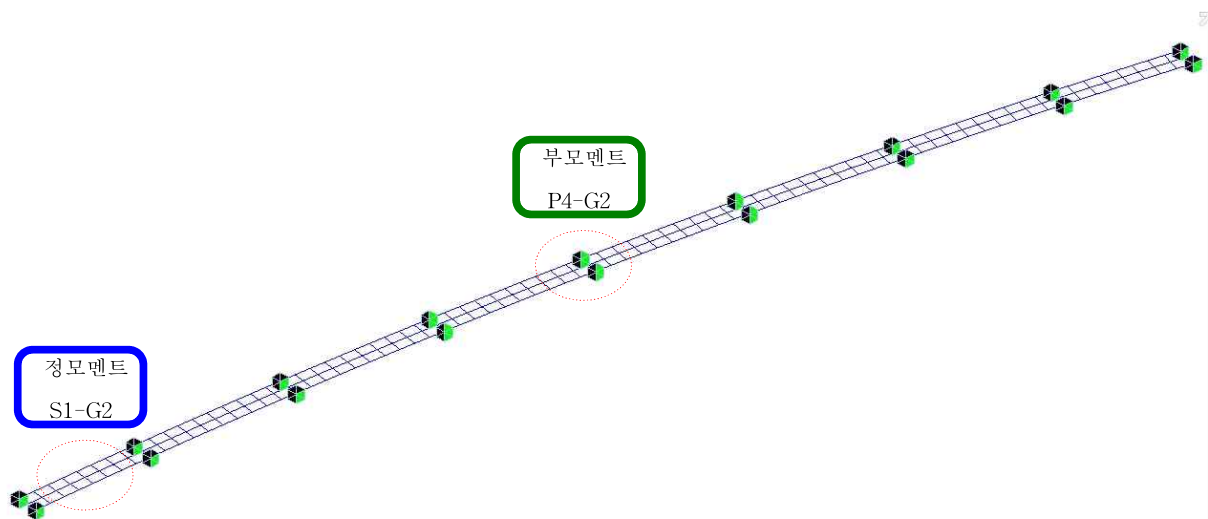
(7) 콘크리트와 강재보와의 온도차

【표 5-11】 남조천교(부산) S1경간 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	-	-	-	-	40.563	-37.980	182.038	190.000	4.488	5.003
1+2+3	1.470	1.025	160.000	160.000	46.907	-66.740	182.038	190.000	3.881	2.847
1+2+3+5	1.214	0.901	160.000	160.000	49.788	-65.958	209.343	190.000	4.205	2.881
1+2+3+5+6	-0.267	-0.655	160.000	160.000	73.381	-60.270	209.343	190.000	2.853	3.152
1+2+3+5+6+7	-22.931	-23.461	184.000	184.000	89.879	-54.965	236.649	218.500	2.633	3.975
1+2+3+5+6-7	22.397	22.150	184.000	184.000	56.884	-65.576	236.649	218.500	4.160	3.332
1+2+4	0.487	0.340	192.000	192.000	42.664	-47.507	218.445	228.000	5.120	4.799
1+2+3+0.5×4	1.474	1.028	200.000	200.000	46.924	-66.820	227.547	237.500	4.849	3.554
1+2+3+0.5×4+5	1.218	0.904	200.000	200.000	49.806	-66.038	227.547	237.500	4.569	3.596
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.263	-0.653	200.000	200.000	73.399	-60.351	227.547	237.500	3.100	3.935
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-22.927	-23.458	216.000	216.000	89.896	-55.045	245.751	256.500	2.734	4.660
1+2+3+0.5×4+5+6-7	22.401	22.153	216.000	216.000	56.902	-65.656	245.751	256.500	4.319	3.907

【표 5-12】 남조천교(부산) P1지점부 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	-	-	-	-	-75.514	63.884	190.000	186.100	2.516	2.913
1+2+3	-63.068	-57.701	160.000	160.000	-129.745	111.267	190.000	186.100	1.464	1.673
1+2+3+5	-67.463	-62.285	160.000	160.000	-134.451	102.979	190.000	186.100	1.413	1.807
1+2+3+5+6	-55.152	-49.333	160.000	160.000	-121.084	128.497	190.000	186.100	1.569	1.448
1+2+3+5+6+7	-60.482	-54.101	184.000	184.000	-100.289	159.924	218.500	214.015	2.179	1.338
1+2+3+5+6-7	-49.822	-44.564	184.000	184.000	-141.879	97.070	218.500	214.015	1.540	2.205
1+2+4	-26.956	-24.662	192.000	192.000	-98.693	84.135	228.000	223.320	2.310	2.654
1+2+3+0.5×4	-63.480	-58.078	200.000	200.000	-130.100	111.576	237.500	232.625	1.826	2.085
1+2+3+0.5×4+5	-67.875	-62.662	200.000	200.000	-134.806	103.289	237.500	232.625	1.762	2.252
1+2+3+0.5×4+5+6	-55.565	-49.710	200.000	200.000	-121.438	128.807	237.500	232.625	1.956	1.806
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-60.894	-54.478	216.000	216.000	-100.644	160.233	256.500	251.235	2.549	1.568
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-50.235	-44.942	216.000	216.000	-142.233	97.380	256.500	251.235	1.803	2.580



<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 5-13】 남조천교(부산) S1경간 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	0.050	0.040	0.012	0.012	0.062	0.052	O.K	O.K
1+2+3	0.066	0.123	0.012	0.012	0.079	0.136	O.K	O.K
1+2+3+5	0.057	0.121	0.012	0.012	0.069	0.133	O.K	O.K
1+2+3+5+6	0.123	0.101	0.012	0.012	0.135	0.113	O.K	O.K
1+2+3+5+6+7	0.144	0.063	0.012	0.012	0.156	0.075	O.K	O.K
1+2+3+5+6-7	0.058	0.090	0.012	0.012	0.070	0.102	O.K	O.K
1+2+4	0.038	0.043	0.001	0.001	0.039	0.044	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4	0.043	0.079	0.008	0.008	0.050	0.087	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5	0.048	0.077	0.008	0.008	0.056	0.085	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6	0.104	0.065	0.008	0.008	0.112	0.072	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.134	0.046	0.008	0.008	0.142	0.054	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.054	0.066	0.008	0.008	0.061	0.073	O.K	O.K

【표 5-14】 남조천교(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	0.158	0.118	0.243	0.243	0.401	0.361	O.K	O.K
1+2+3	0.466	0.357	0.243	0.243	0.709	0.600	O.K	O.K
1+2+3+5	0.501	0.306	0.243	0.243	0.744	0.549	O.K	O.K
1+2+3+5+6	0.406	0.477	0.243	0.243	0.649	0.720	O.K	O.K
1+2+3+5+6+7	0.211	0.558	0.243	0.243	0.454	0.801	O.K	O.K
1+2+3+5+6-7	0.422	0.206	0.243	0.243	0.665	0.449	O.K	O.K
1+2+4	0.187	0.142	0.082	0.082	0.269	0.224	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4	0.300	0.230	0.159	0.159	0.459	0.389	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5	0.322	0.197	0.159	0.159	0.482	0.357	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6	0.261	0.307	0.159	0.159	0.421	0.466	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.154	0.407	0.159	0.159	0.313	0.566	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.307	0.150	0.159	0.159	0.467	0.310	O.K	O.K

5.2.2 준천방향

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 5-16】 과 같으며, 도로교설계기준(2010)에서 바닥판의 최소두께는 【표 5-15】 으로부터 얻어지는 값과 22cm 중에서 큰 값으로 한다.

【표 5-15】 차도부의 바닥판 최소두께(도로교 설계기준 3.6.1.5)

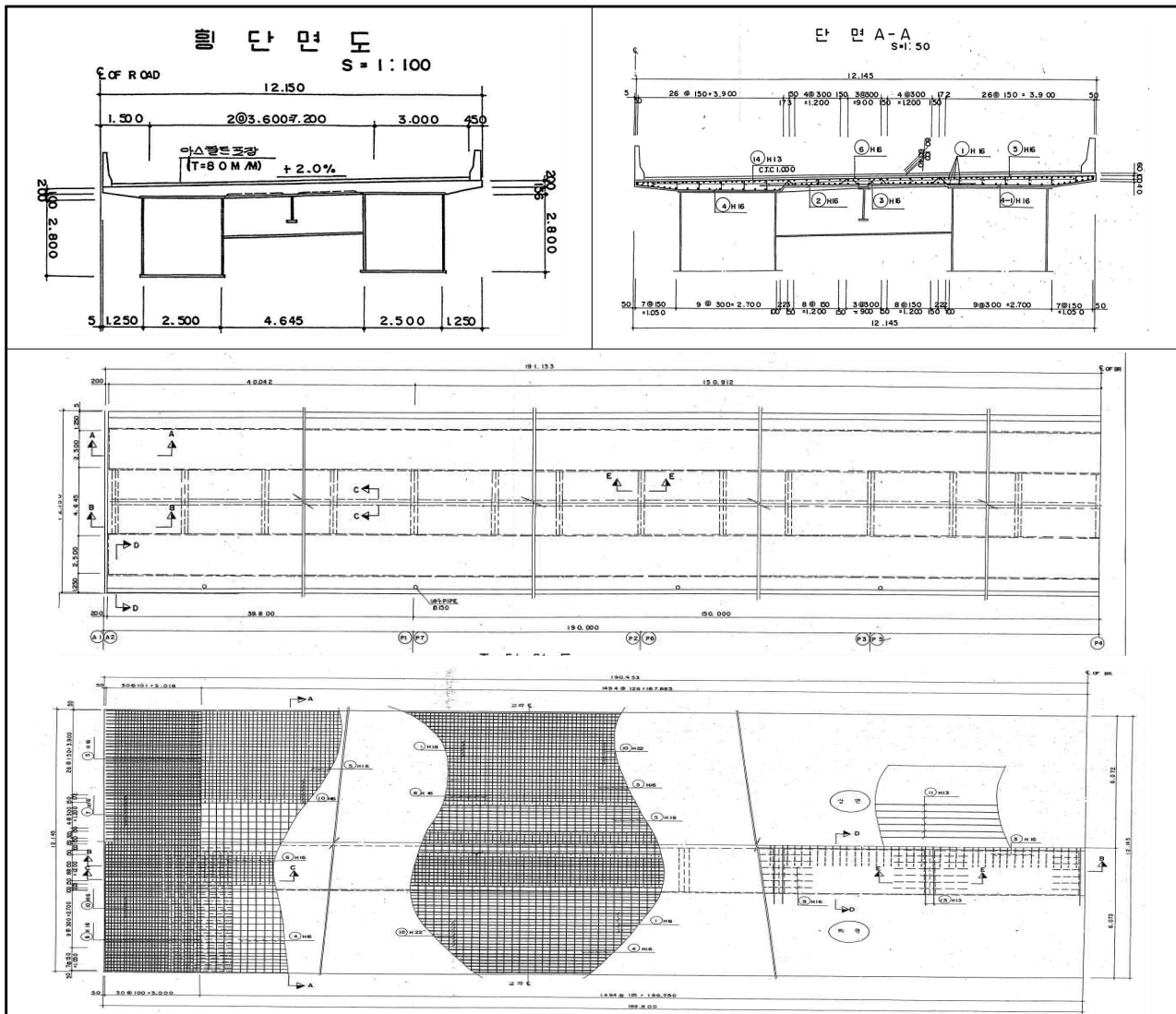
판의 구분	바닥판 지간의 방향	
	차량 진행방향에 직각	차량 진행방향 평행
단 순 판	$4L + 13$	$6.5L + 15$
연 속 판	$3L + 13$	$5L + 15$
캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25 \quad 28L + 18$ $L > 0.25 \quad 8L + 23$	$24L + 15$

여기서, L : 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

【표 5-16】 콘크리트와 철근의 물성치

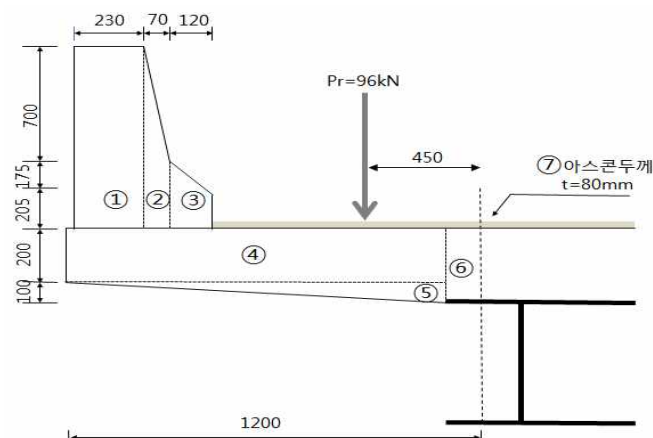
콘크리트 압축강도	철근의 항복강도	철 근 량
27 MPa 현장실측결과 27.0MPa 이상 (구조해석시 27.0MPa적용)	400 MPa (SD 40)	(15.89cm^2) D16@125 현장실측결과 평균값이 설계 철근량과 동일 (15.89cm^2) - D16@125

1) 검토 단면도



【그림 5-15】 남조천교(부산) 상부구조 횡단면도 및 배근도

나. 외측부 캔틸레버부 검토



※ 현장조사 결과 실측 아스콘 두께 : T=80mm 적용

1) 고정하중 산정 (방호벽 및 바닥판의 하중 산정)

