

BiCon 상부 구조계산서

교량영식	BiCon
교 량 명	병천천교 옥산방향(S1)
설계등급	1등급
거더전장	49.900 M
교량폭	17.970 M
거더높이	2.600 M

2013년 3월

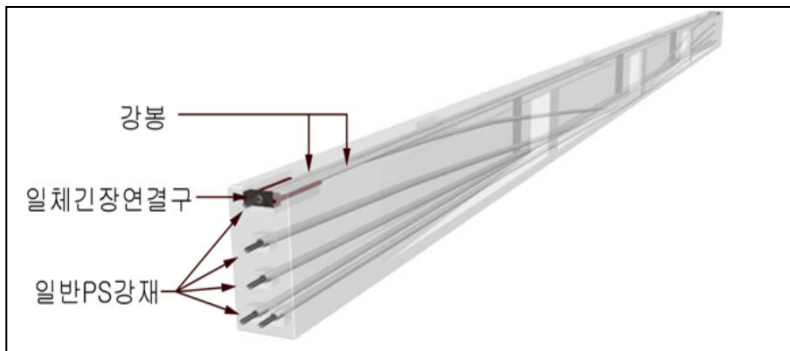
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생하는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생하는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

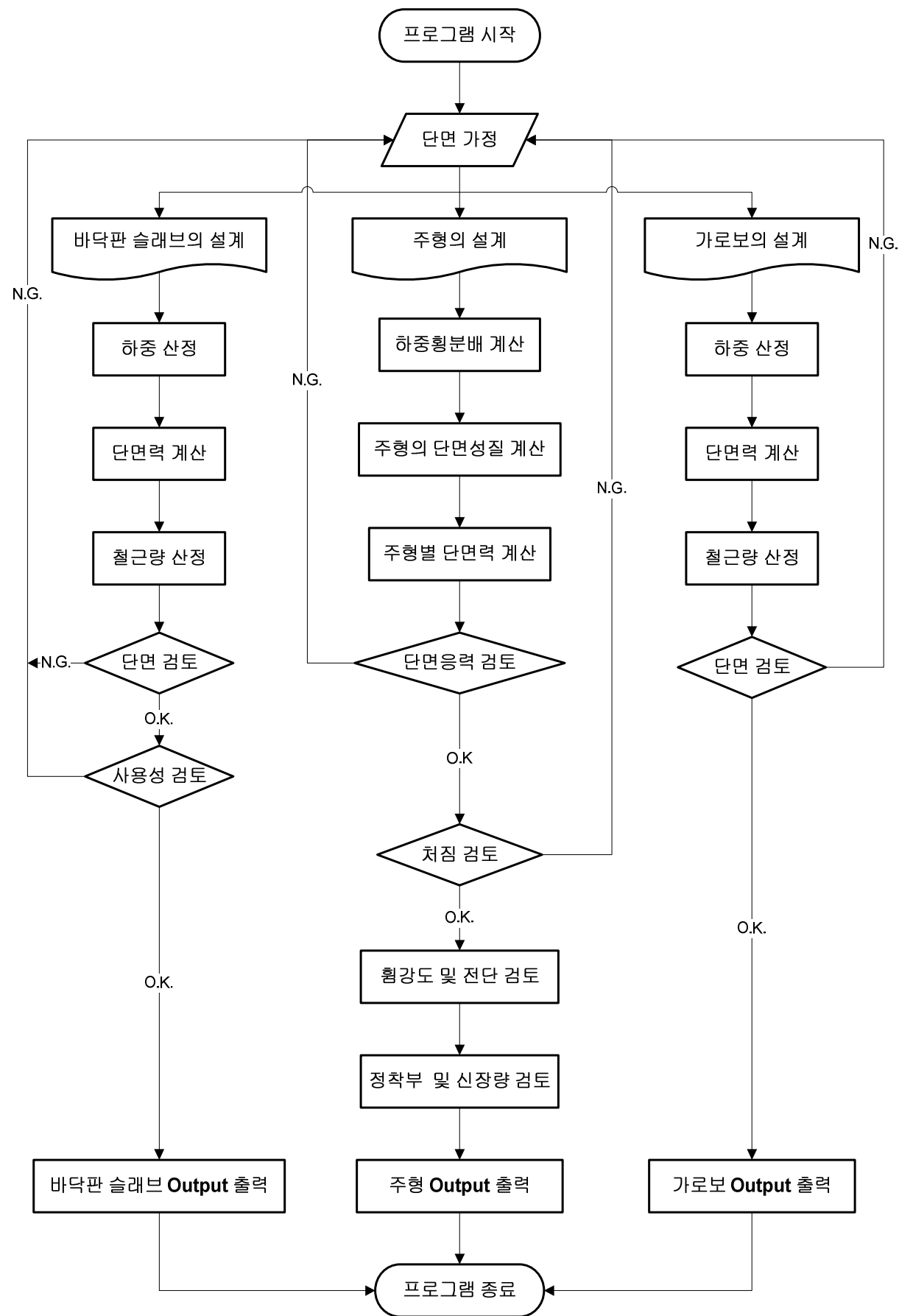
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현목 저, 동명사

1.5 설계흐름도



2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 병천천교 옥산방향(S1)
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

- (1) 슬래브 전장 : 50.000 m
- (2) 거 더 전 장 : 49.900 m
- (3) 설 계 지 간 : 49.000 m
- (4) 교 량 폭 원 : 17.970 m
- (5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조
- (6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

- (1) 콘크리트 $F_{cks} = 27 \text{ MPa}$
 $E_{cks} = 8,500 \times \sqrt{(f_{ck}+8)}^{1/3} = 27804 \text{ MPa}$
- (2) 철근(SD400) $F_{yb} = 400 \text{ MPa}$
 $E_{sb} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$

2.2.2 Bicon 거더

- (1) 콘크리트(사용 하중 시)
 - 설계기준강도 : $F_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 - 탄성계수 : $E_{cks} = 8,500 \times \sqrt{(f_{ck}+8)}^{1/3} = 30891 \text{ MPa}$
- (2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)
 - 설계기준강도 : $F_{ci} = 0.8 \times f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
 - 탄성계수 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt{(f_{ck}+8)}^{1/3} = 29070 \text{ MPa}$
- (3) 철근(SD300)
 - 항복강도 : $F_{by} = 300 \text{ MPa}$
 - 탄성계수 : $E_{bs} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- (4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)
 - 직경 : $D_{pt} = 15.2 \text{ mm}$
 - 단면적 : $A_{pt} = 138.7 \text{ mm}^2$
 - 극한강도 : $F_{put} = 1900 \text{ MPa}$
 - 항복강도 : $F_{pyt} = 1600 \text{ MPa}$
 - 탄성계수 : $E_{pt} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- (5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)
 - 직경 : $D_{pc} = 40 \text{ mm}$
 - 단면적 : $A_{pc} = 1257 \text{ mm}^2$
 - 극한강도 : $F_{puc} = 1050 \text{ MPa}$
 - 항복강도 : $F_{pyc} = 950 \text{ MPa}$
 - 탄성계수 : $E_{pc} = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$

(6) 쉬스규격

구분	단위	강연선						강봉
PS강재 개수	개, mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

- (1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = $E_{pc} / E_{ck} = 200000 / 30891 = 6.474$
- (2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = $E_{pt} / E_{ck} = 200000 / 30891 = 6.474$
- (3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = $E_{cks} / E_{ck} = 27804 / 30891 = 0.900$

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : $0.4 \times f_{cks} = 10.8 \text{ MPa}$
- 허용인장응력 : $0.5 \sqrt{F_{ck}} = 2.60 \text{ MPa}$ (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

- (1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력
 - 허용압축응력 : $0.60 \times f_{ci} = 19.2 \text{ MPa}$
 - 허용인장응력 : $1.41 \text{ MPa} \quad 0.25 \times \sqrt{f_{ci}}$
- (2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력
 - 허용압축응력 : $0.45 \times f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$
 - 허용인장응력 : $0.5 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.16 \text{ MPa}$
- (3) 균열응력 : $0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$
- (4) 정착부의 지압응력
 - 긴장재 정착 직후 : $f_{cr} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(A_b'/A_b - 0.2)} \leq 1.10 \times f_{ci}$
 - 프리스트레스 손실 발생 후 : $f_{cr} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(A_b'/A_b)} \leq 0.90 \times f_{ck}$

2.3.3 PS 강연선

- (1) 긴장시 최대응력 : $\text{MIN}(0.94 \times f_{pyt}, 0.8 \times f_{put}) = 1504 \text{ MPa}$
- (2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : $\text{MIN}(0.74 \times f_{put}, 0.82 \times f_{pyt}) = 1312 \text{ MPa}$
- (3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : $\text{MIN}(0.74 \times f_{put}, 0.82 \times f_{pyt}) = 1312 \text{ MPa}$

2.3.4 PS 강봉

- (1) 긴장시 최대응력 : $\text{MIN}(0.94 \times f_{pyc}, 0.8 \times f_{puc}) = 840 \text{ MPa}$
- (2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : $\text{MIN}(0.74 \times f_{put}, 0.82 \times f_{pyt}) = 777 \text{ MPa}$
- (3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : $\text{MIN}(0.74 \times f_{put}, 0.82 \times f_{pyt}) = 777 \text{ MPa}$

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

- (1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3
- (2) 프리스트레스 콘크리트 : 25000 N/m^3
- (3) PS강연선 : 11.01 N/m
- (4) PS강봉 : 102.1 N/m
- (5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

- (1) 적용하중 : 1등급
- (2) 충격계수
$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 49) = 0.169 \leq 0.300$$
- (3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2
거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

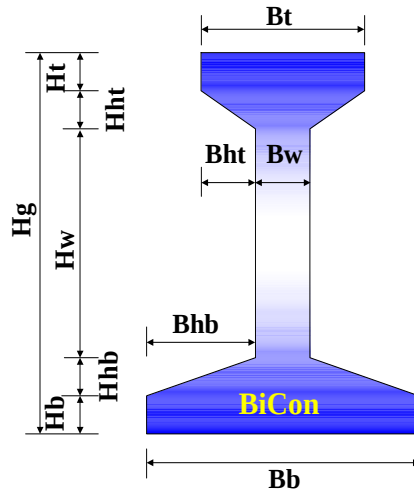
$$L / 800 = 0.0613 \text{ mm}$$

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



BiCon 단면제원

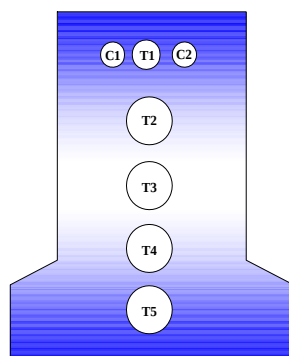
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

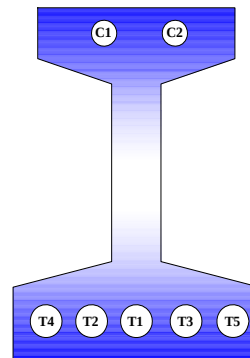
(4) 단부블록크기 : 700 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	15EA	15EA	15EA	15EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-680kN	-680kN	1360kN	3060kN	3060kN	3060kN	3060kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	2475mm	2475mm	2475mm	1750mm	1250mm	750mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	2475mm	2475mm	115mm	125mm	125mm	125mm	125mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

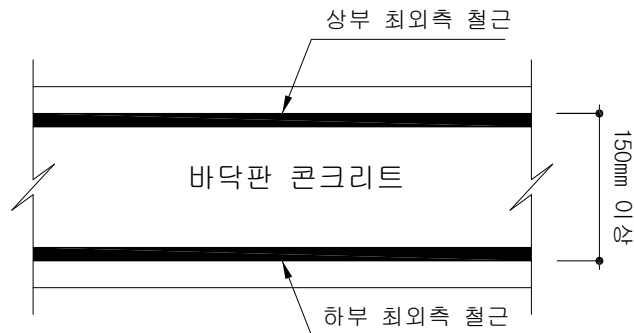
4.1 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

4.1.1 설계조건

- (1) 지지부재들이 3개이상의 강재 주거더 또는 콘크리트 지지보와 완전합성으로 거동하고 바닥판의 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우의 철근콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.
- (2) 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없다.
- (3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.
- (4) 거더 플랜지부의 현치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 한다.
- (5) 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경우 적용한다.

$$6 \leq 1.780 \text{ m} / 0.240 \text{ m} = 7.417 \leq 15 \quad \text{-----} \quad \text{O.K}$$

- (6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150mm이상인 경우 적용한다.



$$240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \quad \text{-----} \quad \text{O.K}$$

- (7) 유효지간이 표준차선평(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

$$1.780 \text{ m} \leq 3.600 \text{ m} \quad \text{-----} \quad \text{O.K}$$

- (8) 바닥판의 흙집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240mm이상인 경우 적용한다.

- (9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27MPa 이상인 경우 적용한다.

- (10) 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 5배 이상이거나, 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

$$1.335 \text{ m} \text{ (좌측캔틸레버 길이)} \geq 0.24 \times 3 = 0.720 \quad \text{-----} \quad \text{O.K}$$

$$1.458 \text{ m} \text{ (우측캔틸레버 길이)} \geq 0.24 \times 3 = 0.720 \quad \text{-----} \quad \text{O.K}$$

※ 경험적 설계법 적용구간

	캔틸레버구간	캔틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	
우측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	

4.1.2 철근 배근

(1) 지간방향 (주철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.4%이상

(2) 지간의 직각방향 (배력철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

(3) 현장타설 되는 콘크리트 바닥판에는 4개층의 철근을 배근하되 콘크리트 피복두께 요구조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배근하며, 유효지간방향으로 배근되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배근한다.

4.1.3 사용철근량

(1) 바닥판 슬래브 단면 : $1000 \times 240 = 240000 \text{ mm}^2$

(2) 주철근

상부 철근량

$$A_{s_{req}} = 240000 \times 0.300\% = 720.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{use}} = \text{H 16} @ 200 = 993.000 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 993.000 \text{ mm}^2 \quad (N = 5) \quad \text{-----} \quad 0.K$$

하부 철근량

$$A_{s_{req}} = 240000 \times 0.400\% = 960.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{use}} = \text{H 16} @ 200 = 993.000 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 993.000 \text{ mm}^2 \quad (N = 5) \quad \text{-----} \quad 0.K$$

(3) 배력철근

상부 철근량

$$A_{s_{req}} = 240000 \times 0.300\% = 720.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{use}} = \text{H 16} @ 250 = 794.400 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 794.400 \text{ mm}^2 \quad (N = 4) \quad \text{-----} \quad 0.K$$

하부 철근량

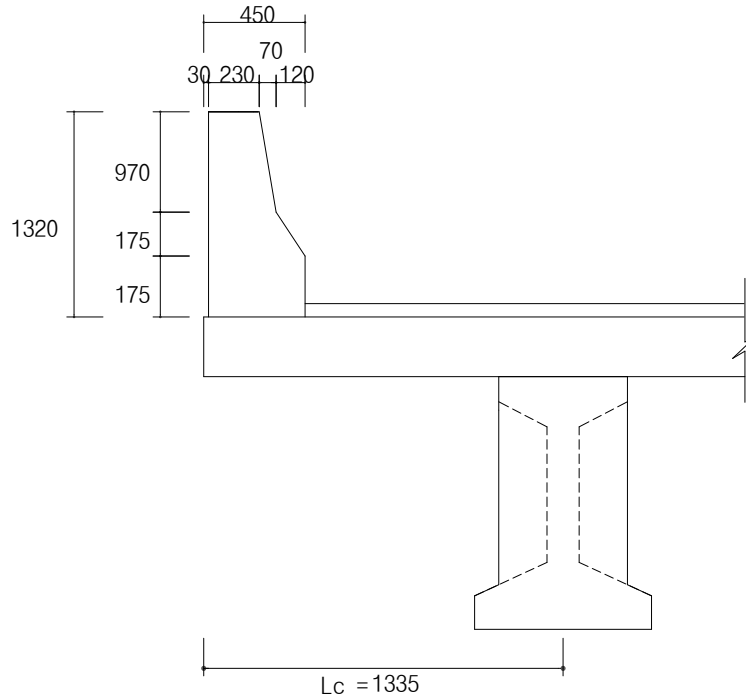
$$A_{s_{req}} = 240000 \times 0.300\% = 720.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{use}} = \text{H 16} @ 250 = 794.400 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 794.400 \text{ mm}^2 \quad (N = 4) \quad \text{-----} \quad 0.K$$

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

$$L = 0.185 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

$$L \leq 0.25 \text{ m}$$

$$T_{min} = 280 \times L + 180 = 231.80 \text{ mm or } 220 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

$$T_{can} = 240.000 \text{ mm} > T_{min} = 231.800 \text{ mm} \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.750	7.388
바닥판	0.224	25.000	5.600	0.468	2.618
포 장	0.024	23.500	0.570	0.243	0.138
방음판			0.000	0.790	0.000
합 계			16.020		10.144

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 유효하중 분포폭

$$E = 1 \times X + 1.14 = 1.288 \text{ m}$$

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 0.300 \therefore i = 0.300$$