No.	작용하중 (kN)		거리 (m)	모멘트 (kN · m)
1	- 0.23×1.08×25	= 6.21	1.055	= 6.552
2	- (1.08+0.38)×0.5×0.07×25	= 1.278	0.905	= 1.157
3	- (0.38+0.205)×0.5×0.12×25	= 0.878	0.81	= 0.711
4	- 1.15×0.2×25	= 5.75	0.625	= 3.594
5	- 0.1×1.15×0.5×25	= 1.438	0.433	= 0.623
6	- 0.05×0.3×25	= 0.375	0.025	= 0.009
7	- 0.08×0.75×23	= 1.38	0.375	= 0.517
Total	= 17.309			= 13.164

2) Slab 최소두께 검토

$$L = 0.45\text{m}$$

$$t_{\min} = 80L + 230 = 266\text{mm}$$

$$t_{\min} = [80L + 230, 220\text{mm}] \text{ 중 큰값, } \therefore t_{\max} = 266\text{mm} < 300\text{mm O.K}$$

3) 활하중

$$\begin{aligned} \text{충격계수 } i &= 15/(40+L) \geq \max. 0.3 \\ &= 0.30 \end{aligned}$$

차륜하중 분포폭(주철근의 방향이 차량 진행방향에 직각인 경우)

$$E = 0.8X + 1.14, \quad X = 0.45\text{m} \text{ (하중점에서 지지점까지의 거리(m))}$$

$$E = 0.8X + 1.14 = 1.5$$

차륜폭 1.0m당의 휨모멘트

$$M_{(1+i)} = \frac{P_r L}{E} (1+i) = \frac{96 \times 0.45}{1.176} (1+0.3) = 37.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) 방호벽 충돌하중

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

$$\text{작용높이 : } h = 1.0 + 0.08 = 1.08\text{m}$$

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

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

작용높이 $h=1.08\text{m}$

$$M_{co} = 27.71 \times 1.08 = 29.93 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 방호벽 상단에 횡방향으로 10kN/m의 수평하중을 재하

작용높이 $h=1.08\text{m}$

$$M_{co} = 10.0 \times 1.08 = 10.8 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$R>200\text{m}$ 이므로 위 값중 큰값을 사용한다.

$$\therefore M_{co} = 29.93 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

5) 풍하중

$$D = 4.23\text{m}$$

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

$$B/D = 12.15/4.23 = 2.872$$

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

$$P_w = \{4.0 - 0.2(2.872)\} \times 4.23 = 14.49 \text{ kN/m}$$

$$\therefore M_w = 14.49 \times (0.45)/2 = 3.26 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

6) 하중조합

Case	하중조합	
Case 1	$1.3D + 2.15(L+I)$	$=98.254 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Case 2	$1.3D + 1.3W$	$=21.351 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Case 3	$1.3D + 1.3(L+I) + 0.65W$	$=68.294 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Case 4	$1.3D + 1.3(L+I) + 1.3CO$	$=105.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Case 5	$1.2D + 1.2W + 1.2CO$	$=20.069 \text{ kN} \cdot \text{m}$
D: 고정하중, L:활하중, I: 충격계수, CO: 충돌하중, W:풍하중		

7) 단면력검토

- 검토조건

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

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

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 105.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 300.000 \text{ mm} \quad \text{단 면 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 깊이 } D = 240.000 \text{ mm} \quad \text{피복 두께 } D_c = 60.000 \text{ mm}$$

· 휨모멘트 검토

$$\text{사용철근량} = H16 \times 8.00 \text{ EA} \quad (D_c = 60.00 \text{ mm})$$

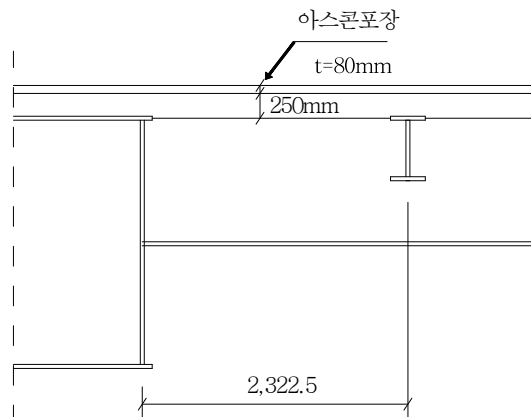
$$= 1588.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.69 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 122.167 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= 122.167 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 105.084 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

다. 중간 바닥판 슬래브 검토



1) Slab 최소두께 검토

$$L = 2.323 \text{ m}$$

$$t_{\min} = 30L + 130 = 199.69 \text{ mm}$$

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

2) 고정하중 산정 (방호벽 및 바닥판의 하중 산정)

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

$$\text{아스콘포장부} : 0.08 \times 23 = 1.84 \text{ kN/m}, w_d = 6.25 + 1.84 = 8.09 \text{ kN/m}$$

$$\therefore M_d = (w_d \times L^2) / 10 = (8.09 \times 2.323^2) / 10 = 4.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 활하중

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

$$= 0.354 \therefore i = 0.300$$

연속 바닥판(주철근이 차량진행방향의 직각인 경우)

$$\begin{aligned} M_{(1+i)} &= [(L+0.6)P_{24}(1+i)/9.6] \times 0.8 \\ &= [(2.323+0.6) \times 96 \times (1+0.3)/9.6] \times 0.8 = 30.40 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

4) 하중조합

Case	하중조합	
Case 1	1.3D+2.15(L+I)	=71.69 kN · m
D: 고정하중, L:활하중, I: 충격계수, CO: 충돌하중, W:풍하중		

5) 단면력검토

· 검토조건

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

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

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 71.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

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

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

$$\text{사용철근량} = H16 \times 8.00 \text{ EA} \quad (D_c = 50.00 \text{ mm})$$

$$= 1588.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.69 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 100.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$= 100.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 71.69 \text{ kN} \cdot \text{m} \dots \therefore \text{O.K}$$

6) 검토결과

바닥판에 대한 단면검토결과는 【표 5-3】과 같다.

【표 5-17】 바닥판의 휨강도 검토결과 (단위:kN·m)

구분	휨 모멘트				소요강도 (M_u)	설계강도 (ϕM_n)	안전율
	고정 하중	활하중	충돌 하중	풍하중			
캔틸레버부	13.164	34.44	29.93	3.26	105.084	122.167	1.16
바닥판중앙부	4.37	30.40	-	-	71.69	100.56	1.40

라. 주형검토

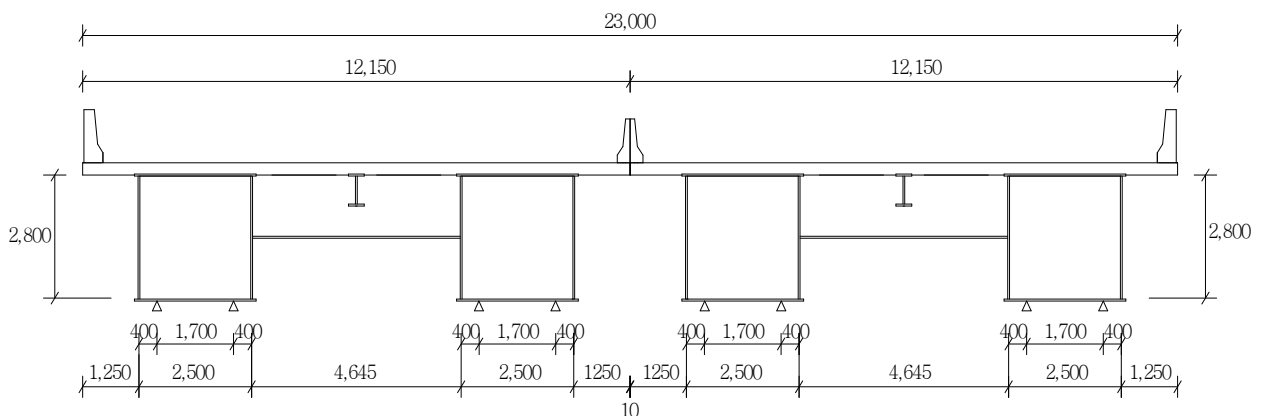
1) 하중산정

고정하중은 합성전 고정하중과 합성후 고정하중으로 나누어 재하하였다. 합성전 고정하중에는 강재와 바닥판의 자중을 고려하였다. 강재 자중의 경우 준공도서(준공도면)를 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 5-18】 남조천교(춘천) 적용 고정하중

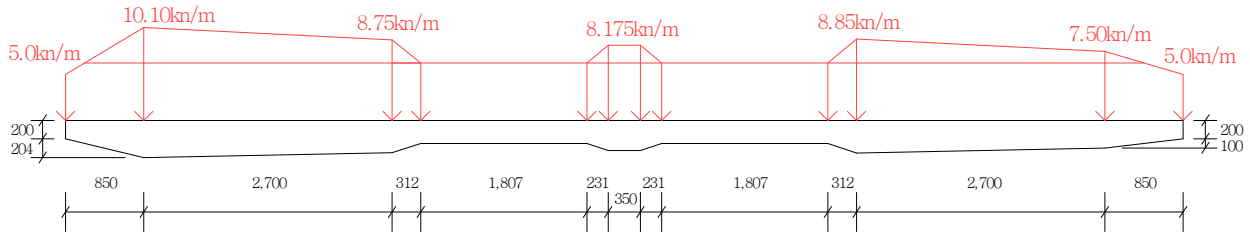
구 분	중 량
강재자중	프로그램에 의해 자동재하(할증25%)
바닥판, 포장, 방호벽	준공도면 및 현장실측

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

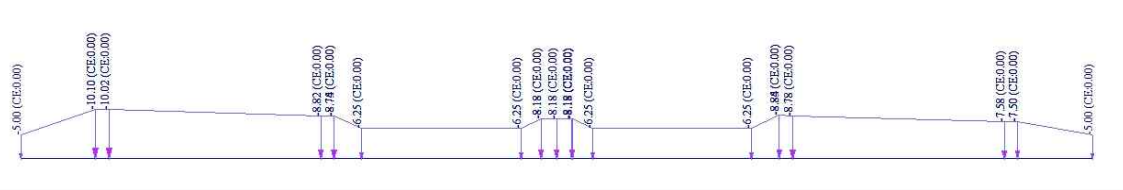


【그림 5-16】 남조천교(춘천) 횡단면도

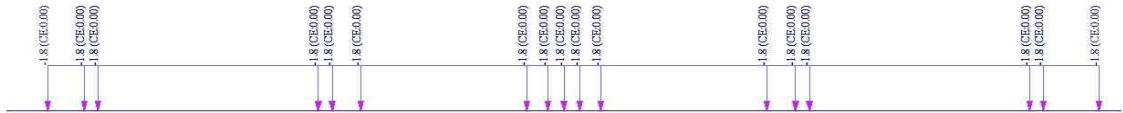
2) 고정하중 거더별 하중 분배



【그림 5-17】 남조천교(춘천) 바닥판 하중분배



【그림 5-18】 남조천교(춘천) 바닥판 모델링



【그림 5-19】 남조천교(춘천) 아스콘 포장부 모델링

구분	거더별 작용하중 (kN/m)	
	G1	G2
바닥판	44.7	44.1
2차고정하중	15.2	18.6

3) 활하중

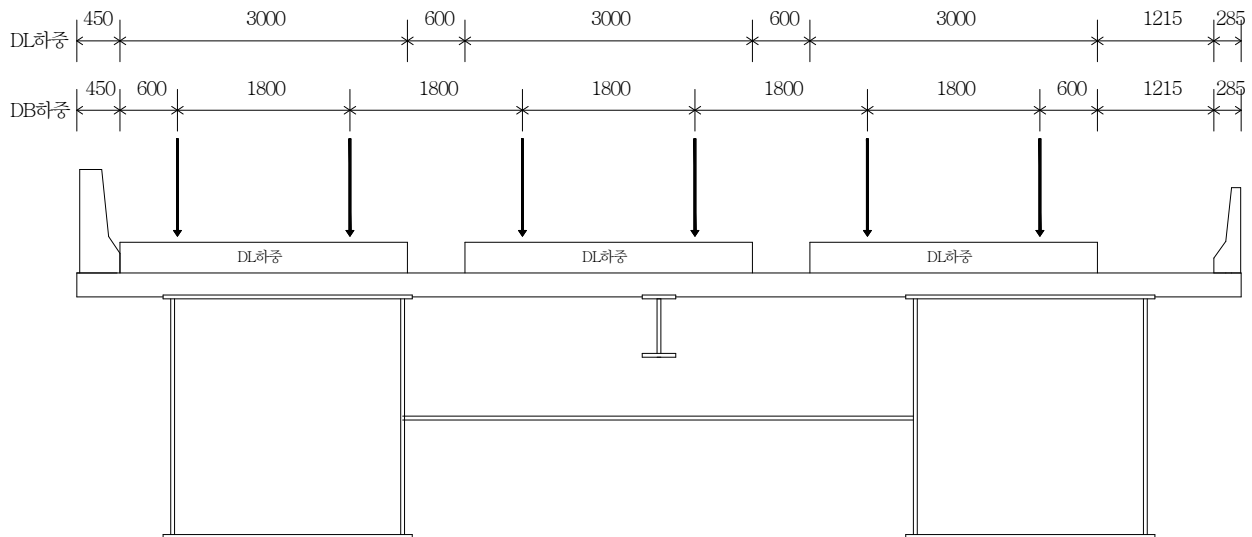
설계 활하중의 경우 크게 DB하중과 DL하중으로 구분되며 DB하중과 DL하중을 재하하여 설계부재에 불리한 응력을 주는 것을 선택한다. 지간이 긴 단순 세로보나 슬래브교의 경우 또는 이들을 연속형식으로 하는 경우에는 DL하중을 고려하여야 한다.