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (96.000 / 1.288) \cdot 0.185 \cdot (1 + 0.300) = 17.925 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 \text{ (N/m)}$$

$$(100 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \text{ (N/m)} = 23.333 \text{ kN/m}$$

$$M_{co1} = 23.333 \times 1.0 = 23.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

$$H = 10.0 \text{ kN/m}$$

$$M_{co2} = 10.0 \times 1.170 = 11.700 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_{co} = \max(M_{co1}, M_{co2}) = 23.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 8.185°로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

$$CF = 0.79 \times V^2 / R : 0.79 \times 10000 / 1050 = 7.5\%$$

$$P_{cf} = (96 / 1.288) \cdot 0.075 = 5.608 \text{ kN}$$

$$M_{cf} = 5.608 \times 1.800 = 10.094 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.144	
2	활하중	MI	17.925	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mc _f	10.094	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	64.849	38.163	
Case 2	17.331	13.332	
Case 3	51.543	41.133	
Case 4	49.613	38.163	
Case 5	49.561	41.133	
Case 6	79.945	61.496	
Case 7	43.998	36.665	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	79.945	
사 용 하 중	61.496	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 79945405.6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
 2) 단면치수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 : $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
 4) 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1626.500 \times 400.000 = 650600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 28.349 \text{ mm , } c = 28.349 / \beta_1$$

$$= 28.349 / 0.85 = 24.096 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 24.096) / 24.096 = 0.0194$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 79945405.6 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1401.378 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0078$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비 : } P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$\text{① } A_s(\text{req}) = 1401.378$$

$$\text{② } A_s(\text{min}) = 630.000$$

$$\text{③ } 4/3 \times A_s = 1868.504$$

∴ $A_s = 1401.378 \text{ mm}^2$ 이상 사용

(3) 사용 철근량

$$\text{① H 16 @ 200} = 993.000$$

$$\text{② H 13 @ 200} = 633.500$$

$$\Sigma = 1626.500 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- 0.K}$$

(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 28.349 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 79.945 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

$$T_{min} = L / 10 = 0.935 \times 1000 / 10 = 93.5 \text{ mm}$$

$$T_{can} (240\text{mm}) > T_{min} (93.5\text{mm}) \text{ ----- 처짐검토 불필요}$$

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_{max} : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

$$M_{max} = M_{net} = 61.496 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

$$p_{use} = A_{s_use} / b \cdot d = 0.00904$$

$$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.315$$

$$j = 1 - (k / 3) = 0.895$$

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 234.592 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=234.592 \text{ MPa}) < 0.6F_y (=240 \text{ MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

2) 철근의 최대 중심간격

$$C_c = d' - H_n / 2 = 60.00 - 16 / 2 = 52.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / F_{smax}) - 2.5 C_c$$

$$= 375 \times (210 / 234.59) - 2.5 \times 52.00 = 205.689 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = 300 \times (210 / 234.59) = 268.551 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 205.689 mm 를 적용

$$S = 100 \text{ mm} \leq S_a (= 205.689 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

$$M_I = 17.925 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 68.381 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

$$\min (120/\sqrt{L}, 67\%) = 67 \%$$

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 938.923 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

$$At_{req} = 0.002 \times b \times d = 360.000 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 배력철근량

$$\max (Ar_{req}, At_{req}) = 938.923 \text{ mm}^2$$

$$H 19 @ 250 = 1146.000 \text{ mm}^2 > 938.923 \text{ mm}^2 \text{ ----- } 0.K$$

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.144	
2	활하중	MI	17.925	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			90.267	
Case 2	1.3		1.3		43.520	
Case 3	1.3	2.6		0.65	61.724	
Case 4	1.3	2.6	1.3		90.126	
Case 5	1.2		1.2	1.2	43.736	
적 용					90.267	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

- ① 설계휨모멘트 : $M_u = 90266703.1 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
② 단면치수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 : $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
③ 재료의성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
④ 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2928.500 \times 400.000 = 1171400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 51.041 \text{ mm , } c = 51.041 / \beta_1$$

$$= 51.041 / 0.85 = 43.385 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 43.385) / 43.385 \\ = 0.0094$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 90266703.1 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1598.685 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0089$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비 : } P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$\text{① } A_s(\text{req}) = 1598.685$$

$$\text{② } A_s(\text{min}) = 630.000$$

$$\text{③ } 4/3 \times A_s = 2131.580$$

$$\text{④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배} = 2802.756$$

$\therefore A_s = 2802.756 \text{ mm}^2$ 이상 사용

3) 사용 철근량

$$\text{① H 16 @ 200} = 993.000$$

$$\text{② H 22 @ 200} = 1935.500$$

$$\Sigma = 2928.500 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- 0.K}$$

4) 설계휨강도

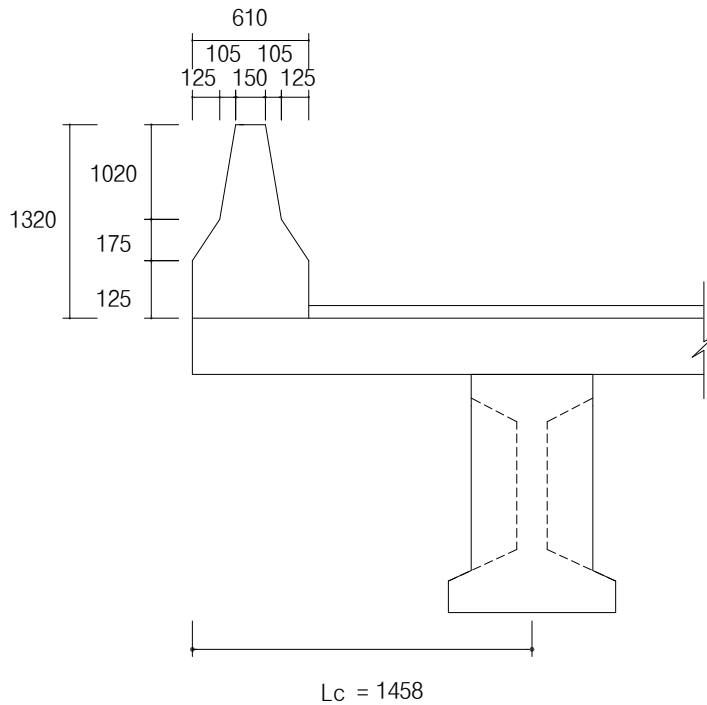
$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 153.813 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 51.041 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 153.813 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 90.267 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.3 중분대 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

$$L = 0.148 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

$$L \leq 0.25 \text{ m}$$

$$T_{min} = \# \times L + 180 = 221.44 \text{ mm or } 220 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

$$T_{can} = 240.00 \text{ mm} > T_{min} = 221.44 \text{ mm} \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
중분대	0.465	25.000	11.624	0.753	8.753
바닥판	0.254	25.000	6.350	0.529	3.359
포 장	0.022	23.500	0.526	0.224	0.118
방음판			0.000	0.000	0.000
합 계			18.501		12.230

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 유효하중 분포폭

$$E = 1 \times X + 1.14 = 1.258 \text{ m}$$

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) = 0.374 > 0.300 \therefore i = 0.300$$

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (96.000 / 1.258) \cdot 0.148 \cdot (1 + 0.300) = 14.678 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 \text{ (N/m)}$$

$$(100 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \text{ (N/m)} = 23.333 \text{ kN/m}$$

$$M_{co1} = 23.333 \times 1.0 = 23.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 작용높이 = 1.170 m (상단)

$$H = 10.0 \text{ kN/m}$$

$$M_{co2} = 10.0 \times 1.170 = 11.700 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_{co} = \max(M_{co1}, M_{co2}) = 23.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500.0	0.394
활하중 비재하시	0.0030	805.0	0.423

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.230	
2	활하중	MI	14.678	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	활하중 재하시
			0.423	활하중 비재하시

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.30	2.15				
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30		1.30		
Case 4	1.30	1.30	1.30			
Case 5	1.20		1.20	1.20		

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.00	1.00				
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00		1.00		
Case 4	1.00	1.00	1.00			
Case 5	1.00		1.00	1.00		

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	47.456	26.908	
Case 2	46.232	35.563	
Case 3	35.492	27.301	
Case 4	65.313	50.241	
Case 5	43.183	35.986	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	65.313	
사 용 하 중	50.241	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 65312891.7 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
 2) 단면치수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 : $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
 4) 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1626.500 \times 400.000 = 650600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 28.349 \text{ mm , } c = 28.349 / \beta_1$$

$$= 28.349 / 0.85 = 24.096 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 24.096) / 24.096$$

$$= 0.0194$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 65312891.7 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1128.906 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0063$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비 : } P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$\textcircled{1} A_s(\text{req}) = 1128.906$$

$$\textcircled{2} A_s(\text{min}) = 630.000$$

$$\textcircled{3} 4/3 \times A_s = 1505.208$$

$\therefore A_s = 1128.906 \text{ mm}^2$ 이상 사용

(3) 사용 철근량

$$\textcircled{1} \text{ H 16 @ 200 } = 993.000$$

$$\textcircled{2} \text{ H 13 @ 200 } = 633.500$$

$$\Sigma = 1626.500 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- 0.K}$$

(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 28.349 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 65.313 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

$$T_{min} = L / 10 = 0.62 \times 1000 / 10 = 62 \text{ mm}$$

$$T_{can} (240\text{mm}) > T_{min} (62\text{mm}) \text{ ----- 처짐검토 불필요}$$

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_{max} : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

$$M_{max} = M_{net} = 50.241 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

$$p_{use} = A_{s_use} / b \cdot d = 0.00904$$

$$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.315$$

$$j = 1 - (k / 3) = 0.895$$

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 191.655 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=191.655 \text{ MPa}) < 0.6F_y (=240\text{MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

2) 철근의 최대 중심간격

$$C_c = d' - H_n / 2 = 60.00 - 16 / 2 = 52.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / F_{smax}) - 2.5 C_c$$

$$= 375 \times (210 / 191.66) - 2.5 \times 52.00 = 280.895 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = 300 \times (210 / 191.66) = 328.716 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 280.895 mm 를 적용

$$S = 100 \text{ mm} \leq S_a (= 280.895 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

$$M_I = 14.678 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 55.99 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

$$\min (120/\sqrt{L}, 67\%) = 67 \%$$

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 756.367 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

$$At_{req} = 0.002 \times b \times d = 360.000 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 배력철근량

$$\max (Ar_{req}, At_{req}) = 756.367 \text{ mm}^2$$

$$H 16 @ 250 = 794.4 \text{ mm}^2 \leq 1800.000 \text{ mm}^2 \text{ ----- } 0.K$$

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.230	
2	활하중	MI	14.678	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	
			0.423	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			79.013	
Case 2	1.30		1.30		46.232	
Case 3	1.30	2.60		0.65	54.317	
Case 4	1.30	2.60	1.30		84.394	
Case 5	1.20		1.20	1.20	43.183	
적 용					84.394	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

- ① 설계휨모멘트 : $M_u = 84393883.5 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
② 단면치수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 : $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
③ 재료의성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
④ 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2425.500 \times 400.000 = 970200.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 42.275 \text{ mm} , c = 42.275 / \beta_1$$

$$= 42.275 / 0.85 = 35.933 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 35.933) / 35.933 \\ = 0.0120$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 84393883.471 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1485.877 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0083$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비 : } P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

① $A_s(\text{req})$	=	1485.877	} $\therefore A_s = 2257.812 \text{ mm}^2$ 이상 사용
② $A_s(\text{min})$	=	630.000	
③ $4/3 \times A_s$	=	1981.169	
④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배	=	2257.812	

3) 사용 철근량

$$\textcircled{1} \text{ H 16 @ 200} = 993.000$$

$$\textcircled{2} \text{ H 19 @ 200} = 1432.500$$

$$\Sigma = 2425.500 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- O.K}$$

4) 설계휨강도

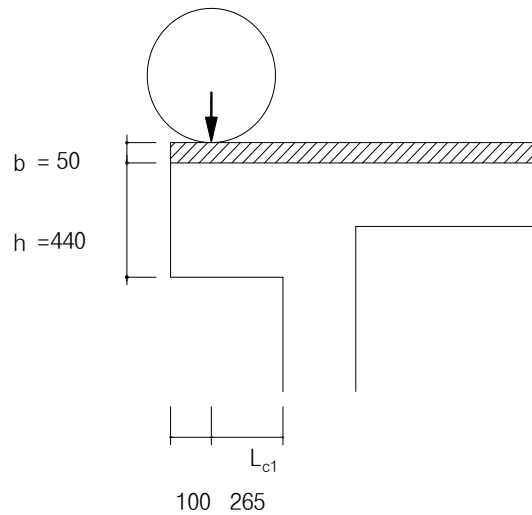
$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 131.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 42.275 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 131.009 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 84.394 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- O.K}$$

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

$$H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 \text{ m}$$

$$L_c = 0.1 + 0.265 = 0.365 \text{ m}$$

$$W_d = 0.490 \times 25 = 12.250 \text{ kN/m}^2$$

$$M_D = W_d \times L_c^2 / 2 = 0.816 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

$$i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.049 \leq 0.300 \therefore i = 0.049$$

$$P_r = 96 \text{ kN}$$

$$E = 0.35 \times 0.265 + 0.98 = 1.073 \text{ m}$$

$$W_L(1+i) = 124.800 \text{ kN}$$

$$M_L(1+i) = W \times L(1+i) \times H_1 / E = 30.829 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load (도로교설계기준, 2010, p.2-25))

$$M_u = 1.3 M_D + 2.15 M_L(1+i) = 67.344 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계힘모멘트 : $M_u = 67343535.4 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
 2) 단면치수 : $H = 440.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 : $d = 248.00 \text{ (mm)}$, $d' = 192.0 \text{ (mm)}$
 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
 4) 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1301.200 \times 400.000 = 520480.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 22.679 \text{ mm, } c = 22.679 / \beta_1$$

$$= 22.679 / 0.85 = 19.277 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (248.000 - 19.277) / 19.277$$

$$= 0.0356$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

(2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 84320 A_s - 67343535.4 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 822.435 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0033$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비 : } P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$\begin{array}{l} \text{① } A_s(\text{req}) = 822.435 \\ \text{② } A_s(\text{min}) = 868.000 \\ \text{③ } 4/3 \times A_s = 1096.580 \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \end{array} \right\} \therefore A_s = 868 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

$$\begin{array}{l} \text{① H 16 @ 250} = 794.400 \\ \text{② H 13 @ 250} = 506.800 \\ \hline \Sigma = 1301.200 \text{ mm}^2 \quad (N = 8) \quad \text{----- 0.K} \end{array}$$

(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 104.701 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 22.679 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 104.701 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 67.344 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.6 3경간 연속부 검토

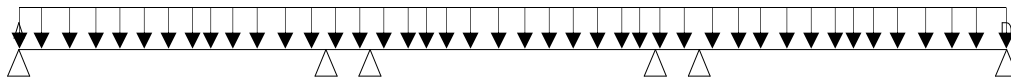
1차 고정하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM으로 흡수

2차 고정하중 : 연석, 보도, 포장, 난간

본 계산에서는 2차 고정하중 및 활하중에 의해 발생하는 부모멘트에 대하여 설계한다.