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

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

－ 차량이동하중(프로그램) DB-24, DL-24을 3차선 재하

$$4) \text{충격계수} : i = \frac{15}{40 + L} = 0.371 > 0.3$$



【그림 5-20】 활하중의 좌측편심 재하시 차선의 위치

4) 풍하중

1) 주거더에 작용하는 풍하중

－ 제원

$$B = 12.15\text{m (교폭)}$$

$$D = (\text{거더} + \text{바닥판} + \text{방호벽}) = 2.8 + 0.35 + 1.08 = 4.23\text{m}$$

$$B/D = 12.15/4.23 = 2.872$$

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

$$w = [4.0 - 0.2 \times 2.872] \times 4.23 = 14.49 \text{ kN/m} \geq 6.0$$

주거더에 작용하는 모멘트

$$M=w \times e=14.49 \times (4.23/2)=30.65 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

－ 활하중 재하시

$$w=14.49 \times 0.5=7.245 \text{ kN/m (활하중 비재하시 하중의 50%)}$$

주거터에 작용하는 모멘트

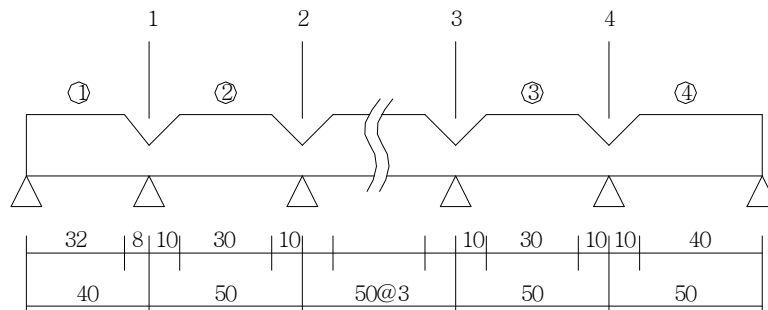
$$M=w \times e=7.245 \times (4.23/2)=15.323 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

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 5-19】 남조천교(춘천) 바닥판 유효폭 산정결과

구분		L(m)	b(m)	b/l	λ (L,S)	B
지간중앙부 ①④	플랜지(좌)	32	1.15	0.036	1.150	1.150
	플랜지(중)	32	1.25	0.039	1.250	2.500
	플랜지(우)	32	1.0625	0.033	1.063	2.125
			0.3		계	6.075
지간중앙부 ②③	플랜지(좌)	30	1.15	0.038	1.150	1.150
	플랜지(중)	30	1.25	0.042	1.250	2.500
	플랜지(우)	30	1.0625	0.035	1.063	2.125
			0.3		계	6.075
중앙지점부 1,4	플랜지(좌)	18	1.15	0.064	1.005	1.005
	플랜지(중)	18	1.25	0.069	1.074	2.149
	플랜지(우)	18	1.0625	0.059	0.942	1.884
			0.3		계	5.338
중앙지점부 2,3	플랜지(좌)	20	1.15	0.058	1.025	1.025
	플랜지(중)	20	1.25	0.063	1.097	2.194
	플랜지(우)	20	1.0625	0.053	0.959	1.918
			0.3		계	5.437

【표 5-20】 남조천교(춘천) 주형 플랜지 유효폭 산정결과

구분		L(m)	b(m)	b/l	λ (L,S)	B
지간중앙부 ①④	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	32	1.25	0.039	1.250	2.700
	플랜지(우)		0.1			
지간중앙부 ②③	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	30	1.25	0.042	1.250	2.700
	플랜지(우)		0.1			
중앙지점부 1,4	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	18	1.25	0.069	1.074	2.349
	플랜지(우)		0.1			
중앙지점부 2,3	플랜지(좌)		0.1			
	복부판간격	20	1.25	0.063	1.097	2.394
	플랜지(우)		0.1			

【표 5-21】 단면별 단면상수

구분	G1, G2		
S1경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	160,760
		Is (mm ⁴)	2.315×10^{11}
		Ysu(mm)	1,457.396
		Ysl (mm)	1,364.604
	합성후	Σ 단면적 Av (mm ²)	163,143.4
		Iv (mm ⁴)	2.381×10^{11}
		Ysu (mm)	1,433.0
		Ysl (mm)	1,389.0
		Ycu (mm)	1,690.0
		Ycl (mm)	1,550.0
S2경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	160,760
		Is (mm ⁴)	2.315×10^{11}
		Ysu(mm)	1,457.396
		Ysl (mm)	1,364.604
	합성후	Σ 단면적 Av (mm ²)	163,143.4
		Iv (mm ⁴)	2.381×10^{11}
		Ysu (mm)	1,433.0
		Ysl (mm)	1,389.0
		Ycu (mm)	1,690.0
		Ycl (mm)	1,550.0

【표 5-21】 단면별 단면상수(계속)

구분	G1, G2		
S3경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	160,760
		Is (mm ⁴)	2.315×10^{11}
		Ysu(mm)	1,457.396
		Ysl (mm)	1,364.604
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	163,143.4
		Iv (mm ⁴)	2.381×10^{11}
		Ysu (mm)	1,433.0
		Ysl (mm)	1,389.0
		Ycu (mm)	1,690.0
		Ycl (mm)	1,550.0
S4경간 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	160,760
		Is (mm ⁴)	2.315×10^{11}
		Ysu(mm)	1,457.396
		Ysl (mm)	1,364.604
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	163,143.4
		Iv (mm ⁴)	2.381×10^{11}
		Ysu (mm)	1,433.0
		Ysl (mm)	1,389.0
		Ycu (mm)	1,690.0
		Ycl (mm)	1,550.0
P1 지점부 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	179,120
		Is (mm ⁴)	2.710×10^{11}
		Ysu(mm)	1,538.479
		Ysl (mm)	1,301.521
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	181,503.4
		Iv (mm ⁴)	2.781×10^{11}
		Ysu (mm)	1,515.6
		Ysl (mm)	1,324.4
		Ycu (mm)	1,762.6
		Ycl (mm)	1,622.6

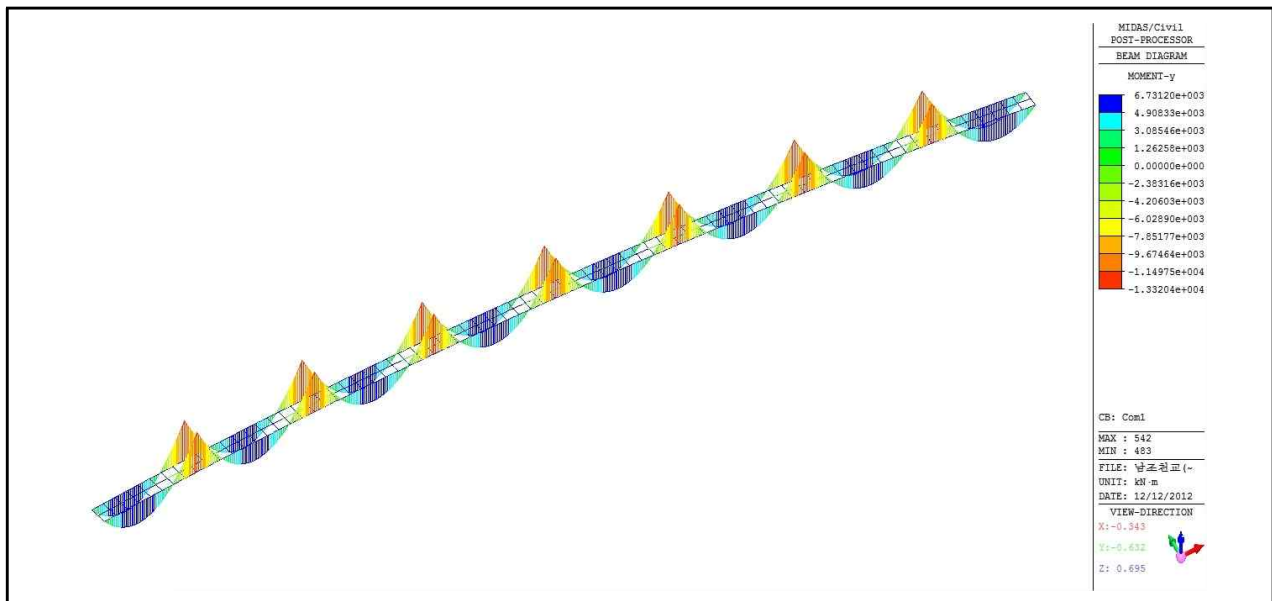
【표 5-21】 단면별 단면상수(계속)

구분	G1, G2		
P2 지점부 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	179,120
		Is (mm ⁴)	2.710×10^{11}
		Ysu(mm)	1,538.479
		Ysl (mm)	1,301.521
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	181,503.4
		Iv (mm ⁴)	2.781×10^{11}
		Ysu (mm)	1,515.6
		Ysl (mm)	1,324.4
		Ycu (mm)	1,762.6
		Ycl (mm)	1,622.6
P3 지점부 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	179,120
		Is (mm ⁴)	2.710×10^{11}
		Ysu(mm)	1,538.479
		Ysl (mm)	1,301.521
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	181,503.4
		Iv (mm ⁴)	2.781×10^{11}
		Ysu (mm)	1,515.6
		Ysl (mm)	1,324.4
		Ycu (mm)	1,762.6
		Ycl (mm)	1,622.6
P4 지점부 최대 정모멘트부	합성전	Σ 단면적 As (mm ²)	179,120
		Is (mm ⁴)	2.710×10^{11}
		Ysu(mm)	1,538.479
		Ysl (mm)	1,301.521
	합성후	Σ 단면적 Av (cm ²)	181,503.4
		Iv (mm ⁴)	2.781×10^{11}
		Ysu (mm)	1,515.6
		Ysl (mm)	1,324.4
		Ycu (mm)	1,762.6
		Ycl (mm)	1,622.6