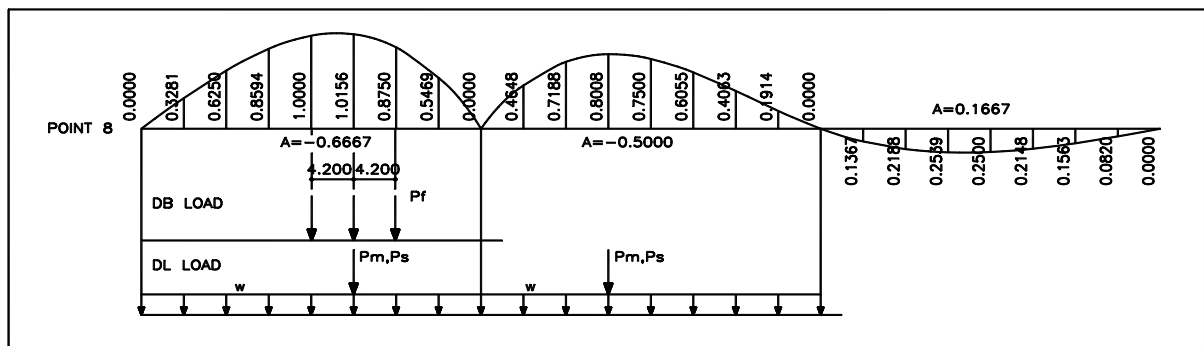
4.6.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (3 @ 50.000m = 150.000m)



(2) 활하중

- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)
- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 충격계수

$$\begin{aligned}
 i &= 15 / (40 + L) \leq 0.3 \\
 &= 15 / (40 + 50.000) \\
 &= 0.167 \leq 0.3
 \end{aligned}$$

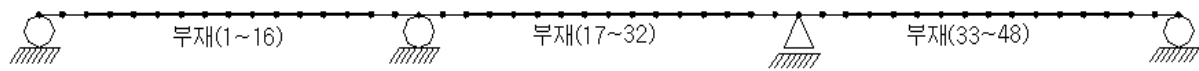
(4) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m ²)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m ³)	하중 (kN/m)	비고
방호벽	0.394	1	25.000	9.850	
중분대	0.465	1	25.000	11.625	
포 장	0.837	1	23.500	19.675	
방음판		0		0.000	
합 계				41.150	

$$\begin{aligned}
 \therefore M_d &= \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2 \\
 &= (0.667 + 0.500 - 0.167) \times 0.1 \times 41.150 \times 2500.000 \\
 &= 10287.594 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

(5) 지점침하에 의한 휨모멘트

1) 모델링



2) 단면성질

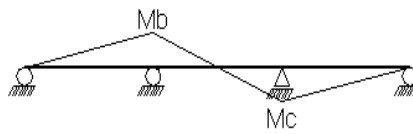
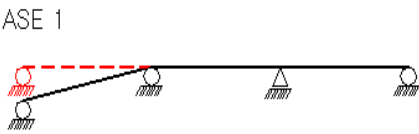
중앙부 합성단면	A(m ²)	I(m ⁴)
단면성질	1.6404	1.9391

3) 지점침하 하중(가정침하량 : 10mm)

지점침하 CASE

CASE별 B.M.D

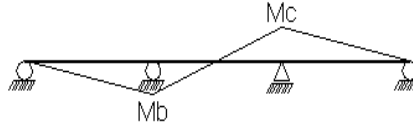
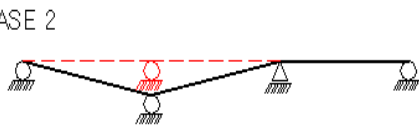
CASE 1



$$M_b = 308.040 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = 77.010 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

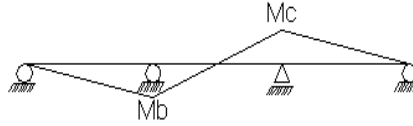
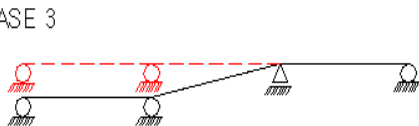
CASE 2



$$M_b = 693.080 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = 462.050 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

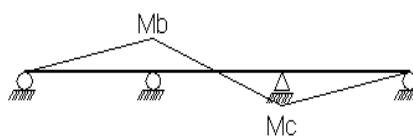
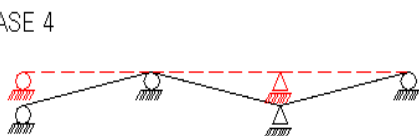
CASE 3



$$M_b = 385.050 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = 385.050 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

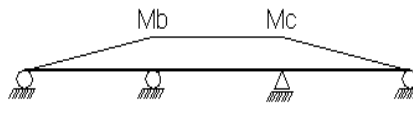
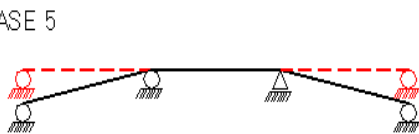
CASE 4



$$M_b = 770.090 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = 770.090 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

CASE 5



$$M_b = 231.030 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = 231.030 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_{d_max} = 770.090 \times 7 \text{ ea} = 5390.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6) 활하중에 의한 부재력 산정

1) DB 24

$$\textcircled{1} \text{ Pr} = 192.0 \times 1.167 \times 5 \text{ 차선} = 1120.320 \text{ kN}$$

$$\textcircled{2} \text{ Pf} = 48.0 \times 1.167 \times 5 \text{ 차선} = 280.080 \text{ kN}$$

③ 영향선 증거값 계산

$$\text{Pf} = 0.875 + \{ (1.016 - 0.875) / 6.250 \} \times -2.05 = 0.829$$

$$\text{Pr} = 1.0156$$

$$\text{Pr} = 1.000 + \{ (1.016 - 1.000) / 6.250 \} \times -2.05 = 0.995$$

$$\begin{aligned} \text{ML} &= \{ 1120.320 \times (1.0156 + 0.995) \} \times 0.1 \times 50.000 + \\ &\quad (280.080 \times 0.829) \times 0.1 \times 50.000 \\ &= 12422.691 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

∴ 5 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

$$\text{ML} = 12422.7 \times 0.750 = 9317.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) DL 24

$$\textcircled{1} \text{ W} = 12.7 \times 1.167 \times 5 \text{ 차선} = 74.083 \text{ kN}$$

$$\textcircled{2} \text{ Pm} = 108 \times 1.167 \times 5 \text{ 차선} = 630.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{ML} &= \{ 74.083 \times (0.667 + 0.500) \} \times 0.1 \times 2500.000 + \\ &\quad \{ 630.000 \times (1.016 + 0.801) \} \times 0.1 \times 50.000 \\ &= 27336.103 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

∴ 5 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

$$\text{ML} = 27336.103 \times 0.750 = 20502.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(7) 크리프 및 건조수축에 의한 부재력 산정

합성후 BEAM의 소성변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축, 크리프가 상이하므로 내부응력이 발생한다. 본 검토에서는 공사진행시기는 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.

- 바닥판 콘크리트 타설은 BEAM의 프리스트레스 도입시점에서 90 일 이내
- 바닥판 콘크리트 타설후 동바리 제거는 15일 이후

1. 2차응력 계산용 제정수 산정

1) 크리프 계수(Φ) (도.설 4.2.3.3)

- ① 바닥판의 크리프 계수 (Φ_s , $t' = 15$ 일, $t = \infty$ 일, $RH = 70\%$)

$$\Phi_s(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$\begin{aligned}\Phi_{RH} &= 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10^3 \sqrt{h} \\ &= 1.459\end{aligned}$$

$$\text{여기서, } h = (2 \times A_c) / u$$

$$= (2 \times (\text{교폭} \times \text{슬래브두께})) / (2 \times (\text{교폭} + \text{슬래브두께}) - \text{거더개수} \times \text{거더상부폭})$$

$$\begin{aligned}&= \{ 2 \times 17805 \times 240 \} / \{ 2 \times 17805 + 240 \\ &\quad - 7 \times 800 \} = 280\end{aligned}$$

$$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$$

$$\text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$$

$$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (15)^{0.2} = 0.55$$

$$\beta_c(t - t') = [(t - t') / \{ \beta_u + (t - t') \}]^{0.3} = 1.0$$

$$\begin{aligned}\text{여기서, } \beta_H &= 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 250 \\ &= 1.5 [1 + (0.070)^{18}] \times 280 + 250 \\ &= 688 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}\end{aligned}$$

$$\text{따라서, } \Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$= 1.459 \times 2.84 \times 0.55 = 2.279$$

$$\therefore \Phi_s(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$$

$$= 2.279 \times 1$$

$$= 2.279$$

② Beam의 크리프 계수 (Φ_b , $t' = 90$ 일, $t = \infty$ 일, $RH = 70\%$)

$$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10^3 \sqrt{h} = 1.47$$

$$\text{여기서, } h = (2 \times A_c) / u$$

$$= (2 \times \text{거더단면적} \times \text{거더갯수}) / (\text{거더단면둘레} \times \text{거더갯수})$$

$$= (\times 1E+06 \times 7) / (8056 \times 7) = 259$$

$$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$$

$$\text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 8 \times 40 + 8 = 48$$

$$\beta(t') = 1 / \{0.1 + (t')^{0.2}\} = 1 / (90)^{0.2} = 0.39$$

$$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{\beta_u + (t-t')\}]^{0.3} = 1.0$$

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 250$$

$$= 1.5 [1 + (0.170)^{18}] \times 259 + 250$$

$$= 656 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

$$\text{따라서, } \Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$= 1.47 \times 2.425 \times 0.391 = 1.394$$

$$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$$

$$= 1.394 \times 1 = 1.394$$

2) 건조수축률 (ϵ_{sh}) (도.설 4.2.3.4)

① 바닥판의 건조수축 계수 ($t_s = 15$ 일, $t = \infty$ 일, $RH = 70\%$)

$$\epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sho} \times \beta_s(t-t_s)$$

$$\epsilon_{sho} = \epsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$$

$$\epsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10 \beta_{sc}(9 - (f_{cu} / 10))] \times 10^{-6}$$

$$= [160 + 10 \beta_{sc}(35 / 10)] \times 10^{-6}$$

$$= 0.000435$$

$$\text{여기서, } \beta_{sc} = 5 ; 1\text{종 시멘트}$$

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$$

$$\beta_{RH} = -1.55 [1 - (RH / 100)^3] : 40\% \leq RH \leq 99\%$$

$$= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3]$$

$$= -1.02$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(t-t_s) / \{0.035h^2 + (t-t_s)\}} = 1$$

$$\text{여기서, } h = 2A_c / u = (2 \times (\text{교폭} \times \text{슬래브두께})) / (2 \times (\text{교폭} + \text{슬래브두께}) - \text{거더개수} \times \text{거더상부폭})$$

$$= 280$$

$$\text{따라서, } \epsilon_{sho} = \epsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$$

$$= 0.000435 \times -1.01 = -0.000443$$

$$\therefore \epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sho} \times \beta_s(t-t_s)$$

$$= -0.000443 \times 1 = -0.000443$$

② Beam의 건조수축 계수 ($t_s = 90$ 일, $t = \infty$ 일, $RH = 70\%$)

$$\epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$$

$$\epsilon_{sho} = \epsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_s(f_{cu}) &= [160 + 10 \beta_{sc}(9 - (f_{cu} / 10))] \times 10^{-6} \\ &= [160 + 10 \beta_{sc}(9 - (48 / 10))] \times 10^{-6} \\ &= 0.00037\end{aligned}$$

여기서, $\beta_{sc} = 5$; 1종 시멘트

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$$

$$\begin{aligned}\beta_{RH} &= -1.55 [1 - (RH / 100)^3] : 40\% \leq RH \leq 99\% \\ &= -1.55 \times [1 - 70 / 100]^3 \\ &= -1.02\end{aligned}$$

$$\beta_s(t - t_s) = \sqrt{(t - t_s) / \{0.035h^2 + (t - t_s)\}} = 1$$

$$\begin{aligned}\text{여기서, } h &= 2Ac / u = (2 \times \text{거더단면적} \times \text{거더갯수}) / (\text{거더단면둘레} \times \text{거더개수}) \\ &= 259\end{aligned}$$

$$\text{따라서, } \epsilon_{sho} = \epsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$$

$$= 0.00037 \times -1.018 = -0.000377$$

$$\therefore \epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$$

$$= -0.000377 \times 1$$

$$= -0.000377$$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.279	1.394	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

상부바닥판 유효폭 : 2560 mm (5.4 바닥판 합성단면)
강선도심까지 거리 : 1004 mm (5.2 순단면)
거더상연까지 거리 : 959 mm (5.4 바닥판 합성단면)
슬래브중심까지 거리 : $959 + 240 / 2 = 1079$ mm

- 건조수축에 의한 부재력

바닥판 건조수축율 : 0.000443
Beam 건조수축율 : 0.000377

* 작용부재력

바닥판 면적 : $2560 \times 240 = 614400$ mm²
 $P_c = (\epsilon_{cs} - \epsilon_{cp}) E_c A_s (4E-04 - 4E-04) \times 27804 \times 6E+05 = 1127463$ N
 $M_c = P_c \times y_c = 1127463 \times 1079 = 1216532577$ N · mm = 1216.533 kN · m
 $M_c = 0.714 \times 1216.533 = 868.952$ kN · m

- 크리프에 의한 부재력

* 프리스트레스의 계산

프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

$$P = 0.8 \cdot f_{py} \cdot A_p = 0.8 \times 1600 \times 1185 = 1516800 \text{ N}$$

$$w = (8 \times P \times e) / \ell^2 \\ = (8 \times 1516800 \times 1004) / 50000^2 \\ = 24.362 \text{ N/mm} = 24.362 \text{ kN/m}$$

따라서, 구조계 변화에 따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

$$\therefore M_{ps} = W \times \ell^2 / 10 = 6090.500 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

* 작용부재력

$$M = - (M_2 - M_1) \times (1 - e^{-\varnothing})$$

$$M_1 = M_d = \text{자중} + \text{합성전} + \text{합성후} \text{ (8. 설계단면력 집계 참조)}$$

$$M_1 = M_d = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600$$

$$M_2 = M_{ps} = 6090.500 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\varnothing = \varnothing_s - \varnothing_i \quad 2.279 - 1.394 = 0.885$$

$$= (2585.6 - 6090.500) \times (1 - e^{-0.916}) = 2058.378 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	868.952	2058.378

(8) 부재력의 합계

$$\sum Mu = M - w \times a^2 / 8 \quad (\text{단 } \sum Mu \geq 0.9M) \quad (\text{도로교설계기준 2010 p.4-188})$$

여기서,

$\sum Mu$: 연속부의 설계 휨모멘트

M : 연속부의 휨모멘트

$$w = R / a$$

R : 연속부의 반력

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상 분포폭

CASE 1.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 2.15 활하중

$$\begin{aligned} \sum Mu &= 1.3 \times 10287.6 + 2.15 \times 20502.1 = 57453.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= (1.3 \times 10287.6 + 2.15 \times 20502.1) - 7597.508 = 49855.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore Mu = 57453.3 / 17.805 = 3226.8 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$$\begin{aligned} \sum Mu &= 1.3 \times 10287.6 + 1.3 \times 20502.1 + 1.3 \times 8318.0 = 50839.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= (1.3 \times 10287.6 + 1.3 \times 20502.1 + 1.3 \times 8318.0) - 7597.508 \\ &= 43242.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore Mu = 50839.9 / 17.805 = 2855.4 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$\therefore \text{설계휨모멘트} = \text{MAX}(\text{CASE1}, \text{CASE2}) = 3226.809 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

4.6.2 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 3226809163.507 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
- 2) 단면치수 : $H = 2473.0 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 $d = 2343.0 \text{ (mm)}$, $d' = 130.0 \text{ (mm)}$
- 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 4) 계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

(2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 796620 A_s - 3226809163.507 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 4113.563 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비} : P = A_s / (b \times d) = 0.0018$$

$$\text{최대철근비} : P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck}/f_y) \times (600/(600+f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비} : P_{\min} = 1.4/f_y = 0.0035$$

$$\textcircled{1} A_s(\text{req}) = 4113.563$$

$$\textcircled{2} A_s(\text{min}) = 8200.500$$

$$\textcircled{3} 4/3 \times A_s = 5484.751$$

$$\therefore A_s = 5484.75 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

$$1 \text{ 단 배근 철근간격: } 125 \quad N = 16$$

$$\textcircled{1} H \text{ } 22 \text{ @ } 125 = 3096.800 \text{ mm}^2$$

$$\textcircled{2} H \text{ } 22 \text{ @ } 125 = 3096.800 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 6193.600 \text{ mm}^2$$

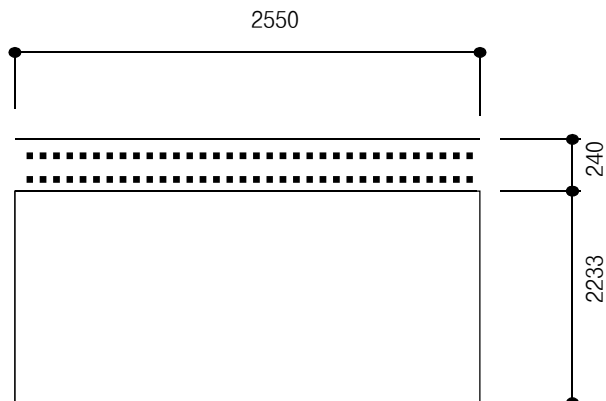
0.K

(4) 설계휨강도

$$\phi_f M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 4820.284 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 107.949 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f M_n = 4820.284 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 3226.809 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 0.K$$



4.6.3 주장을 검토 - 지점부 바닥판 교축 방향 보강 철근 산정

* 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축 방향 철근 배근

* 주장을 : 0.0035 mm/mm^2 이상 (주장을 = 교축 방향 철근의 총주변장 / 콘크리트 단면적)

* $A_c = 1000 \times 240 = 240,000 \text{ mm}^2$

* $A_{s'} = 240000 \times 0.015 = 3600.0 \text{ mm}^2$

* 사용 철근량

위 치	직 경	간 격(mm)	면 적(mm ²)	갯 수(EA)	총 면 적(mm ²)
1 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
2 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
			Σ	16	6193.600

* $A_s = 6193.600 \text{ mm}^2 > 3600.0 \text{ mm}^2$ **0.K**

* 철근직경 = 22.20 mm

* 주 장 을 = $\pi \times 22.20 \times 16 / 240000 = 0.005 > 0.0035 \text{ mm/mm}^2$ **0.K**