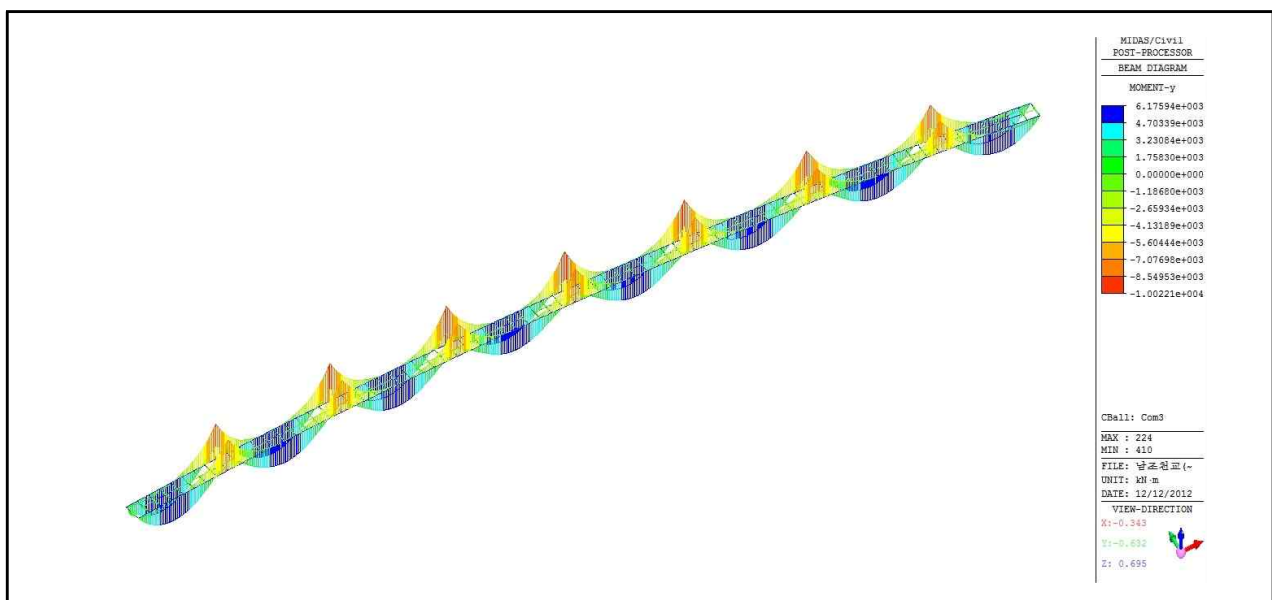
마. 구조해석 결과

1) 단면력도

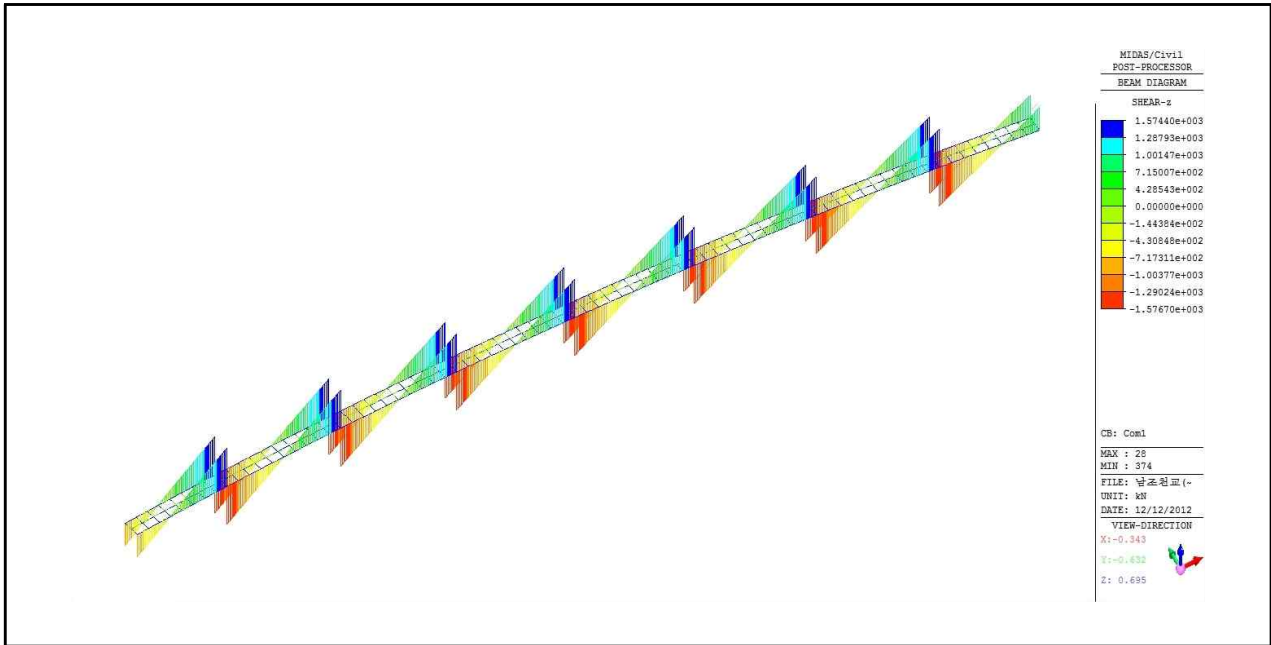
활하중은 부재위치별로 2~3차선 재하시가 가장 불리한 하중으로 검토되었고, 각 경간에 따라 DB하중과 DL하중을 비교하여 불리한 하중을 적용하여 단면력을 검토하였으며, 단면검토 구간에서 각각 발생한 최대단면력을 【그림 5-3】 ~ 【그림 5-3】에 나타내었다.



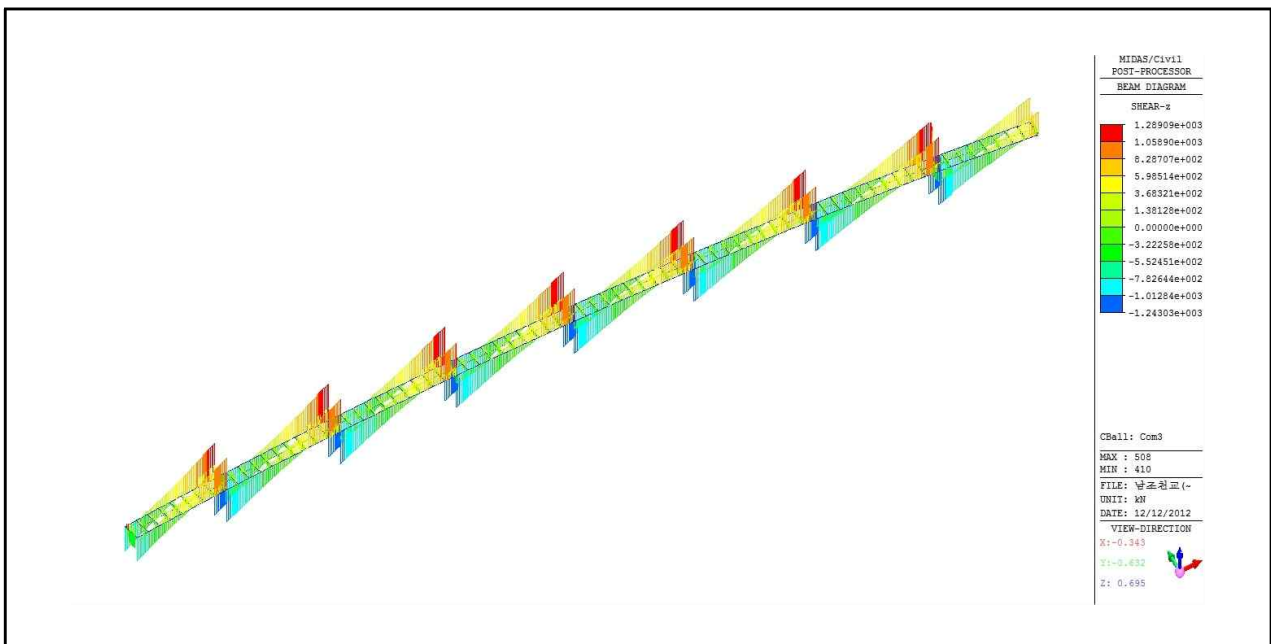
【그림 5-22】 남조천교(춘천) 고정하중(합성전)에 의한 휨모멘트도



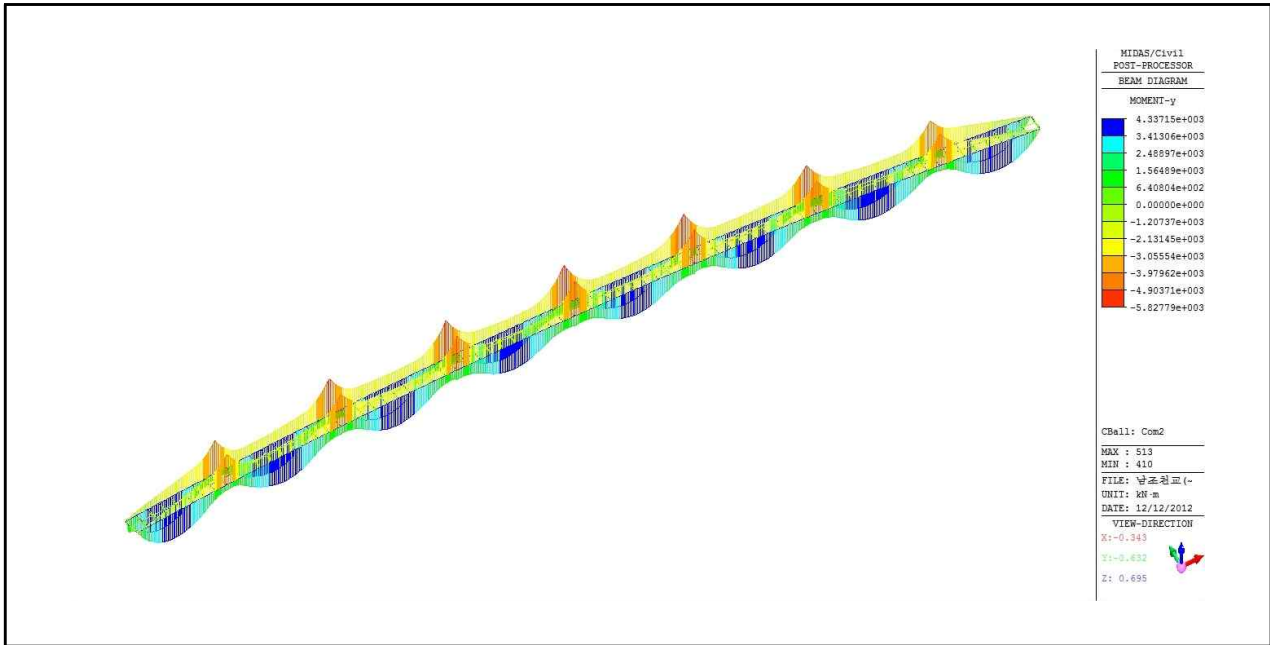
【그림 5-23】 남조천교(춘천) 고정하중(합성후)에 의한 휨모멘트도



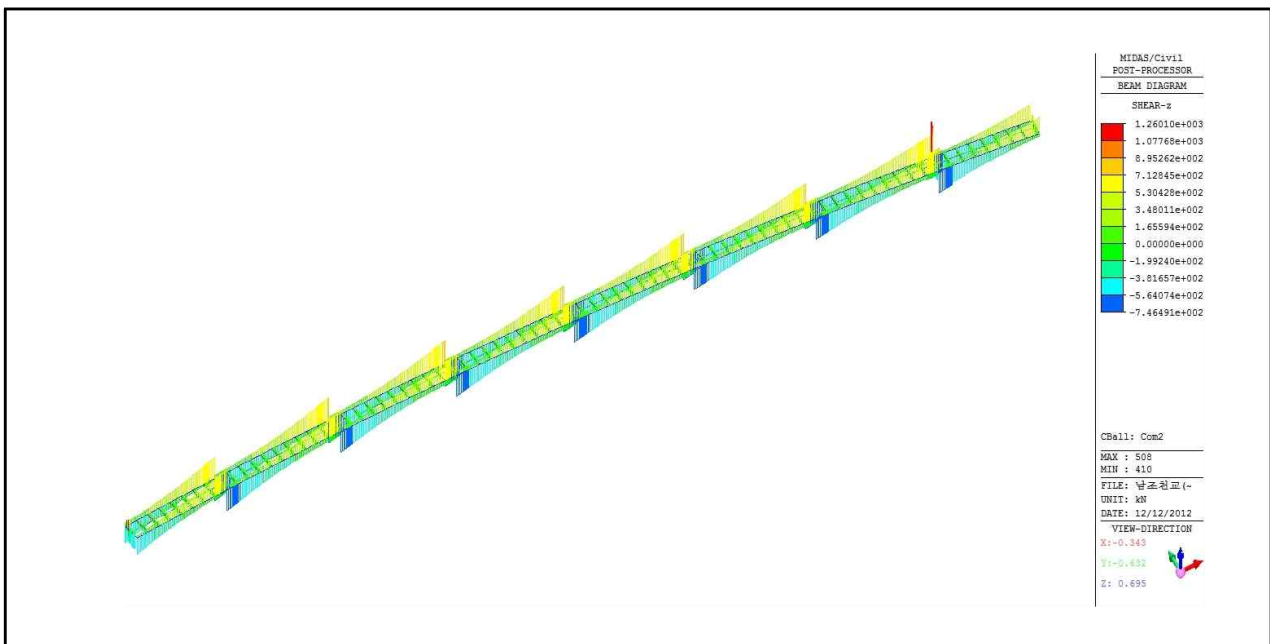
【그림 5-24】 남조천교(춘천) 고정하중(합성전)에 의한 전단력도



【그림 5-25】 남조천교(춘천) 고정하중(합성후)에 의한 전단력도



【그림 5-26】 남조천교(춘천) 활하중에 의한 휨모멘트



【그림 5-27】 남조천교(춘천) 활하중에 의한 전단력

2) 단면력 및 단면응력

남조천교(부산)의 단면력 및 단면 응력은 다음과 같다.

【표 5-22】 남조천교(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	6357.573			40.017	-37.469
			합성후고정	1847.679	0.451	0.315	1.947	-8.828
			풍하중	38.044	0.009	0.006	0.040	-0.182
			활하중	4283.349	1.046	0.730	4.514	-20.466
			소 계		1.506	1.051	46.519	-66.945
		G2 (16i)	합성전고정	6482.277			40.802	-38.204
			합성후고정	1655.258	0.404	0.282	1.745	-7.909
			풍하중	-37.465	-0.009	-0.006	-0.039	0.179
			활하중	3606.350	0.880	0.614	3.801	-17.231
			소 계		1.275	0.890	46.308	-63.165
	S2	G1 (56i)	합성전고정	6028.786			37.948	-35.531
			합성후고정	1749.251	0.427	0.298	1.844	-8.358
			풍하중	34.550	0.008	0.006	0.036	-0.165
			활하중	4445.109	1.085	0.757	4.685	-21.239
			소 계		1.521	1.061	44.512	-65.293
		G2 (57i)	합성전고정	6131.684			38.595	-36.138
			합성후고정	1572.866	0.384	0.268	1.658	-7.515
			풍하중	-21.342	-0.005	-0.004	-0.022	0.102
			활하중	3878.098	0.947	0.661	4.087	-18.530
			소 계		1.326	0.925	44.318	-62.081
	S3	G1 (96J)	합성전고정	5933.629			37.349	-34.971
			합성후고정	1721.575	0.420	0.293	1.814	-8.226
			풍하중	10.396	0.003	0.002	0.011	-0.050
			활하중	4476.073	1.093	0.762	4.718	-21.387
			소 계		1.516	1.058	43.891	-64.633
		G2 (97J)	합성전고정	6034.983			37.987	-35.568
			합성후고정	1545.325	0.377	0.263	1.629	-7.384
			풍하중	-44.485	-0.011	-0.008	-0.047	0.213
			활하중	3908.638	0.954	0.666	4.119	-18.676
			소 계		1.321	0.921	43.688	-61.415

【표 5-22】 남조천교(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 (136J)	합성전고정	5985.346			37.674	-35.275
			합성후고정	1736.101	0.424	0.296	1.830	-8.295
			풍하중	44.944	0.011	0.008	0.047	-0.215
			활하중	4298.091	1.049	0.732	4.530	-20.537
			소 계		1.484	1.036	44.081	-64.322
		G2 (137J)	합성전고정	6087.274			38.595	-35.876
			합성후고정	1559.766	0.381	0.266	1.644	-7.453
			풍하중	-11.959	-0.003	-0.002	-0.013	0.057
			활하중	3732.940	0.911	0.636	3.934	-17.836
			소 계		1.289	0.900	44.161	-61.108

【표 5-23】 남조천교(춘천) 부모멘트부 단면력 및 휨응력

구 분				휨모멘트 (kN·m)	휨응력(MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
부 모 멘 트 부	P1	G1 (33j)	합성전고정	-13019.880			-73.915	62.531
			합성후고정	-3831.282	-24.286	-22.219	-20.882	18.246
			풍하중	-117.617	-0.746	-0.682	-0.641	0.560
			활하중	-5363.972	-34.001	-31.107	-29.236	25.545
			소 계		-59.032	-54.008	-124.675	106.881
		G2 (35I)	합성전고정	-13236.265			-75.144	63.570
			합성후고정	-3322.857	-21.063	-19.270	-18.111	15.824
			풍하중	155.155	0.983	0.900	0.846	-0.739
			활하중	-4152.415	-26.321	-24.081	-22.633	19.775
			소 계		-46.400	-42.452	-115.042	98.430

【표 5-23】 남조천교(춘천) 부모멘트부 단면력 및 휨응력(계속)

구 분				휨모멘트 (kN·m)	휨응력(MPa)			
					바닥판부		강거더부	
					상연	하연	상연	하연
부 모 멘 트 부	P2	G1 (75J)	합성전고정	-13205.338			-74.968	63.421
			합성후고정	-3895.407	-24.692	-22.591	-21.232	18.551
			풍하중	-160.294	-1.016	-0.930	-0.874	0.763
			활하중	-5730.365	-36.323	-33.232	-31.233	27.290
			소 계		-62.031	-56.753	-128.307	110.026
		G2 (77J)	합성전고정	-13403.891			-76.095	64.375
			합성후고정	-3363.423	-21.320	-19.506	-18.332	16.018
			풍하중	167.283	1.060	0.970	0.912	-0.797
			활하중	-4517.264	-28.634	-26.197	-24.621	21.513
			소 계		-48.893	-44.733	-118.137	101.108
	P3	G1 (115j)	합성전고정	-13220.029			-75.051	63.492
			합성후고정	-3898.662	-24.713	-22.610	-21.250	18.567
			풍하중	-201.042	-1.274	-1.166	-1.096	0.957
			활하중	-5838.859	-37.011	-33.862	-31.825	27.806
			소 계		-62.998	-57.637	-129.222	110.822
		G2 (117j)	합성전고정	-13418.043			-76.176	64.443
			합성후고정	-3365.444	-21.333	-19.517	-18.343	16.027
			풍하중	108.618	0.689	0.630	0.592	-0.517
			활하중	-4618.042	-29.273	-26.782	-25.171	21.993
			소 계		-49.917	-45.669	-119.098	101.945
	P4	G1 (155J)	합성전고정	-13203.294			-74.956	63.412
			합성후고정	-3893.567	-24.680	-22.580	-21.222	18.542
			풍하중	-161.062	-1.021	-0.934	-0.878	0.767
			활하중	-6115.208	-38.763	-35.464	-33.331	29.122
			소 계		-64.464	-58.978	-130.387	111.843
		G2 (157J)	합성전고정	-13401.353			-76.081	64.363
			합성후고정	-3362.406	-21.313	-19.500	-18.327	16.013
			풍하중	128.193	0.813	0.743	0.699	-0.610
			활하중	-4890.911	-31.002	-28.364	-26.658	23.292
			소 계		-51.503	-47.120	-120.367	103.057

【표 5-24】 남조천교(춘천) 부재별 전단응력

구 분			전단응력 검토(MPa)		
			전단력	비틀림력	전단응력
S1 정모멘트부	G1	합성전고정	171.404	7.151	3.111
		합성후고정	49.497	1.921	0.897
		풍하중	-0.435	6.611	0.054
		활하중	292.630	526.754	8.935
		소 계	513.096	542.437	12.998
	G2	합성전고정	175.225	10.223	3.201
		합성후고정	45.204	1.391	0.817
		풍하중	-1.311	-3.332	0.047
		활하중	236.942	-481.709	7.623
		소 계	456.060	-473.427	11.689
S2 정모멘트부	G1	합성전고정	8.564	3.312	0.176
		합성후고정	-1.549	-8.473	0.087
		풍하중	-1.460	-0.236	0.028
		활하중	-284.320	-293.748	7.146
		소 계	-278.765	-299.145	7.437
	G2	합성전고정	8.683	4.112	0.184
		합성후고정	3.484	-8.251	0.120
		풍하중	-0.956	-0.187	0.018
		활하중	-245.322	246.786	6.119
		소 계	-234.111	242.460	6.441
S3 정모멘트부	G1	합성전고정	-4.744	-3.236	0.108
		합성후고정	2.691	8.135	0.105
		풍하중	0.858	0.159	0.016
		활하중	286.953	293.740	7.193
		소 계	285.758	298.798	7.422
	G2	합성전고정	-4.827	-4.038	0.115
		합성후고정	-2.416	7.932	0.099
		풍하중	0.497	0.098	0.010
		활하중	246.991	-249.492	6.167
		소 계	240.245	-245.500	6.391
S4 정모멘트부	G1	합성전고정	-2.732	-3.116	0.071
		합성후고정	3.280	8.177	0.116
		풍하중	1.516	0.341	0.029
		활하중	-292.422	293.575	7.289
		소 계	-290.358	298.977	7.506
	G2	합성전고정	-2.783	-3.914	0.077
		합성후고정	-1.839	7.951	0.089
		풍하중	0.988	0.029	0.018
		활하중	250.129	-249.749	6.225
		소 계	246.495	-245.683	6.409

【표 5-24】 남조천교(춘천) 부재별 전단응력(계속)

구 분			전단응력 검토(MPa)		
			전단력	비틀림력	전단응력
P1 지점부	G1	합성전고정	1561.018	0.328	27.878
		합성후고정	463.500	-11.296	8.356
		풍하중	22.821	128.279	1.308
		활하중	749.865	621.685	17.754
		소 계	2797.204	738.996	55.296
	G2	합성전고정	1581.138	14.935	28.340
		합성후고정	389.328	-6.732	7.000
		풍하중	-24.832	75.995	0.977
		활하중	591.840	-615.809	14.891
		소 계	2537.474	-531.611	51.208
P2 지점부	G1	합성전고정	-1539.662	-0.874	27.500
		합성후고정	-459.161	14.767	8.303
		풍하중	-23.650	-130.781	1.340
		활하중	-789.420	647.645	18.643
		소 계	-2811.893	530.757	55.786
	G2	합성전고정	1560.890	15.451	27.982
		합성후고정	384.288	-10.823	6.938
		풍하중	-25.095	76.170	0.983
		활하중	623.750	-583.913	15.237
		소 계	2543.833	-503.115	51.140
P3 지점부	G1	합성전고정	1540.228	0.715	27.509
		합성후고정	459.296	-14.568	8.304
		풍하중	25.432	133.029	1.388
		활하중	798.187	-644.404	18.777
		소 계	2823.143	-525.228	55.978
	G2	합성전고정	1557.588	14.432	27.916
		합성후고정	383.240	-10.797	6.919
		풍하중	-24.334	75.848	0.967
		활하중	634.744	-584.054	15.434
		소 계	2551.238	-504.571	51.237
P4 지점부	G1	합성전고정	1542.325	1.701	27.554
		합성후고정	459.845	-14.529	8.314
		풍하중	25.514	131.554	1.379
		활하중	801.588	-627.798	18.721
		소 계	2829.272	-509.072	55.967
	G2	합성전고정	1559.524	15.529	27.958
		합성후고정	383.851	-10.732	6.930
		풍하중	-23.278	74.388	0.938
		활하중	637.817	-568.759	15.382
		소 계	2557.914	-489.574	51.208

3) 허용응력 검토결과

허용응력에 대한 검토는 부재력이 가장 크게 발생하는 S1경간과 P4지점부에 대한 을 대표경간으로 검토를 수행하였으며, 분석한 결과 설계하중하에선 Steel Box 하연에 최대 130.454MPa이 발생하는 것으로 검토되었으며 허용응력 228.0MPa로 안전성을 확보하는 것으로 검토되었다. 또한 S1~S4경간의 전부재가 설계하중 작용시 허용응력이내에 있는 것으로 검토었다. (참고 부록 구조검토 자료)

하중조합 : (1) 합성전 고정하중

(2) 합성후 고정하중

(3) 활하중

(4) 풍하중

(5) 크리프

(6) 건조수축

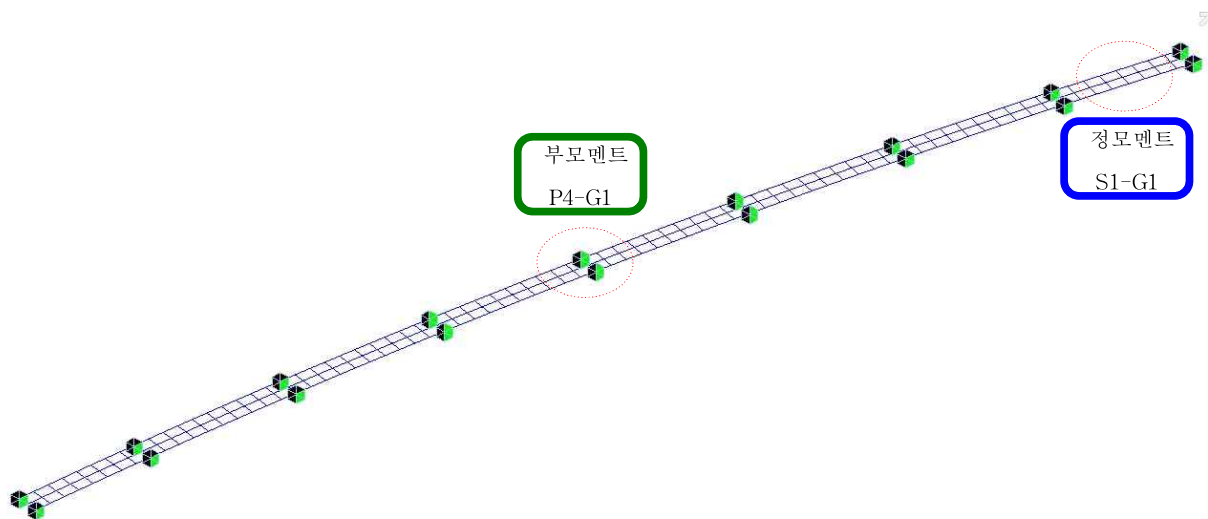
(7) 콘크리트와 강재보와의 온도차

【표 5-25】 남조천교(춘천) S1경간 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	-	-	-	-	40.017	-37.469	182.038	190.000	4.549	5.071
1+2+3	1.497	1.044	160.000	160.000	46.479	-66.764	182.038	190.000	3.917	2.846
1+2+3+5	1.256	0.927	160.000	160.000	49.195	-66.027	209.343	190.000	4.255	2.878
1+2+3+5+6	-0.225	-0.629	160.000	160.000	72.788	-60.339	209.343	190.000	2.876	3.149
1+2+3+5+6+7	-22.889	-23.435	184.000	184.000	89.285	-55.033	236.649	218.500	2.650	3.970
1+2+3+5+6-7	22.439	22.176	184.000	184.000	56.290	-65.644	236.649	218.500	4.204	3.329
1+2+4	0.460	0.321	192.000	192.000	42.004	-46.479	218.445	228.000	5.201	4.905
1+2+3+0.5×4	1.502	1.048	200.000	200.000	46.499	-66.854	227.547	237.500	4.894	3.552
1+2+3+0.5×4+5	1.260	0.930	200.000	200.000	49.215	-66.118	227.547	237.500	4.624	3.592
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.220	-0.626	200.000	200.000	72.808	-60.430	227.547	237.500	3.125	3.930
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-22.884	-23.431	216.000	216.000	89.305	-55.124	245.751	256.500	2.752	4.653
1+2+3+0.5×4+5+6-7	22.443	22.179	216.000	216.000	56.310	-65.735	245.751	256.500	4.364	3.902

【표 5-26】 남조천교(춘천) P1지점부 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	-	-	-	-	-74.956	63.412	190.000	186.100	2.535	2.935
1+2+3	-63.443	-58.044	160.000	160.000	-129.509	111.076	190.000	186.100	1.467	1.675
1+2+3+5	-67.594	-62.373	160.000	160.000	-133.954	103.249	190.000	186.100	1.418	1.802
1+2+3+5+6	-55.283	-49.421	160.000	160.000	-120.587	128.767	190.000	186.100	1.576	1.445
1+2+3+5+6+7	-60.613	-54.190	184.000	184.000	-99.792	160.193	218.500	214.015	2.190	1.336
1+2+3+5+6-7	-49.953	-44.653	184.000	184.000	-141.382	97.340	218.500	214.015	1.545	2.199
1+2+4	-25.701	-23.514	192.000	192.000	-97.056	82.721	228.000	223.320	2.349	2.700
1+2+3+0.5×4	-63.954	-58.511	200.000	200.000	-129.948	111.460	237.500	232.625	1.828	2.087
1+2+3+0.5×4+5	-68.104	-62.841	200.000	200.000	-134.393	103.633	237.500	232.625	1.767	2.245
1+2+3+0.5×4+5+6	-55.794	-49.888	200.000	200.000	-121.026	129.150	237.500	232.625	1.962	1.801
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-61.124	-54.657	216.000	216.000	-100.231	160.577	256.500	251.235	2.559	1.565
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-50.464	-45.120	216.000	216.000	-141.821	97.723	256.500	251.235	1.809	2.571



<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.