4.6.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 1729.27 \text{ kN} \cdot \text{m/m} && (\text{사용하중에 의한 단면력}) \\
 f_{ck} &= 27 \text{ MPa} && H = 2473.00\text{mm} \quad d = 2343.00\text{mm} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} && B = 1000.00\text{mm} \quad \text{피복두께} = 130.00\text{mm} \\
 p &= A_s / (b \times d) = 0.0026 \\
 n_p &= 0.02188 \\
 k &= -n_p + \sqrt{\{(n_p)^2 + 2n_p\}} \\
 &= 0.18843 \\
 j &= 1 - k / 3 = 0.9372 \\
 f_s &= M_{\max} / (p \times j \times b \times d^2) = 127.151 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As-use : } & \left[\begin{array}{ll} H 22 & @ 125 = 3096.80 \\ H 22 & @ 125 = 3096.80 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{철근간격} = 125.00\text{mm} \\ N = 16 \\ n = 8 \end{array} \quad (2 \text{ 단 배근}) \\
 d_c &= 60.00\text{mm} \quad (\text{슬래브 상면피복}) \\
 R &= 1.35 \quad (\text{슬래브})
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= z - H_n / 2 \\
 &= 49 \text{ mm} \\
 &\text{여기서 } C_c ; \text{인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\
 S_{\min} &: 375 \times (210 / F_{s\max}) - 2.5 C_c \\
 &= 496.842 \text{ mm} \\
 &300 \times (210 / F_{s\max}) \\
 &= 495.473 \text{ mm} \\
 S_a &\text{는 작은 값인 } 495.473 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\
 S &= 125.000 \text{ mm} \leq (= 495.473 \text{ mm}) \quad \text{O.K}
 \end{aligned}$$

(2) 처짐 검토

$$\begin{aligned}
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 T_{\min} &= L/28 \quad \text{시간} = 2.36\text{m} \\
 &= 0.084 \\
 &= 84.29\text{mm} < T_{\text{use}} = 2473.00\text{cm}
 \end{aligned}$$

∴ 처짐 검토 생략

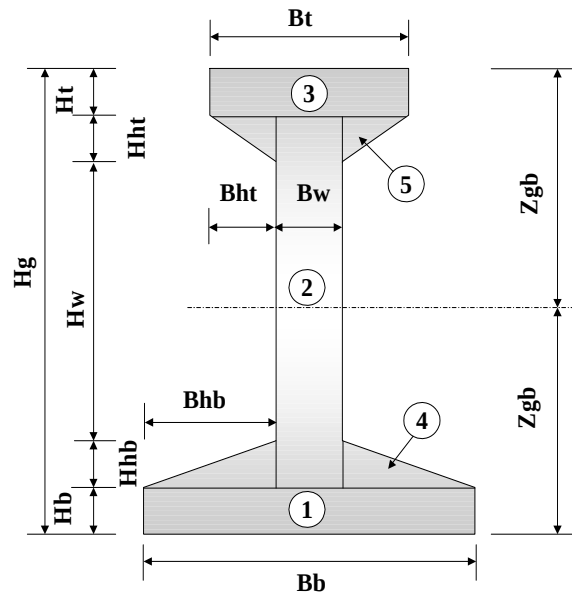
(3) 피로 검토

$$\begin{aligned}
 M_L &= 1,151.479 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad (\text{SD40 일때 철근응력 범위} = 150\text{MPa}) \\
 f_y &= M_L / (p \times j \times b \times d^2) = 84.667 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

O.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

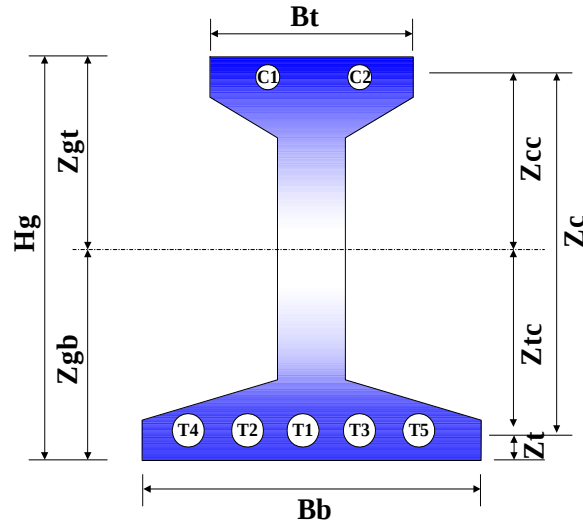


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A × z	A × z ²	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 2.100	0.42000	1.350	0.56700	0.76545	0.154350
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.500	0.40000	1.00000	0.000533
④ 하부현치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부현치	0.300 × 0.150	0.04500	2.350	0.10575	0.24851	0.000056
Σ 합 계		1.04500	1.106	1.15525	2.03349	0.157615

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum (A \times z) / \sum A = -1.105502 \text{ m}$
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 1.494498 \text{ m}$
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum I_o + \sum (A \times z^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 0.913970 \text{ m}^4$

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z ²	lo
C1	55	0.00238	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
C2	55	0.00238	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
Σ		0.00475	2.475	0.01176	0.02911	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times z^2) - \sum A \times zc^2$: 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z ²	lo
T1	70	0.00385	0.115	0.00044	0.00005	1.179E-06
T2	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T3	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T4	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T5	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
Σ		0.02930	0.124	0.00362	0.00045	1.406E-05

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times z^2) - \sum A \times zt^2$: 0.000014 m⁴

▷ 순단면

< 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z ²	lo
총 단 면	1.04500	1.106	1.15525	1.27713	0.913970
PS 강봉 쉬스	-0.00475	2.475	-0.01176	-0.02911	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02930	0.124	-0.00362	-0.00045	-0.000014
Σ	1.01095	1.128	1.13987	1.24758	0.913955

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum (A \times z) / \sum A$ = -1.127517 m

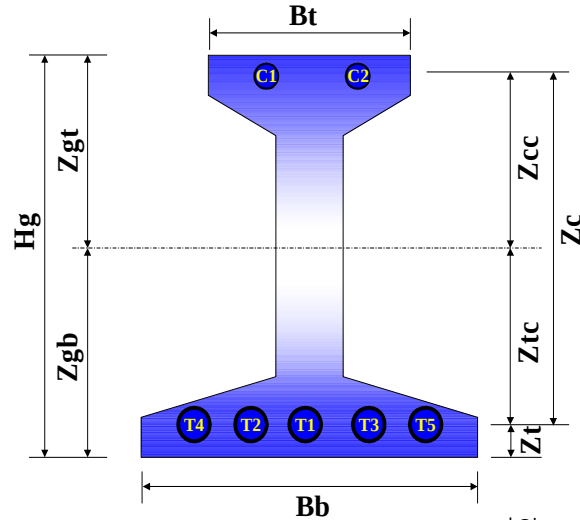
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb}$ = 1.472483 m

- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb}$ = 1.347483 m

- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t$ = -1.003830 m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2$: 0.876314 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z ²	lo
C1	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
C2	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
Σ		0.00251	2.475	0.00622	0.01540	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times z^2) - \sum A \times zc^2 = 2.513E-07 \text{ m}^4$

▷ PS 강연선

< 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z ²	lo
T1	7	0.00097	0.115	0.00011	0.00001	7.501E-08
T2	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T3	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T4	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T5	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
Σ		0.00929	0.124	0.00115	0.00014	1.453E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times z^2) - \sum A \times zt^2 = 1.5398E-06 \text{ m}^4$

▷ 단면의 합성

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
순 단 면	1.000	1.01095	1.128	1.13987	1.28522	0.876314
PS 강봉	6.474	0.01628	2.475	0.04028	0.09970	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.06016	0.124	0.00746	0.00092	9.968E-06
Σ		1.08739	1.092	1.18761	1.38584	0.876325

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum (A \times z) / \sum A = -1.092161 \text{ m}$

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb} = 1.507839 \text{ m}$

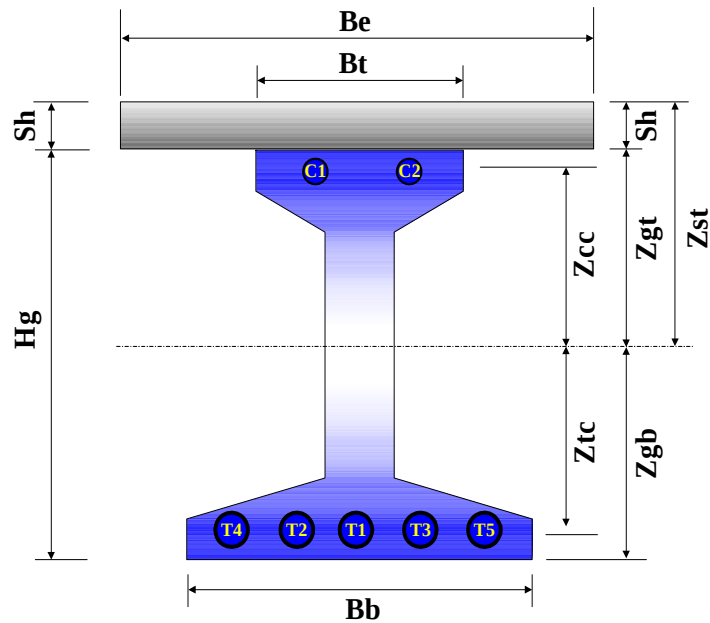
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb} = 1.382839 \text{ m}$

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t = -0.968206 \text{ m}$

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 0.965109 \text{ m}^4$

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.326 m

거더 경간의 1/12 + b1 = 5.409 m

6 × 바닥판 두께 + b1 = 2.766 m

인접거더와의 순경간의 1/2 + b1 = 2.506 m

압축플랜지의 유효폭(최소값) = 2.506 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.54130	2.720	1.47233	4.00472	0.002598
Σ		1.62869	1.633	2.65993	5.30178	0.967708

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.633175$ m

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 0.966825$ m

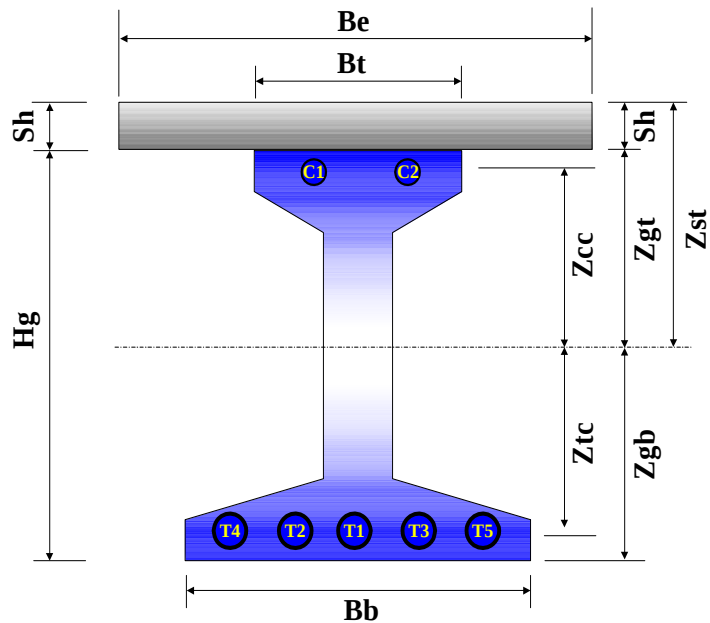
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = $z_c - z_{gb} = 0.841825$ m

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = $z_{gb} - z_t = -1.509220$ m

- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = $z_{gt} + sh = 1.206825$ m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum I_o + \sum(A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 1.925356$ m⁴

5.4.2 G2~G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

$$\text{거더 경간의 } 1/4 = 12.25 \text{ m}$$

$$12 \times \text{바닥판 두께} + \text{복부폭} = 3.080 \text{ m}$$

$$\text{양쪽 바닥판의 중심간 거리} = 2.560 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.560 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A × z	A × z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.55296	2.720	1.50405	4.09102	0.002654
Σ		1.64035	1.641	2.69166	5.38808	0.967764

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리}(z_{gb}) = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.640903 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리}(z_{gt}) = H_g - Z_{gb} = 0.959097 \text{ m}$$

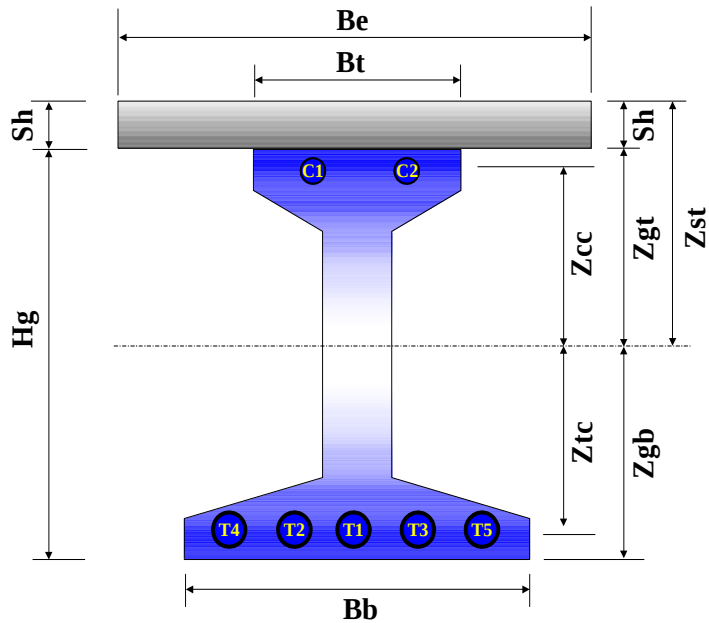
$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{cc}) = z_c - z_{gb} = 0.834097 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{tc}) = z_{gb} - z_t = -1.516948 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리}(z_{st}) = z_{gt} + sh = 1.199097 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트}(I_{yy}) = \Sigma I_o + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb} = 1.939091 \text{ m}^4$$

5.4.3 G7 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.319 m

$$\text{거더 경간의 } 1/12 + b1 = 5.402 \text{ m}$$

$$6 \times \text{바닥판 두께} + b1 = 2.759 \text{ m}$$

$$\text{인접거더와의 순경간의 } 1/2 + b1 = 2.499 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.499 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.53978	2.720	1.46821	3.99354	0.002591
Σ		1.62717	1.632	2.65582	5.29059	0.967700

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.632165 \text{ m}$
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 0.967835 \text{ m}$
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = $z_c - z_{gb} = 0.842835 \text{ m}$
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = $z_{gb} - z_t = -1.508210 \text{ m}$
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = $z_{gt} + sh = 1.207835 \text{ m}$
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum(A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 1.923561 \text{ m}^4$

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.62869	1.925356	1.207	0.967	-1.633	0.842	-1.509

5.5.2 G2~G6 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.64035	1.939091	1.199	0.959	-1.641	0.834	-1.517

5.5.3 G7 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.62717	1.923561	1.208	0.968	-1.632	0.843	-1.508

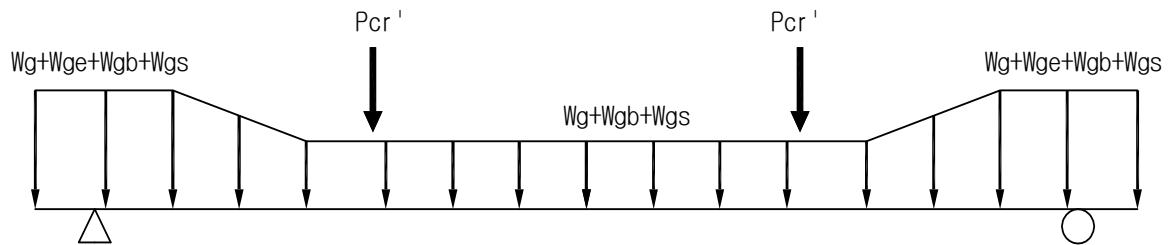
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거
거더본체 (Wg)	$A_{net} \times w_{gc} = 1.011 \times 25000 = 25274 \text{ N/m}$
단부보강 (Wge)	$A_{var} \times w_{gc} = 1.135 \times 25000 = 28375 \text{ N/m}$
가 로 보 (Pcr')	$A_{var} \times L_{cr} \times w_{gc} \times e_a = 1.135 \times 1 \times 25000 \times 1 \text{ EA} = 17025 \text{ N}$
강 봉 (Wgb)	$w_{1cm} \times C_{ea} = 102.1 \times 2 \text{ EA} = 204 \text{ N/m}$
T1 강연선 (Wgs1)	$w_{1tm} \times T_{ea} = 11.01 \times 7 \text{ EA} = 77 \text{ N/m}$
T2~T5 강연선 (Wgs2)	$w_{2tm} \times T_{ea} = 11.01 \times 4 \text{ EA} \times 15 \text{ EA} = 661 \text{ N/m}$

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

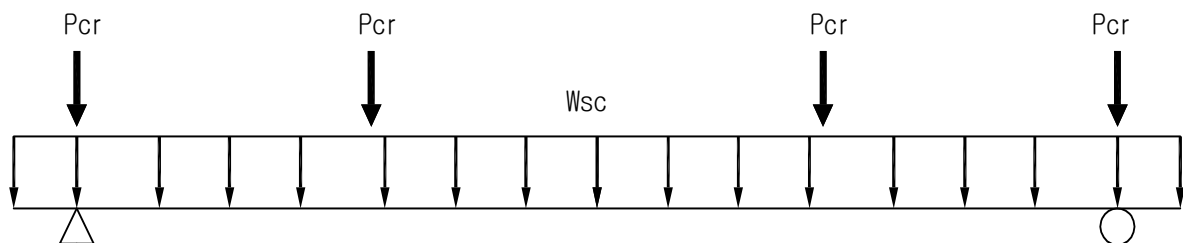
6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