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

【표 5-27】 남조천교(춘천) S1경간 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	0.048	0.039	0.014	0.014	0.062	0.053	O.K	O.K
1+2+3	0.065	0.123	0.014	0.014	0.079	0.137	O.K	O.K
1+2+3+5	0.055	0.121	0.014	0.014	0.069	0.135	O.K	O.K
1+2+3+5+6	0.121	0.101	0.014	0.014	0.135	0.115	O.K	O.K
1+2+3+5+6+7	0.142	0.063	0.014	0.014	0.156	0.077	O.K	O.K
1+2+3+5+6-7	0.057	0.090	0.014	0.014	0.070	0.104	O.K	O.K
1+2+4	0.037	0.042	0.001	0.001	0.038	0.043	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4	0.042	0.079	0.009	0.009	0.051	0.088	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5	0.047	0.078	0.009	0.009	0.056	0.086	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6	0.102	0.065	0.009	0.009	0.111	0.074	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.132	0.046	0.009	0.009	0.141	0.055	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.053	0.066	0.009	0.009	0.061	0.075	O.K	O.K

【표 5-28】 남조천교(춘천) P4지점부 부모멘트부(최대 발생부) 합성응력 검토 결과

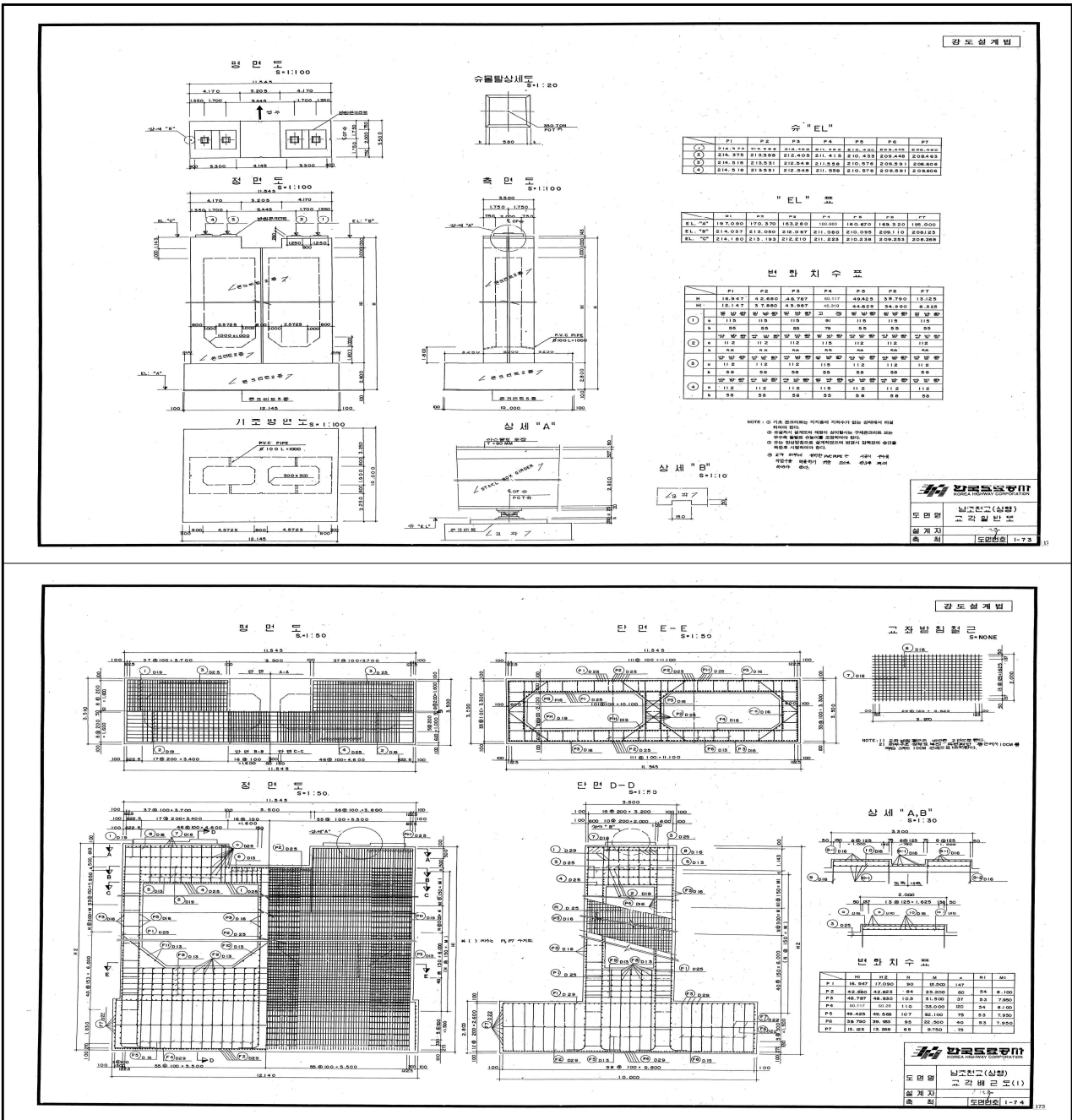
하 중 조 합	(f/fa)2		(v/va)2		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.156	0.116	0.246	0.246	0.402	0.362	O.K	O.K
1+2+3	0.465	0.356	0.246	0.246	0.711	0.603	O.K	O.K
1+2+3+5	0.497	0.308	0.246	0.246	0.743	0.554	O.K	O.K
1+2+3+5+6	0.403	0.479	0.246	0.246	0.649	0.725	O.K	O.K
1+2+3+5+6+7	0.209	0.560	0.246	0.246	0.455	0.807	O.K	O.K
1+2+3+5+6-7	0.419	0.207	0.246	0.246	0.665	0.453	O.K	O.K
1+2+4	0.181	0.137	0.080	0.080	0.261	0.217	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4	0.299	0.230	0.162	0.162	0.461	0.391	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5	0.320	0.198	0.162	0.162	0.482	0.360	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6	0.260	0.308	0.162	0.162	0.421	0.470	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.153	0.409	0.162	0.162	0.314	0.570	O.K	O.K
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.306	0.151	0.162	0.162	0.467	0.313	O.K	O.K

5.3 하부구조 안전성평가 검토

5.3.1 부산방향

가. 개 요

남조천교(부산)의 하부구조 형식은 벽식형 교각으로 중공형으로 시공되어져 있는 상태이며, 외관조사 결과 구체에 국부적인 균열 및 열화가 발생하였으나 구조적 결함이 없는 양호한 상태였다. 교각은 전체 총7기, 교대는 A1,A2측에 2기로 구성되어진다.



【그림 5-28】 남조천교(부산) 교각 일반도 및 배근도

나. 구조해석 검토

하부구조의 검토는 전체 교각중 상부하중(반력)의 영향을 가장 많이 받고 있는 개소를 선정하여 교각 단면검토를 수행하였으며 남조천교(부산)방향의 안전성 검토 대상 교각은 P2 교각이다.

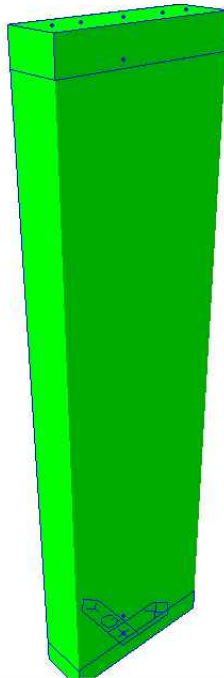
1) P2교각 안전성 검토결과

- ① 교각 자중 : 프로그램 자동재하
- ② 상부반력 산정 (상부구조해석에서 도출)

【표 5-29】 P2에 작용하는 상부반력 (단위: kN)

구분	G1		G2	
	Sh1	Sh2	Sh3	Sh4
고정하중 반력	1970.7	1970.7	160.5	1960.5
활 하 중 반력	577.6	577.6	717.4	717.4

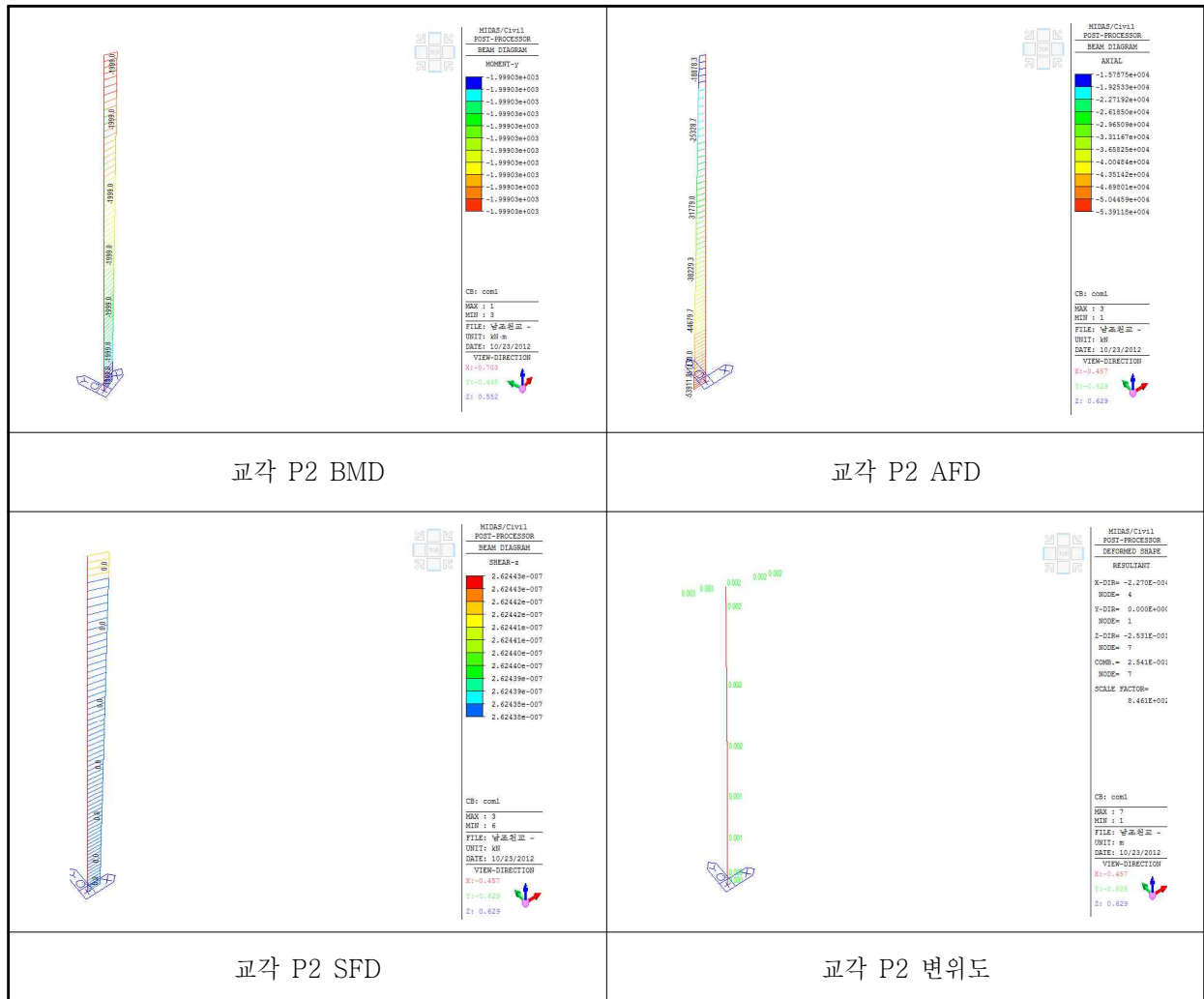
- ③ 하중조합 : 1.3D+2.15L
- ④ 해석 Modeling (Frame-Element)



【그림 5-29】 남조천교(부산) P2 구조해석 모델링

⑤ 해석결과

남조천교(부산)의 하부형식은 중공 교각으로 벽식(중공형) 교각이며, 휨보다는 축력에 지배를 받는 구조형태이다.