- (1) G1 거더 : $0.240 \times 2.506 \times 25000 = 15036 \text{ N/m}$
- (2) G2~G6 거더 : $0.240 \times 2.560 \times 25000 = 15360 \text{ N/m}$
- (3) G7 거더 : $0.240 \times 2.499 \times 25000 = 14994 \text{ N/m}$

6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

- (1) G1 거더 : $0.300 \times 2.233 \times 1.28 \times 25000 = 21440 \text{ N}$
- (2) G2~G6 거더 : $0.300 \times 2.233 \times 2.56 \times 25000 = 42880 \text{ N}$
- (3) G7 거더 : $0.300 \times 2.233 \times 1.28 \times 25000 = 21440 \text{ N}$

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : $A \times w = 0.394 \times 25000 = 9839 \text{ N/m}$

(2) 우측 캔틸레버 하중

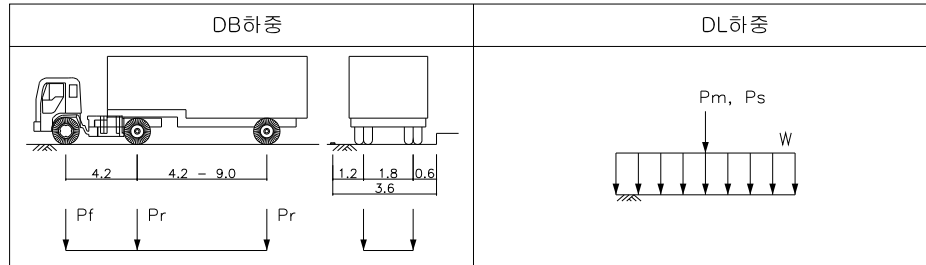
- 중분대(우) : $A \times w = 0.421 \times 25000 = 10531 \text{ N/m}$

(3) 중앙부 하중

- 콘크리트포장 : $t \times w = 0.050 \times 23500 = 1175 \text{ N/m}^2$

6.4. 활하중(LL단계)

- (1) 차 로 수 : 5 차로
- (2) 차 로 폭 : 3 m
- (3) 적용하중(1등급)



- 1) DB24 : DBr = 96.00 kN
DBf = 24.00 kN
- 2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m
: DLm = 108.00 kN
: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶ 직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.950712	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026161	0.003911
요소 중심간격(V)	2.560	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

- (1) 교량폭의 1/2 ; $B_b = 8.902\text{m}$
- (2) 거더의 평균지간 ; $L = 49.000\text{m}$
- (3) 주거더의 휨강성 ; $C_x = E_g \times I_g / V_g = 22865.974$
- (4) 바닥판의 휨강성 ; $C_y = E_s \times I_s / V_s = 30.760$
- (5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (B_b / L) \times \sqrt[4]{ C_x / C_y } = 0.949$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

- (1) 주거더의 비틀림강성 ; $D_x = G_g \times J_g / V_g = 131.387$
- (2) 바닥판의 비틀림강성 ; $D_y = G_s \times J_s / V_s = 44.743$
- (3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (D_x + D_y) / 2\sqrt{ C_x \times C_y } = 0.105$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

$$K0 = 2 \times \lambda \times B_b \times [A] \times [B] \times [C]$$

$$[A] = \begin{bmatrix} \cos(\lambda \cdot y) \cdot \cosh(\lambda \cdot y) \\ \cos(\lambda \cdot y) \cdot \sinh(\lambda \cdot y) \\ \sin(\lambda \cdot y) \cdot \cosh(\lambda \cdot y) \\ \sin(\lambda \cdot y) \cdot \sinh(\lambda \cdot y) \end{bmatrix}, [C] = \begin{bmatrix} \cos(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \sin(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ \sin(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \cos(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ \sin(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) + \cos(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ -\cos(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \sin(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \end{bmatrix}$$

$$[B] = \begin{bmatrix} \pm \frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_o} & 0 \\ \frac{-\sinh^2(\lambda \cdot B_b)}{X_o} & \pm \frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda \cdot B_b)}{X_o} \\ \frac{-\sin^2(\lambda \cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm \frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda \cdot B_b)}{X_o} \\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_o} & \pm \frac{1}{2} \end{bmatrix}$$

$$\lambda : \frac{\pi \cdot \theta}{\sqrt{2} \cdot B_b}, B_b : \text{저항폭의 } \frac{1}{2} \text{ (m)}$$

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

$$X_o : 2 \cdot \{ \sinh(\lambda \cdot B_b) \cdot \cosh(\lambda \cdot B_b) - \sin(\lambda \cdot B_b) \cdot \cos(\lambda \cdot B_b) \}$$

$$Y_o : 2 \cdot \{ \sinh(\lambda \cdot B_b) \cdot \cosh(\lambda \cdot B_b) + \sin(\lambda \cdot B_b) \cdot \cos(\lambda \cdot B_b) \}$$

· 매트릭스 $[B]$ 에서 $\pm$ 의 부호는, $y < e$ 일 때 $+$ 를, $y \geq e$ 일 때 $-$ 를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

$$K1 = 1/2 \times \sigma \times B_b \times [D] \times [E] \times [F]$$

$$[D] = \begin{bmatrix} \cosh(\sigma \cdot y) \\ \sinh(\sigma \cdot y) \\ (\sigma \cdot y) \cdot \cosh(\sigma \cdot y) \\ (\sigma \cdot y) \cdot \sinh(\sigma \cdot y) \end{bmatrix}, [F] = \begin{bmatrix} \sinh(\sigma \cdot e) - (\sigma \cdot e) \cdot \cosh(\sigma \cdot e) \\ -\cosh(\sigma \cdot e) - (\sigma \cdot e) \cdot \sinh(\sigma \cdot e) \\ \cosh(\sigma \cdot e) \\ -\sinh(\sigma \cdot e) \end{bmatrix}$$

$$[E] = \begin{bmatrix} \pm 1 & \frac{2+3 \cdot \sinh^2(\sigma \cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma \cdot B_b)}{X_1} & 0 \\ \frac{2-3 \cdot \cosh^2(\sigma \cdot B_b)}{Y_1} & \pm 1 & 0 & \frac{-2-(\sigma \cdot B_b)}{Y_1} \\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm 1 & \frac{-2-3 \cdot \sinh^2(\sigma \cdot B_b)}{Y_1} \\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3 \cdot \sinh^2(\sigma \cdot B_b)}{X_1} & \pm 1 \end{bmatrix}$$

$$\sigma : \sqrt{2} \cdot \lambda$$

$$X_1 : (\sigma \cdot B_b) - 3 \cdot \sinh(\sigma \cdot B_b) \cdot (\sigma \cdot B_b)$$

$$Y_1 : (\sigma \cdot B_b) + 3 \cdot \sinh(\sigma \cdot B_b) \cdot (\sigma \cdot B_b)$$

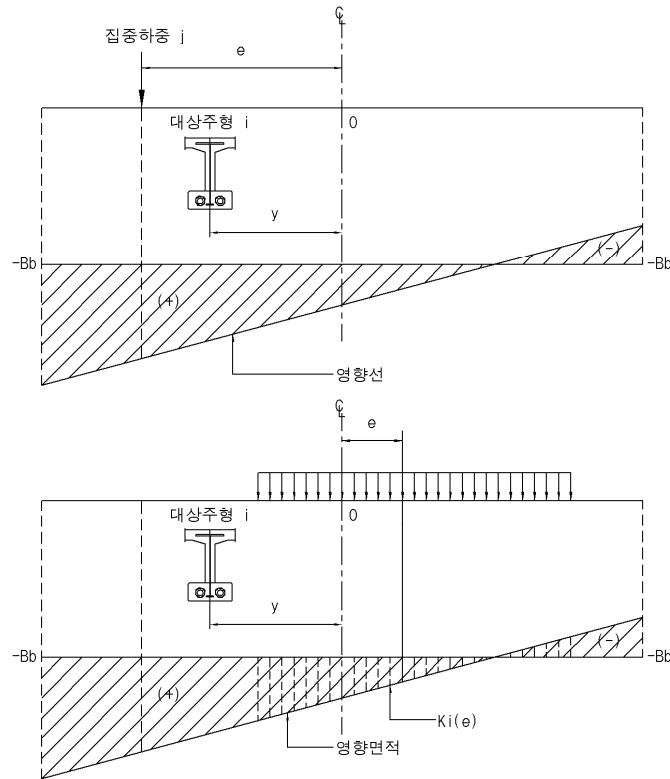
· 매트릭스 $[E]$ 에서 $\pm$ 의 부호는, $y < e$ 일 때 $-$ 를, $y \geq e$ 일 때 $+$ 를 취한다.

y, e 는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 $-$, 우측에 있을 때는 $+$ 의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

$$K_a = K_0 + (K_1 - K_0) \times \sqrt{(\alpha)}$$

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$$K_{ai} = K_{aij} / N_g$$

분포하중

$$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-8.902	0.001	-0.022	-0.040	-0.029	0.057	0.295	0.738	1.000
-0.75×Bb	-6.677	-0.009	-0.008	0.006	0.053	0.157	0.322	0.480	1.000
-0.50×Bb	-4.451	-0.016	0.012	0.060	0.143	0.251	0.303	0.247	1.000
-0.25×Bb	-2.226	-0.013	0.049	0.134	0.238	0.289	0.209	0.094	1.000
0.00×Bb	0.000	0.015	0.115	0.224	0.291	0.224	0.115	0.015	1.000
0.25×Bb	2.226	0.094	0.210	0.289	0.237	0.134	0.049	-0.014	1.000
0.50×Bb	4.451	0.247	0.303	0.251	0.143	0.060	0.012	-0.017	1.000
0.75×Bb	6.677	0.480	0.322	0.157	0.053	0.006	-0.008	-0.009	1.000
1.00×Bb	8.902	0.738	0.295	0.057	-0.030	-0.040	-0.022	0.001	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 7.676	G2 5.116	G3 2.556	G4 -0.004	G5 -2.564	G6 -5.123	G7 -7.683	합계 (Σ)
방호벽(좌)	8.717	0.717	0.297	0.065	-0.023	-0.036	-0.021	0.000	1.000
중분대(우)	-8.597	0.000	-0.020	-0.033	-0.018	0.071	0.299	0.703	1.000
콘크리트포장	0.080	2.222	2.424	2.536	2.566	2.517	2.370	2.110	16.745

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 7.676	G2 5.116	G3 2.556	G4 -0.004	G5 -2.564	G6 -5.123	G7 -7.683	합계 (Σ)
DB1	6.952	1.026	0.634	0.289	0.086	0.001	-0.020	-0.016	2.000
DB2	3.952	0.425	0.562	0.523	0.329	0.153	0.040	-0.032	2.000
DB3	0.952	0.093	0.310	0.510	0.542	0.371	0.171	0.003	2.000
DB4	-2.048	-0.020	0.112	0.285	0.482	0.555	0.404	0.182	2.000
DB5	-5.048	-0.029	0.013	0.091	0.238	0.451	0.619	0.617	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 7.676	G2 5.116	G3 2.556	G4 -0.004	G5 -2.564	G6 -5.123	G7 -7.683	합계 (Σ)
DL1	6.952	0.512	0.319	0.145	0.042	0.000	-0.010	-0.008	1.000
DL2	3.952	0.206	0.286	0.268	0.165	0.075	0.018	-0.017	1.000
DL3	0.952	0.041	0.153	0.260	0.279	0.185	0.083	-0.002	1.000
DL4	-2.048	-0.012	0.054	0.141	0.244	0.287	0.201	0.085	1.000
DL5	-5.048	-0.015	0.005	0.044	0.118	0.228	0.318	0.302	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DB1	1.026	0.634	0.289	0.086	0.001	-0.020	-0.016	2.000
DB2	0.425	0.562	0.523	0.329	0.153	0.040	-0.032	2.000
DB3	0.093	0.310	0.510	0.542	0.371	0.171	0.003	2.000
DB4	-0.020	0.112	0.285	0.482	0.555	0.404	0.182	2.000
DB5	-0.029	0.013	0.091	0.238	0.451	0.619	0.617	2.000
DB12	1.451	1.196	0.812	0.416	0.154	0.020	-0.048	4.000
DB13	1.118	0.944	0.799	0.628	0.372	0.151	-0.013	4.000
DB14	1.005	0.746	0.574	0.568	0.556	0.384	0.166	4.000
DB15	0.997	0.647	0.380	0.324	0.452	0.599	0.602	4.000
DB23	0.518	0.872	1.033	0.872	0.524	0.211	-0.029	4.000
DB24	0.405	0.674	0.809	0.812	0.708	0.444	0.150	4.000
DB25	0.396	0.575	0.614	0.567	0.604	0.659	0.585	4.000
DB34	0.073	0.422	0.796	1.024	0.925	0.575	0.185	4.000
DB35	0.064	0.323	0.601	0.780	0.822	0.790	0.620	4.000
DB45	-0.049	0.125	0.376	0.720	1.006	1.023	0.799	4.000
DB123	1.389	1.355	1.190	0.862	0.472	0.172	-0.040	5.400
DB124	1.287	1.177	0.988	0.808	0.638	0.381	0.121	5.400
DB125	1.279	1.088	0.813	0.588	0.545	0.575	0.513	5.400
DB134	0.988	0.950	0.976	0.999	0.834	0.500	0.152	5.400
DB135	0.981	0.861	0.801	0.779	0.741	0.693	0.544	5.400
DB145	0.879	0.683	0.599	0.726	0.906	0.903	0.705	5.400
DB234	0.448	0.886	1.187	1.218	0.971	0.553	0.137	5.400
DB235	0.440	0.796	1.012	0.999	0.878	0.747	0.529	5.400
DB245	0.338	0.618	0.810	0.945	1.043	0.956	0.690	5.400
DB345	0.039	0.391	0.798	1.136	1.239	1.075	0.722	5.400
DB1234	1.142	1.214	1.206	1.080	0.810	0.446	0.103	6.000
DB1235	1.136	1.139	1.060	0.897	0.732	0.607	0.429	6.000
DB1245	1.051	0.991	0.891	0.852	0.870	0.782	0.563	6.000
DB1345	0.802	0.801	0.882	1.011	1.033	0.881	0.590	6.000
DB2345	0.351	0.748	1.057	1.194	1.147	0.925	0.577	6.000
DB12345	1.121	1.223	1.274	1.258	1.148	0.910	0.566	7.500

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DL1	0.512	0.319	0.145	0.042	0.000	-0.010	-0.008	1.000
DL2	0.206	0.286	0.268	0.165	0.075	0.018	-0.017	1.000
DL3	0.041	0.153	0.260	0.279	0.185	0.083	-0.002	1.000
DL4	-0.012	0.054	0.141	0.244	0.287	0.201	0.085	1.000
DL5	-0.015	0.005	0.044	0.118	0.228	0.318	0.302	1.000
DL12	0.718	0.606	0.412	0.207	0.075	0.008	-0.025	2.000
DL13	0.554	0.473	0.404	0.321	0.185	0.073	-0.010	2.000
DL14	0.500	0.373	0.286	0.287	0.287	0.191	0.077	2.000
DL15	0.497	0.325	0.188	0.160	0.228	0.308	0.294	2.000

DL23	0.247	0.439	0.528	0.444	0.260	0.101	-0.019	2.000
DL24	0.193	0.340	0.409	0.409	0.362	0.220	0.068	2.000
DL25	0.191	0.291	0.312	0.283	0.303	0.336	0.285	2.000
DL34	0.029	0.207	0.401	0.523	0.472	0.284	0.083	2.000
DL35	0.026	0.158	0.304	0.397	0.413	0.401	0.300	2.000
DL45	-0.027	0.059	0.185	0.362	0.515	0.519	0.387	2.000
DL123	0.683	0.683	0.605	0.437	0.234	0.082	-0.024	2.700
DL124	0.635	0.593	0.498	0.406	0.325	0.188	0.054	2.700
DL125	0.632	0.550	0.410	0.293	0.272	0.293	0.249	2.700
DL134	0.487	0.474	0.491	0.509	0.425	0.247	0.068	2.700
DL135	0.485	0.430	0.404	0.395	0.372	0.352	0.263	2.700
DL145	0.436	0.340	0.297	0.364	0.463	0.458	0.341	2.700
DL234	0.211	0.444	0.602	0.619	0.492	0.272	0.059	2.700
DL235	0.209	0.400	0.514	0.505	0.439	0.377	0.255	2.700
DL245	0.160	0.310	0.408	0.474	0.530	0.484	0.333	2.700
DL345	0.013	0.191	0.401	0.577	0.630	0.542	0.347	2.700
DL1234	0.560	0.609	0.610	0.548	0.410	0.219	0.044	3.000
DL1235	0.558	0.573	0.537	0.453	0.366	0.307	0.206	3.000
DL1245	0.518	0.498	0.448	0.427	0.442	0.395	0.271	3.000
DL1345	0.395	0.399	0.442	0.513	0.525	0.444	0.283	3.000
DL2345	0.165	0.374	0.535	0.605	0.581	0.465	0.276	3.000
DL12345	0.549	0.613	0.643	0.636	0.581	0.458	0.270	3.750