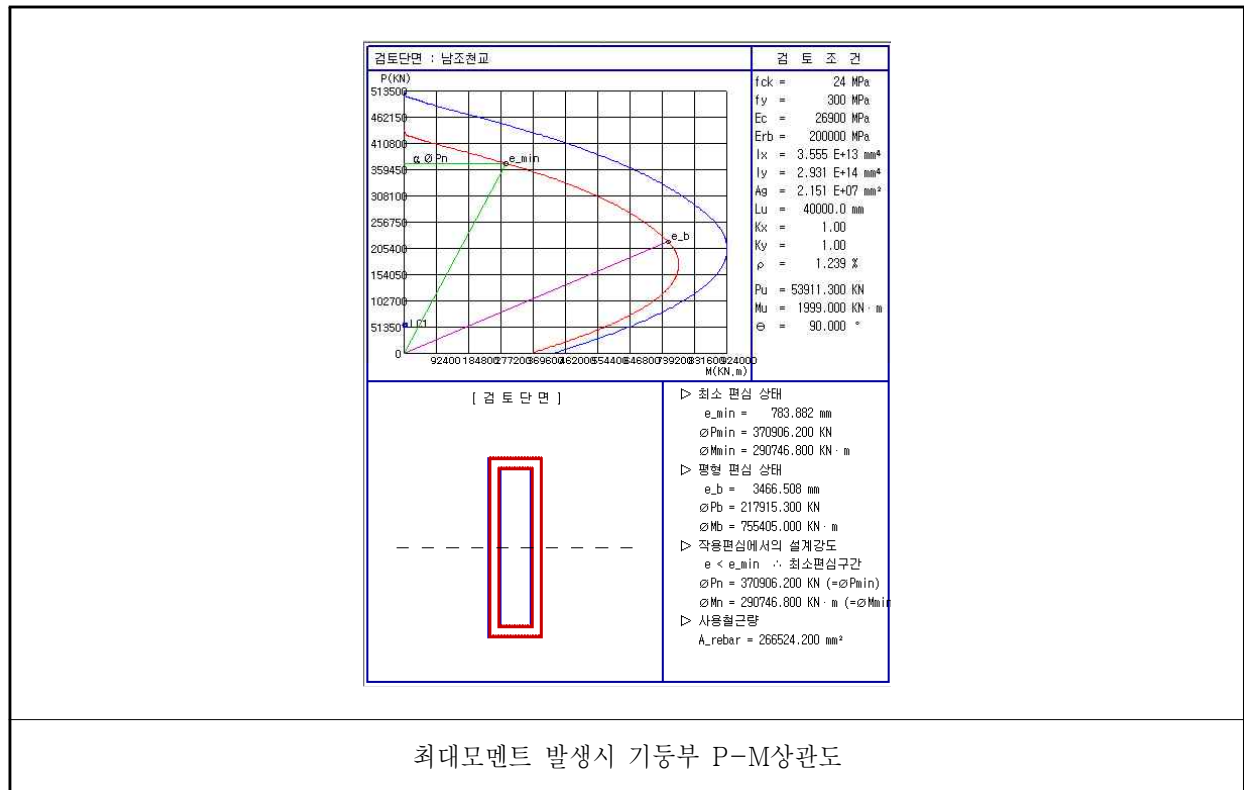


【그림 5-30】 남조천교(부산) P2 발생 부재력

【표 5-30】 P2 설계하중에 의한 발생 부재력

구분	모멘트 (kN · m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	비고
기둥부	1,999.0	53,911.3	—	

2) 기둥부 검토 결과



【표 5-31】 P2 설계하중에 의한 발생 부재력

구분	useAs (mm ²)	Pu (kN)	Pn (kN)	S.F	Mu (kN.m)	Mn (kN.m)	S.F	판정
검토단면	266524.2	53911.3	370906.20	6.87	1999.0	20746.8	10.37	OK

- 계산근거)

외부 단면 폭 (Bo)	: 11545.00 mm
외부 단면 높이 (Ho)	: 3500.00 mm
내부 단면 폭 (Bi)	: 9945.00 mm
내부 단면 높이 (Hi)	: 1900.00 mm
비지지 길이 (Lu)	: 40000.00 mm
유효길이계수 (Kx)	: 1.00
유효길이계수 (Ky)	: 1.00

① 작용하중

$$\begin{aligned} \text{계수축하중} & : P_u = 53911.300 \text{ KN} \\ \text{계수모멘트(Y)} & : M_{uy} = 1999.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{uy.ns} & = 1999.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{uy.s} & = 0.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 세장비} & : \lambda_x = 31.1 \\ \text{Y축 세장비} & : \lambda_y = 10.8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{지속 계수하중비} & : \beta_{dx} = 0.000 \\ & : \beta_{dy} = 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 확대계수} & : \delta_{x.ns} = 1.000 \\ & : \delta_{x.s} = 1.031 \\ \text{Y축 확대계수} & : \delta_{y.ns} = 1.000 \\ & : \delta_{y.s} = 1.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 확대모멘트} & : \delta M_{ux} = 0.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트} & : \delta M_{uy} = 1999.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{합성 확대모멘트} & : \delta M_u = 1999.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{중립축 회전각} & : \theta_{rot} = 90.000^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{최 소 편 심} & : e_{min} = 783.88 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심} & : e = 37.08 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\begin{aligned} \text{중립축 } x & = 600 / (600 + f_y) \times d = 7620.000 \text{ mm} \\ \text{평 형 편 심} & : e_b = 3466.51 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률} & : \epsilon_t = 0.0015 \\ \text{강 도 감소 계 수} & : \phi = 0.850 \end{aligned}$$

$$\text{평형 축하중} : \emptyset P_b = 217915.24 \text{ KN}$$

$$\text{평형 모멘트} : \emptyset M_b = 755405.01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore e \leq e_{\min} \quad \text{----> 최소편심 구간}$$

③ 단면강도 검토

$$\text{사용철근비} : P_{\text{used}} = 1.239 \%$$

$$\alpha P_n = \alpha \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 436354.200 \text{ KN}$$

$$M_n = \alpha P_n \times e_{\min} = 342050.336 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{강도 감소 계수} : \emptyset = 0.850$$

$$\text{축력 감소 계수} : \alpha = 0.850$$

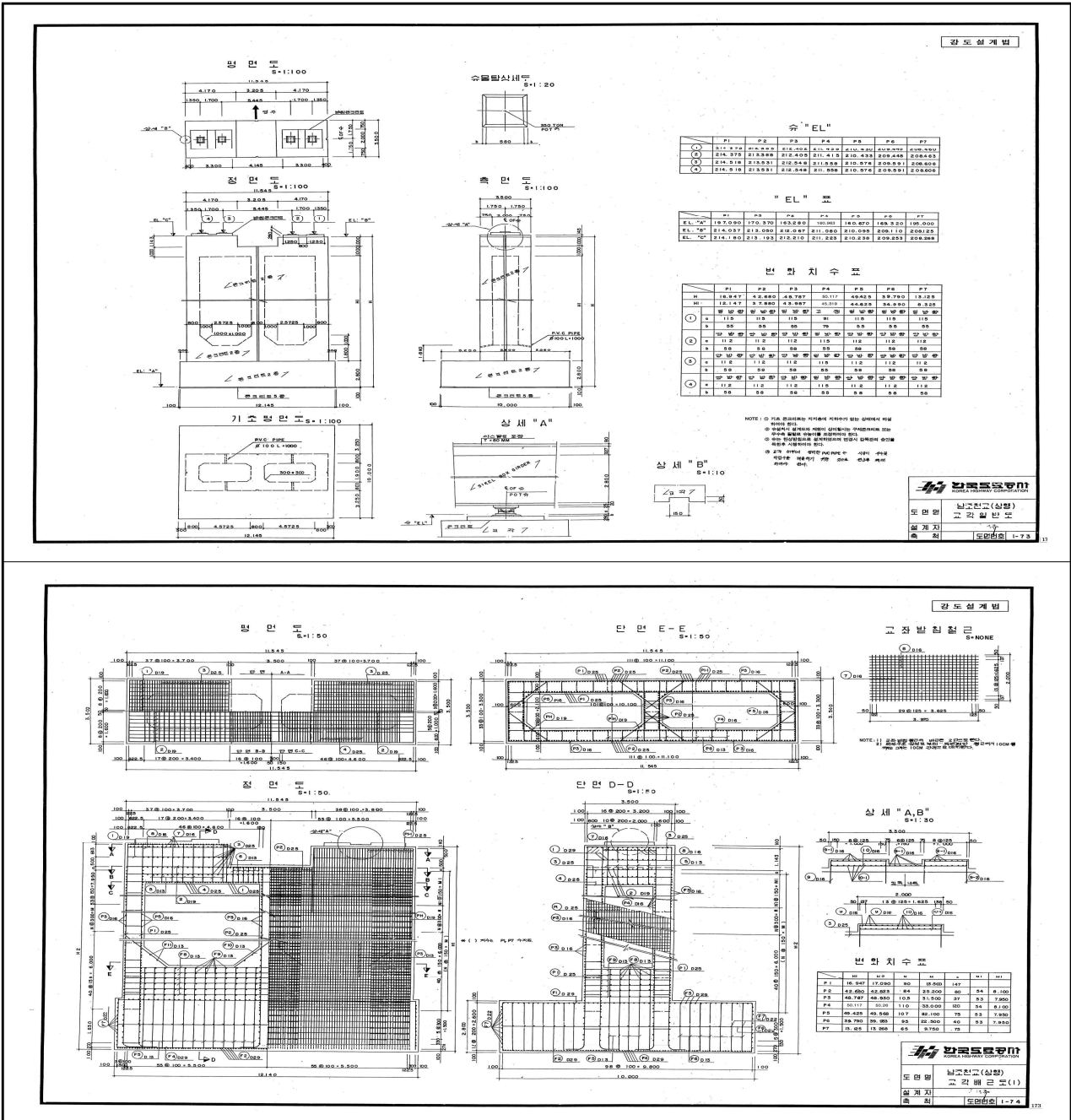
$$\text{설계축하중강도} : \alpha \emptyset P_n = 370906.2 \text{ KN} \geq P_u = 53911.3 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설계휨강도} : \emptyset M_n = 290746.8 \text{ KN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1999.0 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

5.3.2 춘천방향

가. 개 요

남조천교(춘천)의 하부구조 형식은 벽식형 교각으로 중공형으로 시공되어져 있는 상태이며, 외관조사 결과 구체에 국부적인 균열 및 열화가 발생하였으나 구조적 결함이 없는 양호한 상태였다. 교각은 전체 총7기, 교대는 A1,A2측에 2기로 구성되어진다.



【그림 5-31】 남조천교(춘천) 교각 일반도 및 배근도

나. 구조해석 검토

하부구조의 검토는 전체 교각중 상부하중(반력)의 영향을 가장 많이 받고 있는 개소를 선정하여 교각 단면검토를 수행하였으며 남조천교(춘천)방향의 안전성 검토 대상 교각은 P2 교각이다.

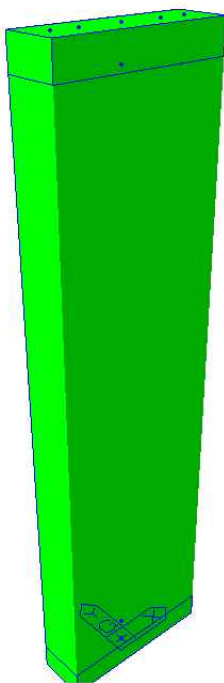
1) P2교각 안전성 검토결과

- ① 교각 자중 : 프로그램 자동재하
- ② 상부반력 산정 (상부구조해석에서 도출)

【표 5-32】 P2에 작용하는 상부반력 (단위: kN)

구분	G1		G2	
	Sh1	Sh2	Sh3	Sh4
고정하중 반력	1970.7	1970.7	160.5	1960.5
활 하 중 반력	577.6	577.6	717.4	717.4