8. 설계 단면력 집계

8.1 시간중양부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	8215.5	8215.5	8215.5	순 단 면	
합성전 고정하중	4773.8	5133.6	4761.2	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1630.9	1725.3	1693.8	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4256.4	3571.1	4159.4		
DL 활하중	4595.6	3830.8	4500.4		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4595.6	3830.8	4500.4		
합 계	19215.8	18905.2	19170.9		

8.2 시간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	725.9	725.9	725.9	순 단 면	
합성전 고정하중	379.1	397.8	378.1	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	186.2	138.4	190.6	바닥판 합성단면	
DB 활하중	416.4	412.3	401.0		
DL 활하중	426.7	403.6	411.7		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	426.7	412.3	411.7		
합 계	1717.9	1674.3	1706.2		

8.3 반력종합

8.3.1 S1 시점측(단위:kN_우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	407.308	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	192.589	139.598	110.299	102.923	112.254	144.637	196.817	
ADD	1350.390	1337.643	1308.344	1300.967	1310.298	1342.681	1353.569	
DB1	1.569	5.747	15.089	51.638	112.288	195.956	266.883	
DB2	10.078	26.369	58.553	107.625	154.793	163.938	134.796	
DB3	25.955	66.827	113.705	152.270	141.934	97.546	50.751	
DB4	84.859	129.604	157.212	135.640	86.530	44.749	16.741	
DB5	193.373	185.150	137.865	80.411	36.206	12.871	5.146	
DB12	10.843	28.083	73.178	158.963	266.938	359.897	401.527	
DB13	24.788	68.206	128.123	203.530	254.070	293.453	317.345	
DB14	81.278	130.513	171.379	186.521	198.075	239.621	277.885	
DB15	189.694	186.023	152.023	131.206	147.613	207.534	265.014	
DB23	34.100	92.861	172.052	259.801	296.742	261.459	185.439	
DB24	87.089	154.532	214.904	242.606	240.701	207.525	145.723	
DB25	195.485	210.043	195.569	187.312	190.240	175.418	132.849	
DB34	110.421	196.292	270.863	287.657	227.891	141.343	62.217	
DB35	218.817	251.802	251.528	232.344	177.452	109.260	49.349	
DB45	278.229	314.752	295.054	216.049	122.735	57.619	21.888	
DB123	31.381	85.130	167.996	280.039	367.996	411.671	406.944	
DB124	75.497	140.016	206.189	264.376	317.530	363.028	370.952	
DB125	173.070	189.971	188.784	214.605	272.124	334.132	359.356	
DB134	96.504	177.603	256.572	304.914	306.022	303.462	295.787	
DB135	194.075	227.555	239.143	255.139	260.591	274.563	284.188	
DB145	246.740	283.933	278.263	239.920	210.203	226.183	248.819	
DB234	101.736	199.225	295.752	355.408	344.382	274.580	176.835	
DB235	199.286	249.176	278.345	305.637	298.976	245.685	165.239	
DB245	251.951	305.554	317.465	290.418	248.588	197.305	129.870	
DB345	272.956	343.138	367.823	330.951	237.055	137.736	54.702	
DB1234	82.380	166.799	257.117	334.526	371.076	375.693	347.192	
DB1235	163.676	208.435	242.595	293.061	333.226	351.629	337.546	
DB1245	207.572	255.416	275.206	280.380	291.232	311.284	308.051	
DB1345	225.086	286.727	317.176	314.154	281.636	261.666	245.431	
DB2345	229.434	304.746	349.824	356.218	313.615	237.583	146.303	
DB12345	227.030	305.533	360.467	394.572	397.693	384.456	346.123	
DL1	1.818	7.275	18.342	56.189	113.885	192.364	270.974	
DL2	12.571	28.996	58.357	103.706	147.761	159.723	142.173	
DL3	31.185	67.653	107.684	143.055	133.507	96.464	57.396	
DL4	92.685	126.498	149.244	127.674	83.384	46.843	21.190	

DL5	199.990	180.886	133.736	80.330	37.759	15.128	6.282	
DL12	13.323	32.627	76.121	159.495	261.456	352.065	412.938	
DL13	31.521	71.184	125.352	198.811	247.195	288.788	328.122	
DL14	88.888	129.020	166.396	182.782	196.181	237.602	285.523	
DL15	196.128	183.381	150.845	135.393	150.468	205.745	270.028	
DL23	43.347	96.559	165.986	246.740	281.303	256.180	199.541	
DL24	96.892	153.527	206.486	230.453	230.258	204.852	156.577	
DL25	204.133	207.888	190.936	183.066	184.551	173.006	141.127	
DL34	123.278	193.944	256.881	270.322	216.064	141.875	72.534	
DL35	230.530	248.344	241.337	222.939	170.359	110.029	57.084	
DL45	292.675	307.387	282.986	208.015	121.188	62.017	27.490	
DL123	39.680	90.149	165.347	272.266	355.480	403.669	423.307	
DL124	84.313	140.601	201.278	257.353	309.492	357.355	384.287	
DL125	180.851	189.564	187.305	214.718	268.392	328.695	370.378	
DL134	108.076	177.013	246.688	293.263	296.752	300.658	308.614	
DL135	204.593	225.922	232.660	250.576	255.602	271.984	294.696	
DL145	259.418	278.694	270.044	236.388	209.704	226.048	256.645	
DL234	115.256	199.050	282.749	336.138	327.405	271.200	192.598	
DL235	211.787	248.004	268.734	293.492	286.262	242.531	178.683	
DL245	266.610	300.771	306.113	279.267	240.358	196.591	140.629	
DL345	290.362	337.143	351.516	315.174	227.616	139.893	64.956	
DL1234	93.604	167.896	248.472	321.745	358.073	370.141	363.276	
DL1235	174.045	208.691	236.840	286.202	323.803	346.249	351.687	
DL1245	219.787	252.684	268.001	274.371	285.548	307.978	319.972	
DL1345	239.580	283.000	305.814	304.280	274.892	260.715	256.931	
DL2345	245.543	301.390	335.872	340.043	300.463	236.161	160.246	
DL12345	243.144	303.433	348.743	381.659	385.692	380.298	363.014	
ENV	292.675	343.138	367.823	394.572	397.693	411.671	423.307	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1643.064	1680.781	1676.167	1695.539	1707.991	1754.352	1776.876	

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	407.308	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	191.509	139.612	111.832	101.472	113.724	142.157	198.809	
ADD	1349.309	1337.656	1309.876	1299.517	1311.769	1340.202	1355.561	
DB1	1.569	5.318	15.246	50.942	112.979	194.090	268.082	
DB2	10.058	25.691	58.813	106.941	155.458	163.079	135.730	
DB3	25.841	66.057	114.081	151.689	142.606	97.352	51.278	
DB4	84.478	129.076	157.791	135.163	87.154	44.874	16.964	
DB5	192.666	185.208	138.718	79.999	36.663	13.102	5.203	
DB12	10.834	26.982	73.584	157.586	268.291	357.167	403.653	
DB13	24.688	67.006	128.640	202.259	255.429	291.392	319.060	
DB14	80.925	129.541	172.094	185.363	199.376	237.924	279.280	
DB15	189.019	185.635	153.012	130.112	148.745	205.952	266.241	
DB23	33.969	91.405	172.683	258.537	298.079	260.409	186.895	
DB24	86.711	153.293	215.724	241.458	241.979	206.845	146.852	
DB25	194.785	209.387	196.662	186.229	191.349	174.854	133.809	
DB34	109.936	194.986	271.818	286.606	229.178	141.315	62.955	
DB35	218.009	251.079	252.756	231.359	178.570	109.347	49.918	
DB45	277.141	314.281	296.486	215.160	123.815	57.975	22.167	
DB123	31.272	83.440	168.695	278.278	369.818	409.043	409.328	
DB124	75.173	138.508	207.050	262.722	319.297	360.739	373.035	
DB125	172.456	188.989	189.892	213.011	273.739	331.948	361.286	
DB134	96.084	176.035	257.554	303.348	307.797	301.760	297.517	
DB135	193.364	226.512	240.371	253.632	262.215	272.965	285.766	
DB145	245.799	283.102	279.673	238.513	211.774	224.910	250.113	
DB234	101.293	197.416	296.829	353.852	346.138	273.794	178.326	
DB235	198.553	247.893	279.668	304.139	300.579	245.002	166.577	
DB245	250.987	304.482	318.970	289.020	250.139	196.947	130.925	
DB345	271.895	342.005	369.449	329.641	238.615	137.965	55.405	
DB1234	82.024	164.965	258.117	332.712	373.053	373.640	349.322	
DB1235	163.079	207.039	243.800	291.296	335.076	349.663	339.549	
DB1245	206.782	254.196	276.562	278.699	293.039	309.588	309.818	
DB1345	224.215	285.456	318.633	312.546	283.450	260.459	246.905	
DB2345	228.545	303.275	351.360	354.617	315.412	237.139	147.577	
DB12345	226.155	303.735	362.106	392.455	400.005	382.614	348.285	
DL1	1.824	6.732	18.561	55.263	114.820	189.322	273.422	
DL2	12.574	28.114	58.711	102.694	148.706	158.269	143.694	
DL3	31.102	66.621	108.200	142.167	134.535	96.086	58.079	
DL4	92.157	125.796	150.097	127.011	84.297	46.956	21.435	
DL5	198.720	181.129	134.985	79.773	38.375	15.422	6.336	
DL12	13.346	31.207	76.674	157.565	263.330	347.561	416.898	

DL13	31.460	69.611	126.065	197.005	249.152	285.362	331.243	
DL14	88.416	127.745	167.436	181.215	198.005	234.745	288.155	
DL15	194.916	183.050	152.281	133.932	151.993	203.076	272.465	
DL23	43.269	94.642	166.855	244.839	283.276	254.350	201.744	
DL24	96.423	151.885	207.673	228.795	232.096	203.601	158.280	
DL25	202.924	207.190	192.518	181.515	186.091	171.942	142.635	
DL34	122.682	192.198	258.249	268.779	217.987	141.681	73.421	
DL35	229.194	247.542	243.101	221.504	171.984	110.022	57.776	
DL45	290.877	306.927	285.088	206.793	122.717	62.425	27.789	
DL123	39.628	87.939	166.308	269.729	358.092	399.277	427.485	
DL124	83.928	138.618	202.515	255.038	311.982	353.492	388.005	
DL125	179.799	188.431	188.898	212.500	270.613	325.000	373.921	
DL134	107.577	174.936	248.089	291.053	299.319	297.747	311.597	
DL135	203.427	224.695	234.417	248.461	257.900	269.242	297.504	
DL145	257.866	277.754	272.103	234.485	211.883	223.811	259.021	
DL234	114.760	196.643	284.282	333.846	329.984	269.734	194.745	
DL235	210.624	246.447	270.623	291.296	288.573	241.234	180.654	
DL245	265.060	299.501	308.304	277.283	242.550	195.798	142.169	
DL345	288.698	335.779	353.870	313.293	229.885	140.053	65.761	
DL1234	93.221	165.469	249.890	319.149	360.919	366.639	366.887	
DL1235	173.107	206.972	238.555	283.686	326.425	342.888	355.151	
DL1245	218.526	251.205	269.968	272.032	288.071	305.037	323.077	
DL1345	238.224	281.443	307.918	302.028	277.478	258.569	259.423	
DL2345	244.189	299.557	338.085	337.723	303.060	235.218	162.042	
DL12345	241.821	301.179	351.097	378.653	388.985	377.075	366.631	
ENV	290.877	342.005	369.449	392.455	400.005	409.043	427.485	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1640.186	1679.662	1679.325	1691.971	1711.773	1749.244	1783.046	

8.3.3 S1 시점 측(단위:kN_좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	407.308	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	192.589	139.598	110.299	102.923	112.254	144.637	196.817	
ADD	1350.390	1337.643	1308.344	1300.967	1310.298	1342.681	1353.569	
DB1	275.961	195.092	109.332	48.608	12.938	4.876	1.253	
DB2	141.697	166.776	153.373	104.374	55.663	24.238	9.379	
DB3	54.544	101.411	144.538	150.999	110.304	63.469	23.625	
DB4	17.689	47.481	89.799	138.259	156.167	125.729	79.780	
DB5	5.696	14.650	38.764	83.682	140.342	183.905	185.236	
DB12	417.472	361.839	262.540	152.618	68.093	24.561	9.741	
DB13	330.271	296.457	253.702	199.229	122.640	63.687	23.293	
DB14	288.490	241.628	198.433	186.072	168.171	125.262	76.154	
DB15	274.447	208.440	147.177	131.390	152.336	183.385	181.485	
DB23	196.189	268.168	297.907	255.337	165.891	87.581	32.307	
DB24	154.122	213.238	242.615	241.982	211.005	148.483	81.314	
DB25	140.080	180.051	191.360	187.321	195.170	206.584	186.642	
DB34	67.523	148.048	233.825	289.013	266.438	189.062	103.044	
DB35	53.480	114.860	182.569	234.331	250.603	247.185	208.375	
DB45	23.384	62.129	128.560	221.918	296.507	309.632	265.015	
DB123	424.777	416.913	366.375	273.237	160.484	79.111	29.402	
DB124	386.672	367.387	316.572	261.046	200.707	133.326	70.240	
DB125	374.039	337.515	270.454	211.847	186.468	185.637	165.029	
DB134	308.733	308.713	308.666	303.370	250.614	169.860	89.805	
DB135	296.103	278.860	262.547	254.148	236.350	222.166	184.590	
DB145	258.696	229.584	212.807	242.469	277.620	278.080	234.824	
DB234	187.810	283.188	348.438	353.699	289.169	190.748	94.434	
DB235	175.175	253.313	302.317	304.476	274.905	243.054	189.219	
DB245	137.768	204.035	252.574	292.775	316.174	298.970	239.475	
DB345	59.809	145.378	244.667	335.097	366.059	335.501	259.038	
DB1234	363.119	382.193	372.208	330.783	249.978	158.709	76.241	
DB1235	352.616	357.325	333.787	289.775	238.108	202.290	155.233	
DB1245	321.434	316.261	292.352	280.052	272.502	248.891	197.103	
DB1345	256.486	267.378	285.757	315.297	314.059	279.334	213.400	
DB2345	155.705	246.090	318.884	357.240	346.195	296.749	217.260	
DB12345	362.341	392.317	400.747	393.282	355.206	296.504	214.811	
DL1	280.913	190.749	111.464	53.553	16.424	6.181	1.437	
DL2	149.536	162.258	146.513	100.798	55.659	26.728	11.700	
DL3	61.503	100.125	136.126	141.774	104.606	64.528	29.391	
DL4	22.388	49.594	86.440	130.095	148.058	122.961	87.337	

DL5	6.968	17.070	40.197	83.196	135.822	180.201	191.355	
DL12	430.204	352.966	257.750	153.887	71.306	28.806	11.944	
DL13	342.171	290.833	247.364	194.862	120.252	66.605	29.635	
DL14	297.108	238.905	196.852	182.558	163.142	123.976	83.437	
DL15	280.459	206.102	150.433	135.572	150.889	181.130	187.323	
DL23	211.041	262.388	282.644	242.610	160.270	91.260	41.094	
DL24	165.569	210.312	232.093	229.984	202.560	147.638	90.734	
DL25	148.875	177.499	185.670	183.002	190.320	204.843	194.676	
DL34	78.236	148.462	221.771	271.443	252.511	187.102	115.432	
DL35	61.524	115.603	175.303	224.451	240.264	244.304	219.374	
DL45	29.356	66.664	126.637	213.291	283.880	303.162	278.692	
DL123	442.545	407.780	354.497	266.128	158.320	84.000	37.202	
DL124	401.279	360.814	308.989	254.569	195.941	133.983	78.618	
DL125	386.257	331.265	267.187	212.255	184.879	185.412	172.154	
DL134	322.694	305.108	299.667	291.840	240.870	169.488	100.861	
DL135	307.674	275.566	257.877	249.574	229.858	220.969	194.418	
DL145	267.519	228.985	212.460	238.752	268.991	273.493	246.711	
DL234	204.289	279.360	331.386	334.538	276.355	190.815	107.471	
DL235	189.269	249.818	289.593	292.264	265.331	242.245	200.971	
DL245	149.114	203.237	244.178	281.450	304.477	294.819	253.321	
DL345	70.494	147.562	234.860	318.724	349.439	330.321	275.525	
DL1234	380.492	375.734	359.544	318.407	241.630	159.890	87.025	
DL1235	367.972	351.131	324.716	283.156	232.432	202.779	164.935	
DL1245	334.484	312.297	286.868	274.159	265.058	246.573	208.549	
DL1345	268.991	265.895	279.127	305.261	302.529	276.170	227.063	
DL2345	170.331	244.438	305.547	340.826	332.117	293.940	232.587	
DL12345	380.578	387.368	388.961	380.456	343.447	294.861	230.057	
ENV	442.545	416.913	400.747	393.282	366.059	335.501	278.692	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1792.934	1754.556	1709.091	1694.249	1676.356	1678.183	1632.261	

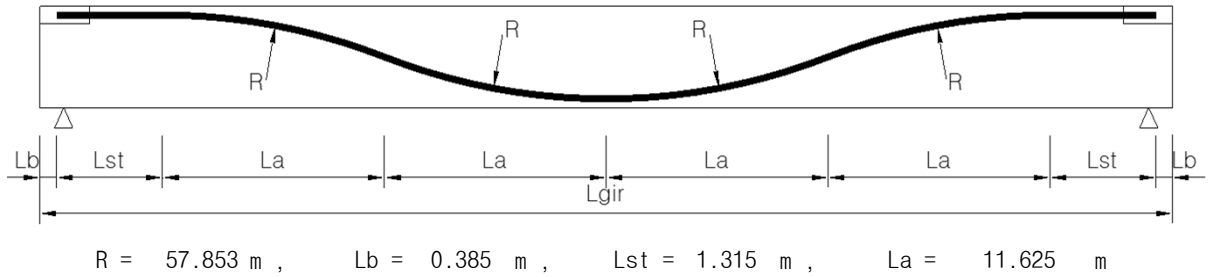
위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	407.308	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	191.509	139.612	111.832	101.472	113.724	142.157	198.809	
ADD	1349.309	1337.656	1309.876	1299.517	1311.769	1340.202	1355.561	
DB1	275.097	195.599	110.339	48.218	13.275	5.117	1.267	
DB2	141.120	166.549	154.109	103.937	56.202	24.441	9.494	
DB3	54.298	100.735	145.021	150.488	110.958	63.516	23.950	
DB4	17.626	46.723	90.124	137.624	156.836	125.294	80.483	
DB5	5.693	14.065	38.975	82.985	141.012	182.663	186.302	
DB12	416.038	362.128	264.280	151.799	68.962	24.999	9.851	
DB13	329.169	296.296	255.189	198.337	123.623	63.975	23.611	
DB14	287.586	241.364	199.752	185.064	169.163	125.099	76.834	
DB15	273.607	208.342	148.377	130.321	153.328	182.419	182.524	
DB23	195.367	267.265	299.125	254.390	167.083	87.836	32.745	
DB24	153.505	212.226	243.664	240.923	212.199	148.317	82.104	
DB25	139.527	179.206	192.290	186.202	196.364	205.616	187.791	
DB34	67.223	146.598	234.623	287.872	267.761	188.683	104.061	
DB35	53.244	113.576	183.247	233.129	251.926	246.003	209.752	
DB45	23.318	60.786	129.097	220.587	297.847	307.956	266.784	
DB123	423.266	416.564	368.375	272.041	161.854	79.553	29.791	
DB124	385.353	366.936	318.420	259.753	202.074	133.414	70.941	
DB125	372.776	337.213	272.195	210.500	187.834	185.003	166.052	
DB134	307.698	307.867	310.287	302.003	252.096	169.755	90.710	
DB135	295.125	278.164	264.061	252.727	237.833	221.340	185.818	
DB145	257.891	228.799	214.170	240.939	279.115	276.827	236.382	
DB234	187.033	281.670	349.817	352.287	290.832	190.641	95.438	
DB235	174.456	251.944	303.588	303.009	276.568	242.225	190.546	
DB245	137.221	202.577	253.695	291.200	317.851	297.715	241.133	
DB345	59.548	143.526	245.560	333.447	367.851	334.054	260.900	
DB1234	361.835	381.310	374.110	329.323	251.608	158.818	77.069	
DB1235	351.379	356.567	335.600	288.270	239.737	201.797	156.329	
DB1245	320.341	315.429	294.038	278.455	274.142	248.043	198.475	
DB1345	255.631	266.217	287.255	313.639	315.795	278.325	214.942	
DB2345	155.065	244.368	320.180	355.544	348.083	295.738	218.885	
DB12345	361.063	390.978	402.796	391.303	357.337	295.691	216.426	
DL1	279.169	191.741	112.859	53.030	16.846	6.482	1.449	
DL2	148.595	162.035	147.610	100.208	56.411	26.971	11.820	
DL3	61.213	99.214	136.815	141.028	105.593	64.517	29.758	
DL4	22.355	48.596	86.886	129.117	149.060	122.201	88.343	
DL5	6.982	16.313	40.485	82.212	136.741	178.131	193.268	
DL12	427.529	353.744	260.240	152.781	72.477	29.358	12.051	

DL13	340.147	290.923	249.445	193.601	121.659	66.903	29.988	
DL14	295.380	238.869	198.675	181.076	164.551	123.579	84.388	
DL15	278.785	206.300	152.095	134.085	152.215	179.427	189.178	
DL23	209.811	261.253	284.431	241.274	162.010	91.493	41.580	
DL24	164.645	209.043	233.620	228.435	204.290	147.225	91.790	
DL25	148.005	176.464	187.036	181.448	191.967	203.122	196.637	
DL34	77.945	146.519	222.891	269.726	254.496	186.353	116.783	
DL35	61.287	113.893	176.262	222.729	242.167	242.248	221.630	
DL45	29.338	64.909	127.371	211.328	285.801	300.332	281.611	
DL123	439.877	407.661	357.357	264.461	160.264	84.487	37.628	
DL124	398.895	360.568	311.616	252.716	197.865	133.926	79.534	
DL125	383.921	331.230	269.669	210.397	186.728	184.179	173.884	
DL134	320.879	304.254	301.928	289.836	243.025	169.130	102.042	
DL135	305.908	274.923	259.992	247.565	231.938	219.434	196.414	
DL145	266.009	228.235	214.344	236.539	271.084	271.288	249.271	
DL234	203.198	277.397	333.380	332.473	278.800	190.440	108.747	
DL235	188.227	248.066	291.443	290.194	267.700	240.694	203.061	
DL245	148.327	201.378	245.796	279.176	306.859	292.598	255.976	
DL345	70.277	145.096	236.112	316.300	352.052	327.798	278.445	
DL1234	378.289	374.845	362.250	316.304	243.974	159.840	88.060	
DL1235	365.809	350.417	327.301	281.049	234.713	201.750	166.647	
DL1245	332.535	311.494	289.259	271.882	267.349	244.985	210.732	
DL1345	267.516	264.586	281.213	302.858	305.012	274.331	229.468	
DL2345	169.460	242.205	307.412	338.372	334.841	292.087	235.070	
DL12345	378.412	385.881	391.870	377.620	346.478	293.271	232.512	
ENV	439.877	416.564	402.796	391.303	367.851	334.054	281.611	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1789.186	1754.220	1712.672	1690.819	1679.620	1674.255	1637.172	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



▷ 지간중양부의 접선변화각 누계

$$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) = 0.405 \text{ rad}$$

▷ 지간중양부까지의 강선길이

$$x = Lst + \alpha \cdot R = 1.315 + 0.405 \times 57.853 = 24.724 \text{ m}$$

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수 (μ) = 0.250

- 파상마찰계수 (κ) = 0.005

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu \alpha + \kappa x)}] = 273780 \text{ N}$$

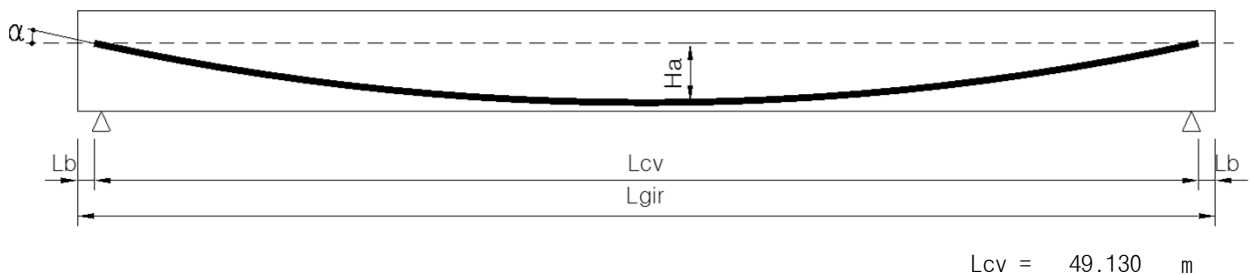
(2) 일체긴장 강봉 (C1, C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중양부까지의 강봉길이(x) = 24.565 m

- 파상마찰계수 (κ) = 0.008

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}] = 242645 \text{ N}$$

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중양부의 접선변화각 누계 (α) = $\tan^{-1}(a \times Lcv)$

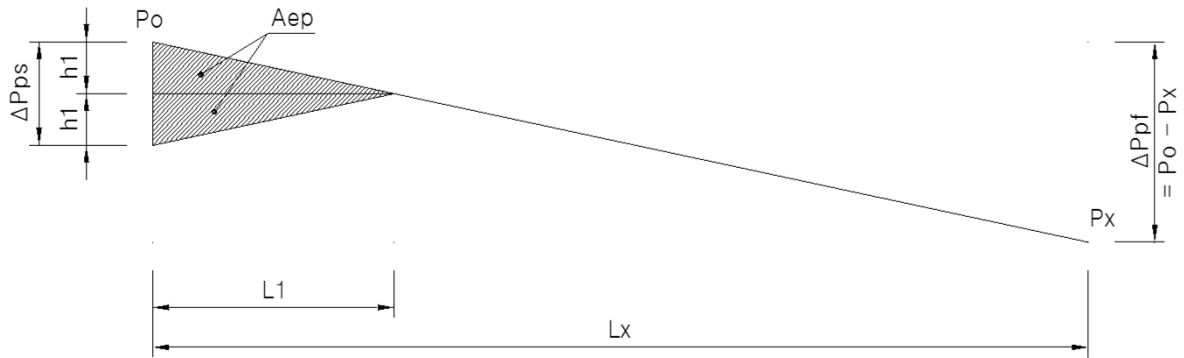
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8 Ha^2}{3 Lcv} - \frac{32 Ha^4}{5 Lcv^3}$

▷ 지간중양부까지의 강선길이(x) = $Lt / 2$

▷ 마찰손실량 (ΔPpf) = $Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu \alpha + \kappa x)}]$

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.625	0.002693	0.13154	49.273	24.636	0.250	0.005	442164
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	415231
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	388002
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	360562

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



- ▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell : 6 \text{ mm}$
- ▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = $\Delta P_{pf} / L_x$
- ▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L_1)

$$A_{ep} = \Delta \ell \cdot A_p \cdot E_p$$

$$h_1 = \Delta P_{pf} \times L_1 / L_x = p \times L_1$$

$$A_{ep} = h_1 \times L_1 = p \times L_1^2$$

$$L_1 = \sqrt{A_{ep} / p}$$

- ▷ 긴장단에서의 손실력(ΔP_{ps}) = $2 \cdot p \cdot L_1$

- ▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔP_{px})

$$L_x \leq L_1 \text{ 이면 } \Delta P_{px} = \Delta P_{ps} \cdot (1 - L_x / L_1)$$

$$L_x > L_1 \text{ 이면 } \Delta P_{px} = 0$$

단위	L_x	p	A_{ep}	L_1	ΔP_{ps}	ΔP_{px}
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	24.565	4939	1508400	17.476	172624	0
C2	24.565	4939	1508400	17.476	172624	0
T1	24.724	11073	1165080	10.257	227167	0
T2	24.636	17948	2496600	11.794	423357	0
T3	24.599	16880	2496600	12.162	410571	0
T4	24.576	15788	2496600	12.575	397072	0
T5	24.565	14678	2496600	13.042	382853	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

- ▶ 긴장순서는 T2 → T5 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $f_{cir} = \epsilon_c \cdot E_{ci}$, $\Delta f_{pe} = \epsilon_p \cdot E_{pt}$, $\epsilon_c = \epsilon_p$

▶ $\Delta f_{pe} = \epsilon_p \cdot E_{pt} = (E_{pt}/E_{ci}) \cdot f_{cir} = n \cdot f_{cir}$

$$f_{cir} = \sum f_{psi} + f_{sw} / N$$

$$(E_{pt} / E_{ci}) = n$$

$$f_{sw} = M_{sw} \cdot e / I_{net}$$

$$\sum f_{psi} = \begin{cases} \text{①강선 경우 : } f_{ps2} + f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN} \\ \text{②강선 경우 : } f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN} \\ \text{③강선 경우 : } f_{ps4} \cdots f_{psN} \\ \cdots \\ \text{④강선 경우 : } 0 \end{cases}$$

$$f_{psi} = P_r / A_{net} + P_r \cdot e^2 / I_{net}$$

- 긴장회수(N) = 4 회
- PS 강연선의 탄성계수(E_{pt}) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci}) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $P_r = P_o - \Delta P_{pf} - \Delta P_{ps}$
- f_{cir} : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : $A_{net} = 1.01095 \text{ m}^2$, $I_{net} = 0.87631 \text{ m}^4$
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 8215500 N·m

	P_o	ΔP_{pf}	ΔP_{px}	P_r	e	긴장 순서
T2	3060000	-442164	0	2617836	-1.002517	4
T3	3060000	-415231	0	2644769	-1.002517	1
T4	3060000	-388002	0	2671998	-1.002517	2
T5	3060000	-360562	0	2699438	-1.002517	3

	f_{psi}	$\sum f_{psi}$	f_{sw}/N	f_{cir}	Δf_{pe}	ΔP_{pe}
T3	5.649	17.066	-2.350	14.716	101.246	210.642
T4	5.708	11.358	-2.350	9.008	61.978	128.945
T5	5.766	5.592	-2.350	3.242	22.307	46.411
T2	5.592	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-33.633
Σ	22.715	34.016	-9.399	24.617	169.365	352.365

Δf_{pe} 의 평균치 : 42.341 MPa

ΔP_{pe} 의 평균치 : 88.091 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N · m)
C1	-680000	121322	0	0	-558678	1.34748	-752809
C2	-680000	121322	0	0	-558678	1.34748	-752809
PS강봉 소계(압축)					-1117355	1.34748	-1505618
T1	1360000	-273780	0	0	1086220	-1.01252	-1099816
T2	3060000	-442164	0	33633	2651469	-1.00252	-2658141
T3	3060000	-415231	0	-210642	2434127	-1.00252	-2440252
T4	3060000	-388002	0	-128945	2543053	-1.00252	-2549453
T5	3060000	-360562	0	-46411	2653027	-1.00252	-2659704
PS강연선 소계(인장)					11367896	-1.00383	-11407366

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1117	1.347	-1505.62	
	강선	gs	11368	-1.004	-11407.37	
합성전 고정하중		bl			4773.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1630.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4595.60	
균중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
f _{sw}	MPa			13.805	-10.571			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1117}{0.002514} = 444.453 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-11368}{0.0092929} = -1223.288 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
f _{ps}	MPa			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	

10.1.3 합성전 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{4773.80}{0.96511} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
f _{bl}	MPa	2.592	2.077	2.308	-3.898	13.008	-23.322	

10.1.4 합성후 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1630.90}{1.92536} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
f _{al}	MPa	0.920	0.737	0.819	-1.383	4.616	-8.276	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{4595.6 + 0}{1.92536} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
f _{ll}	MPa	2.592	2.077	2.308	-3.898	13.008	-23.322	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$$\Delta f_{sh} = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot H_r) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4 \text{ Mpa}$$

여기서, H_r 은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0093 = -338.26 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.6287} + n \cdot \frac{510.5}{1.9254} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fsh	MPa	0.101	0.044	0.049	-0.641	0.100	3.935	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 15.52 - 7 \times 6.07 = 143.774 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 24.93 + -9.41 = 15.52 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -4.79 + -1.28 = -6.07 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot -1.004 = 24.931 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{4774}{0.96511} \cdot -0.968 = -4.789 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1631}{1.92536} \cdot -1.509 = -1.278 \text{ MPa}$$

여기서, f_{cir} 은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

f_{cds} 는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -143.774 \times 0.0093 = -1336.074 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1336.074}{1.6287} + n \cdot \frac{2016.429}{1.9254} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fcr	MPa	0.399	0.173	0.192	-2.531	0.397	15.544	

10.1.8 강봉의 릴렉сей션

$$\Delta f_{rgb} = (f_{ps} + f_{bl} + f_{al}) \times 3\%$$

$$= (444.45 + 44.28 + 4.62) \times 0.03 = 14.801 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -14.801 \times 0.0025 = -37.209 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-37.209}{1.6287} + n \cdot \frac{-31.323}{1.9254} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
f _{rgb}	MPa	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.011	

10.1.9 강선의 릴렉сей션

$$\Delta f_{rgs} = 35 - 0.07 \cdot \Delta f_{pf} - 0.1 \cdot \Delta f_{pe} - 0.05 \cdot (\Delta f_{sh} + \Delta f_{cr})$$

	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	281.986	0.000	36.400	143.774	6.252
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	143.774	9.498
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	143.774	22.145
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	143.774	19.134
T5	0.002081	173.3054	-22.307	36.400	143.774	16.091
Σ	0.009293	1053.896	-169.365	182.000	718.868	73.120
avg	0.001859	210.779	-33.873	36.400	143.774	14.624