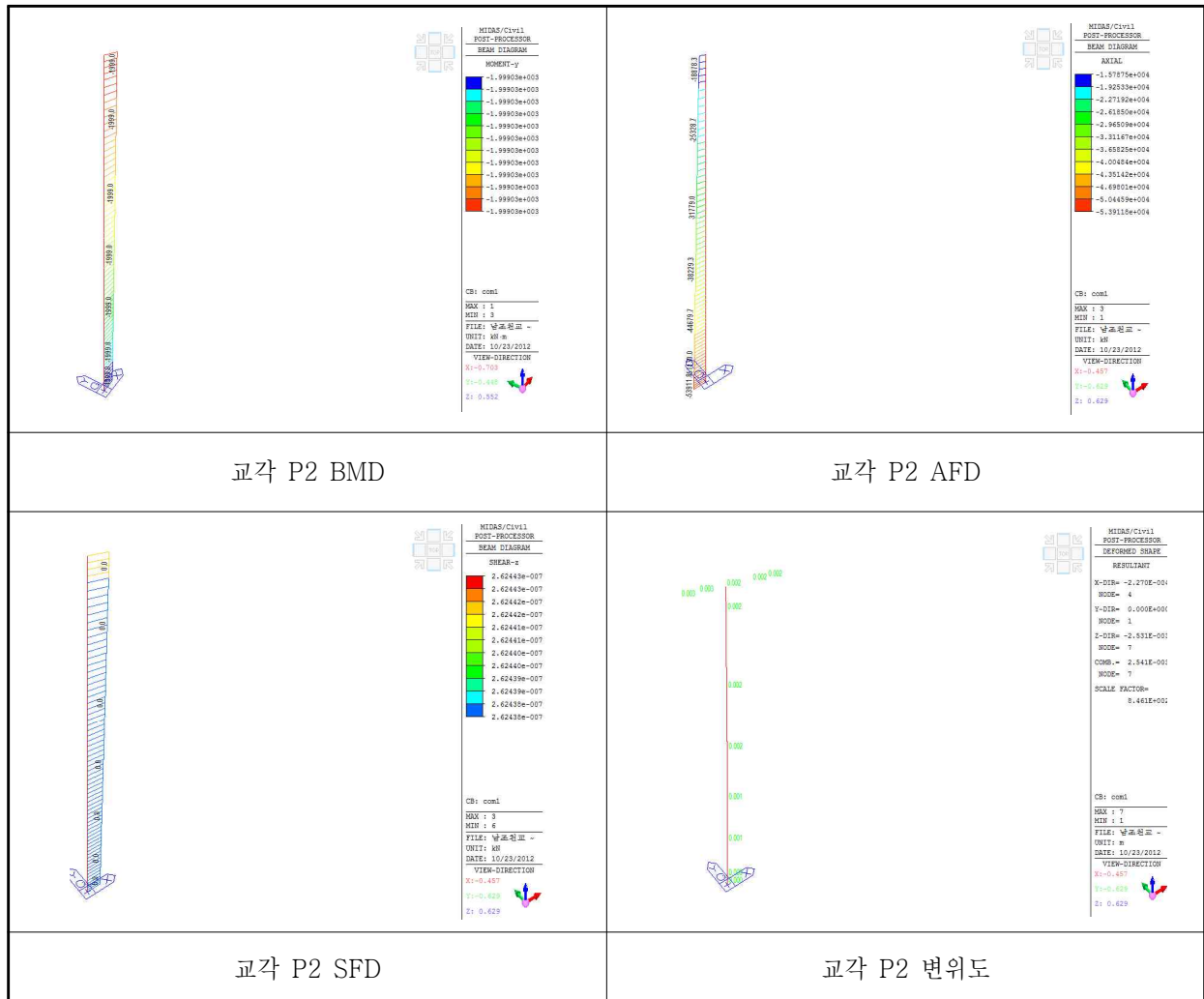
- ③ 하중조합 : 1.3D+2.15L
- ④ 해석 Modeling (Frame-Element)



【그림 5-32】 남조천교(춘천) P2 구조해석 모델링

⑤ 해석결과

남조천교(춘천)의 하부형식은 중공 교각으로 벽식(중공형) 교각이며, 휨보다는 축력에 지배를 받는 구조형태이다.

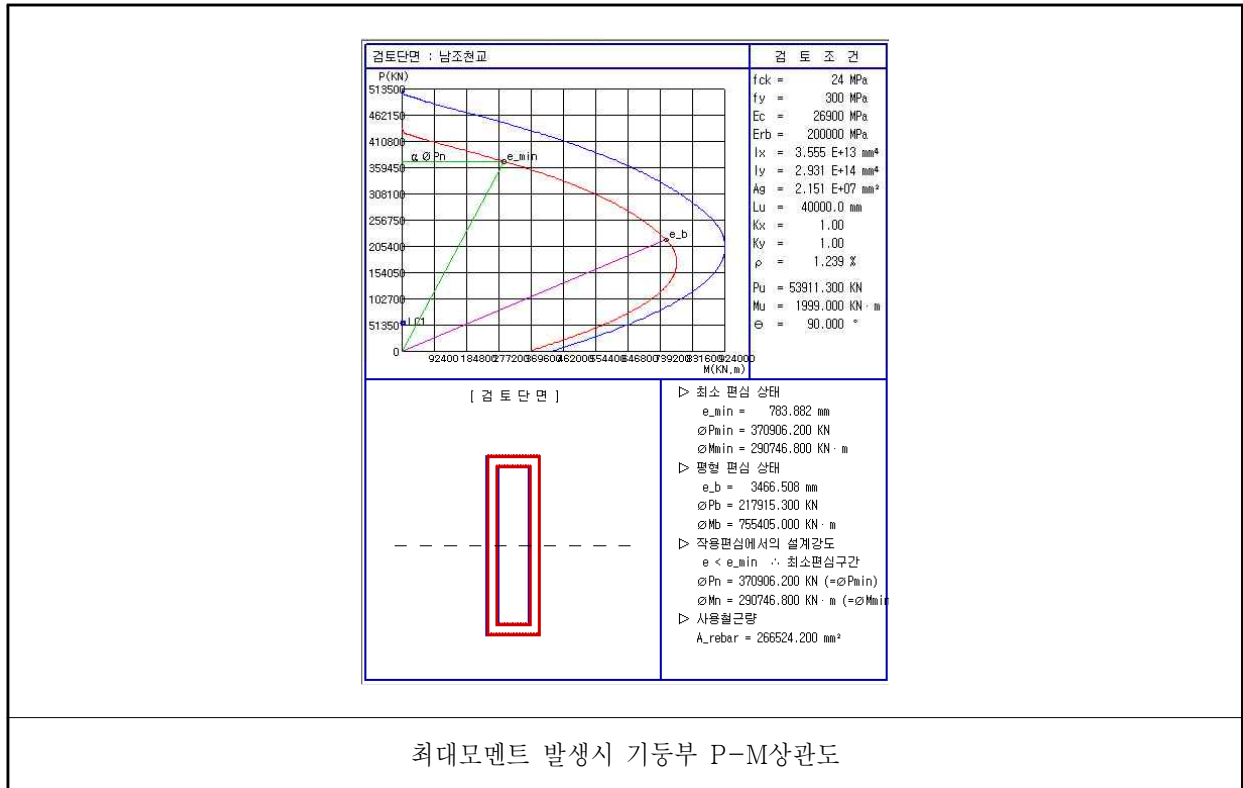


【그림 5-33】 남조천교(춘천) P2 발생 부재력

【표 5-33】 P2 설계하중에 의한 발생 부재력

구분	모멘트 (kN · m)	축력 (kN)	전단력 (kN)	비고
기둥부	1,999.0	53,911.3	—	

2) 기둥부 검토 결과



【표 5-34】 P2 설계하중에 의한 발생 부재력

구분	useAs (mm ²)	Pu (kN)	Pn (kN)	S.F	Mu (kN.m)	Mn (kN.m)	S.F	판정
검토단면	266524.2	53911.3	370906.20	6.87	1999.0	20746.8	10.37	OK

- 계산근거)

외부 단면 폭 (Bo) : 11545.00 mm

외부 단면 높이 (Ho) : 3500.00 mm

내부 단면 폭 (Bi) : 9945.00 mm

내부 단면 높이 (Hi) : 1900.00 mm

비지지 길이 (Lu) : 40000.00 mm

유효길이계수 (Kx) : 1.00

유효길이계수 (Ky) : 1.00

① 작용하중

$$\begin{aligned} \text{계수축하중} & : P_u = 53911.300 \text{ KN} \\ \text{계수모멘트(Y)} & : M_{uy} = 1999.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{uy.ns} & = 1999.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{uy.s} & = 0.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 세장비} & : \lambda_x = 31.1 \\ \text{Y축 세장비} & : \lambda_y = 10.8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{지속 계수하중비} & : \beta_{dx} = 0.000 \\ & : \beta_{dy} = 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 확대계수} & : \delta_{x.ns} = 1.000 \\ & : \delta_{x.s} = 1.031 \\ \text{Y축 확대계수} & : \delta_{y.ns} = 1.000 \\ & : \delta_{y.s} = 1.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 확대모멘트} & : \delta M_{ux} = 0.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트} & : \delta M_{uy} = 1999.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{합성 확대모멘트} & : \delta M_u = 1999.000 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{중립축 회전각} & : \theta_{rot} = 90.000^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{최 소 편 심} & : e_{min} = 783.88 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심} & : e = 37.08 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\begin{aligned} \text{중립축 } x & = 600 / (600 + f_y) \times d = 7620.000 \text{ mm} \\ \text{평 형 편 심} & : e_b = 3466.51 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률} & : \epsilon_t = 0.0015 \\ \text{강 도 감소 계 수} & : \phi = 0.850 \end{aligned}$$

$$\text{평 형 축 하 중 : } \emptyset P_b = 217915.24 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 : } \emptyset M_b = 755405.01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore e \leq e_{\min} \quad \text{----> 최소편심 구간}$$

③ 단면강도 검토

$$\text{사용철근비 : } P_{used} = 1.239 \%$$

$$\alpha P_n = \alpha \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 436354.200 \text{ KN}$$

$$M_n = \alpha P_n \times e_{\min} = 342050.336 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{강도 감소 계수 : } \emptyset = 0.850$$

$$\text{축력 감소 계수 : } \alpha = 0.850$$

$$\text{설계축하중강도 : } \alpha \emptyset P_n = 370906.2 \text{ KN} \geq P_u = 53911.3 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도 : } \emptyset M_n = 290746.8 \text{ KN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1999.0 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

5.4 내하력평가 검토

5.4.1 부산방향

가. 거더

【표 5-35】 남조천교(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	47.346	19.393	$\frac{190 - 47.346}{19.393}$	7.36	DB-24이상
	S2	190	44.775	20.580	$\frac{190 - 44.775}{20.580}$	7.06	DB-24이상
	S3	190	44.065	20.716	$\frac{190 - 44.065}{20.716}$	7.04	DB-24이상
	S4	190	44.447	19.863	$\frac{190 - 44.447}{19.863}$	7.33	DB-24이상
부모멘트부	P1	190	82.46	23.712	$\frac{190 - 96.009}{21.765}$	3.93	DB-24이상
	P2	190	83.62	25.933	$\frac{190 - 98.005}{25.933}$	3.55	DB-24이상
	P3	190	83.62	26.383	$\frac{190 - 98.108}{26.383}$	3.48	DB-24이상
	P4	190	83.52	27.751	$\frac{190 - 97.984}{27.751}$	3.32	DB-24이상

나. 바닥판

【표 5-36】 남조천교(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	122.167	13.293	37.44	$\frac{122.167 - 13.293 \times 1.3}{37.44 \times 2.15}$	1.30	DB-34이상
중앙부	100.56	4.61	30.4	$\frac{100.56 - 4.61 \times 1.3}{30.4 \times 2.15}$	1.45	DB-34이상

구조물의 기본내하력 검토결과 기본내하율이 상부구조는 최소 RF=3.32, 바닥판 구조 RF=1.30로 본 시설물은 활하중에 대한 저항성이 충분히 확보되어 있는 상태이며, 각 부재의 안전율은 1.15~2.72로 강거더 및 바닥판의 안전성도 충분히 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

5.4.2 춘천방향

가. 거더

【표 5-37】 남조천교(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	46.297	20.466	$\frac{190 - 46.297}{20.466}$	7.02	DB-24이상
	S2	190	43.889	21.239	$\frac{190 - 43.889}{21.239}$	6.88	DB-24이상
	S3	190	43.196	21.387	$\frac{190 - 43.196}{21.387}$	6.86	DB-24이상
	S4	190	43.571	20.537	$\frac{190 - 43.571}{20.537}$	7.13	DB-24이상
부모멘트부	P1	190	94.798	25.545	$\frac{190 - 94.798}{25.545}$	3.73	DB-24이상
	P2	190	96.200	27.290	$\frac{190 - 96.200}{27.290}$	3.44	DB-24이상
	P3	190	96.301	27.806	$\frac{190 - 96.301}{27.806}$	3.37	DB-24이상
	P4	190	96.178	29.122	$\frac{190 - 96.178}{29.122}$	3.22	DB-24이상

나. 바닥판

【표 5-38】 남조천교(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	122.167	13.164	34.44	$\frac{122.167 - 13.164 \times 1.3}{34.44 \times 2.15}$	1.42	DB-34이상
중앙부	100.56	4.37	30.40	$\frac{100.56 - 4.37 \times 1.3}{30.4 \times 2.15}$	1.45	DB-34이상

구조물의 기본내하력 검토결과 기본내하율이 상부구조는 최소 RF=3.32, 바닥판 구조 RF=1.42로 본 시설물은 활하중에 대한 저항성이 충분히 확보되어 있는 상태이며, 각 부재의 안전율은 1.16~2.74로 강거더 및 바닥판의 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 5-39】 남조천교(부산) 안전성평가 결과

부 재		안전율(SF)	안전성평가등급	비 고
거 더	정모멘트부 (S1 중앙부)	2.663	A	허용응력법
	부모멘트부 (P1 지점부)	1.338	A	
바닥판	캔틸레버부	1.15	A	강도설계법
	중 양 부	1.40	A	
교 각	P2기둥(전단)	10.3	A	
시설물의 안전성평가등급			A	

5.5.2 춘천방향

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

【표 5-40】 남조천교(춘천) 안전성평가 결과

부 재		안전율(SF)	안전성평가등급	비 고
거 더	정모멘트부 (S1 중앙부)	2.650	A	허용응력법
	부모멘트부 (P1 지점부)	1.336	A	
바닥판	캔틸레버부	1.16	A	강도설계법
	중 양 부	1.40	A	
교 각	P2기둥(전단)	10.3	A	
시설물의 안전성평가등급			A	