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -14.624 \times 0.0093 = -135.90 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-135.90}{1.6287} + n \cdot \frac{205.10}{1.9254} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
f _{rgs}	MPa	0.041	0.018	0.020	-0.257	0.040	1.581	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 9.6511E+11 / 27804.0636 \times 2598220800 = 412.691 \\
 B &= 1 + m = 1 + 412.691 = 413.691 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 412.691 \times 0.12 = -48.015 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 2.274 + 0.888 + 412.691 \times 0.005 + 412.691 \times 0.014 \\
 &= 11.085 \\
 P &= (1383.68 + 1163.34139) / 2 \times (138.7 \times 67) \\
 &= 11834608 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ T=}\infty\text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ T=}\infty\text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep3} \} \\
 &+ Md1 \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1588559.180 \text{ N} \\
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep3} \} \\
 &+ Md1 \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -189592.325 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 112684.799 \text{ N} \\
 M_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 13078.771 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$$f_{c2}' = - N_{\phi} / A_{c2} - ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상면응력}$$

$$= 2.887 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - N_{\phi} / A_{c2} + ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하면응력}$$

$$= 2.983 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = N_{\phi} / A_{c1} + ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상면응력}$$

$$= -5.499 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = N_{\phi} / A_{c1} - ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하면응력}$$

$$= 1.464 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상면응력}$$

$$= -0.188 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하면응력}$$

$$= -0.229 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상면응력}$$

$$= 0.390 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하면응력}$$

$$= -0.103 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
f _{cr2}	MPa	2.887	2.983	-5.499	1.464	-5.043	1.298	
f _{sh2}	MPa	-0.188	-0.229	0.390	-0.103	0.357	-0.092	
f ₂	MPa	2.699	2.754	-5.110	1.361	-4.686	1.206	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G6거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1117	1.347	-1505.62	
	강선	gs	11368	-1.004	-11407.37	
합성전 고정하중		bl			5133.60	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1725.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3830.80	
균중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
f _{sw}	MPa			13.805	-10.571			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1117}{0.002514} = 444.453 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-11368}{0.0092929} = -1223.288 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
f _{ps}	MPa			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{5133.60}{0.96511} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
f _{bl}	MPa	0.960	0.768	0.853	-1.460	4.805	-8.738	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1725.30}{1.93909} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
f _{al}	MPa	0.960	0.768	0.853	-1.460	4.805	-8.738	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3830.8 + 0}{1.93909} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
f _{ll}	MPa	2.132	1.705	1.895	-3.242	10.668	-19.401	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$$\Delta f_{sh} = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot H_r) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4 \text{ Mpa}$$

여기서, H_r 은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0093 = -338.26 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.6404} + n \cdot \frac{510.5}{1.9391} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
fsh	MPa	0.099	0.042	0.046	-0.638	0.087	3.921	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cd} = 12 \times 15.52 - 7 \times 6.49 = 140.796 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 25 + -9.41 = 15.52 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.15 + -1.34 = -6.49 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot -1.004 = 24.931 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{5134}{0.96511} \cdot -0.968 = -5.150 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1725}{1.93909} \cdot -1.509 = -1.343 \text{ MPa}$$

여기서, f_{cir} 은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

f_{cds} 는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -140.796 \times 0.0093 = -1308.403 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1308.403}{1.6404} + n \cdot \frac{1974.668}{1.9391} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
fcr	MPa	0.381	0.161	0.179	-2.469	0.335	15.165	

10.2.8 강봉의 릴렉сей션

$$\Delta f_{rgb} = (f_{ps} + f_{bl} + f_{al}) \times 3\%$$

$$= (444.45 + 47.62 + 4.80) \times 0.03 = 14.906 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -14.906 \times 0.0025 = -37.475 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-37.475}{1.6404} + n \cdot \frac{-31.547}{1.9391} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
f _{rgb}	MPa	-0.038	-0.035	-0.038	0.004	-0.236	0.012	

10.2.9 강선의 릴렉сей션

$$\Delta f_{rgs} = 35 - 0.07 \cdot \Delta f_{pf} - 0.1 \cdot \Delta f_{pe} - 0.05 \cdot (\Delta f_{sh} + \Delta f_{cr})$$

	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	281.986	0.000	36.400	140.796	6.401
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	140.796	9.647
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	140.796	22.294
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	140.796	19.283
T5	0.002081	173.305	-22.307	36.400	140.796	16.240
Σ	0.009293	1053.896	-169.365	182.000	703.980	73.865
avg	0.001859	210.779	-33.873	36.400	140.796	14.773

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -14.773 \times 0.0093 = -137.28 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-137.28}{1.6404} + n \cdot \frac{207.19}{1.9391} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
f _{rgs}	MPa	0.040	0.017	0.019	-0.259	0.035	1.591	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 0.96510945 / 27804.0636 \times 0.00259096 = 413.847 \\
 B &= 1 + m = 1 + 413.847 = 414.847 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 413.847 \times 0.12 = -48.154 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 2.274 + 0.888 + 413.847 \times 0.005 + 413.847 \times 0.014 \\
 &= 11.107 \\
 P &= (1383.68 + 1166.541) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11849474 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1669873.327 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -199703.103 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 112571.110 \text{ N} \\
 M_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 13066.810 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$$f_{c2}' = - N_{\phi} / A_{c2} - ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상면응력}$$

$$= 3.062 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - N_{\phi} / A_{c2} + ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하면응력}$$

$$= 3.125 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = N_{\phi} / A_{c1} + ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상면응력}$$

$$= -5.782 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = N_{\phi} / A_{c1} - ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하면응력}$$

$$= 1.540 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상면응력}$$

$$= -0.188 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하면응력}$$

$$= -0.229 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상면응력}$$

$$= 0.389 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하면응력}$$

$$= -0.103 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
f _{cr2}	MPa	3.062	3.125	-5.782	1.540	-5.302	1.365	
f _{sh2}	MPa	-0.188	-0.229	0.389	-0.103	0.357	-0.092	
f ₂	MPa	2.874	2.896	-5.392	1.436	-4.945	1.273	

10.3 G7거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1117	1.347	-1505.62	
	강선	gs	11368	-1.004	-11407.37	
합성전 고정하중		bl			4761.20	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1693.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4500.40	
균중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
f _{sw}	MPa			13.805	-10.571			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1117}{0.002514} = 444.453 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-11368}{0.0092929} = -1223.288 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
f _{ps}	MPa			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{4761.20}{0.96511} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
f _{bl}	MPa			7.439	-5.388	44.166	-30.923	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1693.80}{1.92356} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
f _{al}	MPa	0.957	0.767	0.852	-1.437	4.805	-8.598	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{4500.4 + 0}{1.92356} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
f _{ll}	MPa	2.543	2.038	2.264	-3.819	12.766	-22.844	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$$\Delta f_{sh} = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot H_r) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4 \text{ Mpa}$$

여기서, H_r 은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0093 = -338.26 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.6272} + n \cdot \frac{510.5}{1.9236} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
fsh	MPa	0.101	0.044	0.049	-0.641	0.102	3.937	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 15.52 - 7 \times 6.11 = 143.508 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 24.93 + -9.41 = 15.52 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -4.78 + -1.33 = -6.11 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot -1.004 = 24.931 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{4761}{0.96511} \cdot -0.968 = -4.776 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1694}{1.92356} \cdot -1.509 = -1.329 \text{ MPa}$$

여기서, f_{cir} 은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

f_{cds} 는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -143.508 \times 0.0093 = -1333.608 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1333.608}{1.6272} + n \cdot \frac{2012.708}{1.9236} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
fcr	MPa	0.400	0.174	0.193	-2.527	0.403	15.523	

10.3.8 강봉의 릴렉сей션

$$\Delta f_{rgb} = (f_{ps} + f_{bl} + f_{al}) \times 3\%$$

$$= (444.45 + 44.17 + 4.80) \times 0.03 = 14.803 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -14.803 \times 0.0025 = -37.214 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-37.214}{1.6272} + n \cdot \frac{-31.328}{1.9236} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
f _{rgb}	MPa	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.011	

10.3.9 강선의 릴렉сей션

$$\Delta f_{rgs} = 35 - 0.07 \cdot \Delta f_{pf} - 0.1 \cdot \Delta f_{pe} - 0.05 \cdot (\Delta f_{sh} + \Delta f_{cr})$$

	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	281.986	0.000	36.400	143.508	6.266
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	143.508	9.511
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	143.508	22.158
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	143.508	19.148
T5	0.002081	173.305	-22.307	36.400	143.508	16.104
Σ	0.009293	1053.896	-169.365	182.000	717.541	73.187
avg	0.001859	210.779	-33.873	36.400	143.508	14.637

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -14.637 \times 0.0093 = -136.02 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-136.02}{1.6272} + n \cdot \frac{205.29}{1.9236} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
f _{rgs}	MPa	0.041	0.018	0.020	-0.258	0.041	1.583	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 0.96510945 / 27804.0636 \times 0.00259096 = 413.847 \\
 B &= 1 + m = 1 + 413.847 = 414.847 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 413.847 \times 0.12 = -48.154 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 2.274 + 0.888 + 413.847 \times 0.005 + 413.847 \times 0.014 \\
 &= 11.107 \\
 P &= (1383.68 + 1163.6265) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11835932 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1583942.697 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -189033.754 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 112571.110 \text{ N} \\
 M_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 13066.810 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$$f_{c2}' = - N_{\phi} / A_{c2} - ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상연응력}$$

$$= 2.886 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - N_{\phi} / A_{c2} + ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하연응력}$$

$$= 2.983 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = N_{\phi} / A_{c1} + ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상연응력}$$

$$= -5.483 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = N_{\phi} / A_{c1} - ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하연응력}$$

$$= 1.460 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상연응력}$$

$$= -0.188 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하연응력}$$

$$= -0.229 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상연응력}$$

$$= 0.389 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하연응력}$$

$$= -0.103 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
f _{cr2}	MPa	2.886	2.983	-5.483	1.460	-5.029	1.294	
f _{sh2}	MPa	-0.188	-0.229	0.389	-0.103	0.357	-0.092	
f ₂	MPa	2.698	2.754	-5.094	1.357	-4.672	1.203	

11.1 G1거더 응력산출

▷ 유효율 : 0.841

(+):압축, (-):인장

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	15	15	15	15
P _{CT}	(kN)	-558.678	-558.678	1086.220	2651.469	2434.127	2543.053	± 2653.027
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	± 0.0021
f _{ps}	(MPa)	-444.453	-444.453	1118.777	1274.438	1169.972	1222.328	± 1275.187
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.000
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

11.2 G2~G6거더 응력산출

1) G2~G6거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.843

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	
계				2.246	16.184	444.453	-1223.288	
응력 검토				-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.020	-5.809	47.620	-33.342	
4	fal	0.960	0.768	0.853	-1.460	4.805	-8.738	
5	fl l	2.132	1.705	1.895	-3.242	10.668	-19.401	
6	fsh	0.099	0.042	0.046	-0.638	0.087	3.921	
7	fcr	0.381	0.161	0.179	-2.469	0.335	15.165	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.038	0.004	-0.236	0.012	
9	frgs	0.040	0.017	0.019	-0.259	0.035	1.591	
10	f2	2.874	2.896	-5.392	1.436	-4.945	1.273	
계		6.448	5.555	7.828	3.747	502.822	-1262.808	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	± 777.00	± 1312.00	
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	15	15	15	15
P _{CT}	(kN)	-558.678	-558.678	1086.220	2651.469	2434.127	2543.053	2653.027
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-444.453	-444.453	1118.777	1274.438	1169.972	1222.328	1275.187
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

11.3 G7거더 응력산출

1) G7거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.841

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	
계				2.246	16.184	444.453	-1223.288	
응력 검토				-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.439	-5.388	44.166	-30.923	
4	fal	0.957	0.767	0.852	-1.437	4.805	-8.598	
5	fil	2.543	2.038	2.264	-3.819	12.766	-22.844	
6	fsh	0.101	0.044	0.049	-0.641	0.102	3.937	
7	fcr	0.400	0.174	0.193	-2.527	0.403	15.523	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.011	
9	frgs	0.041	0.018	0.020	-0.258	0.041	1.583	
10	f2	2.698	2.754	-5.094	1.357	-4.672	1.203	
계		6.702	5.759	7.930	3.474	501.828	-1263.397	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	± 777.00	± 1312.00	
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	15	15	15	15
P _{CT}	(kN)	-558.678	-558.678	1086.220	2651.469	2434.127	2543.053	2653.027
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-444.453	-444.453	1118.777	1274.438	1169.972	1222.328	1275.187
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)
 L : 지간
 E : 거더의 탄성계수
 I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)
 P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)
 e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	4773.80	30891	0.9651	40.05
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9254	7.26
프리스트레스 도입직후	-12912.98	30891	0.8763	-119.30
프리스트레스 손실	2240.46	30891	1.9254	9.42
활하중	4595.60	30891	1.9254	19.33

(2) G2~G6 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5133.60	30891	0.9651	43.07
합성후 고정하중	1725.30	30891	1.9391	7.50
프리스트레스 도입직후	-12912.98	30891	0.8763	-119.30
프리스트레스 손실	2240.46	30891	1.9254	9.42
활하중	3830.80	30891	1.9254	16.11

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b , $t' = 30$ 일, $t = 90$ 일, $RH = 70\%$)

$$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.47$$

$$\text{여기서, } h = 2 \times A_c \times E_A / u \times E_A$$

$$= (2 \times \text{거더단면적}(\text{mm}^2) \times \text{거더갯수}) / (\text{거더단면둘레}(\text{mm}) \times \text{거더갯수})$$

$$= 259.443 \text{ mm}$$

$$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$$

$$\text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$$

$$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} = 0.48$$

$$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 0.48$$

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 656 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$= 1.47 \times 2.425 \times 0.482 = 1.718$$

$$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$$

$$= 1.718 \times 0.48 = 0.825$$

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b , $t' = 90$ 일, $t = 10000$ 일, $RH = 70\%$)

$$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.22$$

$$\text{여기서, } h = 2 \times A_c \times E_A / u \times E_A$$

$$= (2 \times \text{거더단면적}(\text{m}^2) \times \text{거더갯수}) / (\text{거더단면둘레}(\text{m}) \times \text{거더갯수})$$

$$= 259.443$$

$$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$$

$$\text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$$

$$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} = 0.39$$

$$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 0.98$$

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 656 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$= 1.22 \times 2.425 \times 0.391 = 1.157$$

$$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$$

$$= 1.157 \times 0.98 = 1.134$$

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.825) \\ &= 0.825 \times (75.90 + -119.30) = -35.81 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.134) \\ &= 1.134 \times (75.90 + 40.05 + 7.26 + -109.88) \\ &= 15.12 \text{ mm}\end{aligned}$$

(4) G2~G6 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.825) \\ &= 0.825 \times (75.90 + -119.30) = -35.81 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.134) \\ &= 1.134 \times (75.90 + 43.07 + 7.50 + -109.88) \\ &= 18.81 \text{ mm}\end{aligned}$$

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G6 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-43.40	-43.40	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-79.21	-79.21	
바닥판 타설 후	-39.16	-36.14	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\phi 1}$
고정하중 작용시	-7.36	-0.41	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\phi 1} + \delta_{\phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	19.33	16.11	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

$$\triangleright \text{허용처짐}(\delta_a) = L / 800 = 49 / 800 = 61.25 \text{ mm}$$

(1) G1 거더

$$\delta_v = 19.33 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

(2) G2~G6 거더

$$\delta_v = 16.11 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

$$M_u = 1.3 MD + 2.15 ML = 28886800.0 \text{ N} \cdot \text{m}$$

2) 단면 제원

$$\begin{aligned} b &= 2560.0 \text{ mm} && (\text{압축 플랜지의 폭}) \\ d_p &= 2716.0 \text{ mm} \\ A_{p1} &= 0.0092929 \text{ m}^2 = 9292.9 \text{ mm}^2 && (\text{강연선 총면적}) \\ A_{p2} &= 0.002514 \text{ m}^2 = 2514 \text{ mm}^2 && (\text{강봉 총면적}) \\ F_{ck} &= 27 \text{ MPa} && (\text{슬래브 콘크리트 강도}) \\ F_{ck} &= 40 \text{ MPa} && (\text{빔 콘크리트 강도}) \\ F_{put} &= 1900 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyt} &= 1600 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \\ F_{puc} &= 1050 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyc} &= 950 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \end{aligned}$$

3) 계수 산정

$$\begin{aligned} r_{p1} &= 0.28 && (0.40\text{-응력제거강재}, 0.28\text{-저릴랙세이션강재}, 0.55\text{-강봉}) \\ \beta_1 &= 0.85 - [0.007 \times (F_{ck} - 28)] = 0.857 \\ \rho_{p1} &= A_p / (b \times d_p) = 0.001337 \end{aligned}$$

4) PS강재의 응력계산(F_{ps}) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

$$F_{ps} = F_{put} \times [1 - (r_{p1} / \beta_1) \times \rho_{p1} \times (F_{put} / F_{ck})] = 1841.6 \text{ MPa}$$

5) 해석단면 결정

$$\begin{aligned} a &= (A_p \times F_{ps}) / (0.85 \times F_{ck} \times b) = 291.3 \text{ mm} \\ \text{슬래브 두께 : } 240.0 \text{ mm} &< 291.3 \text{ mm} && \text{----- 플랜지단면} \end{aligned}$$

6) 최대 PS 강재량 검토

$$\begin{aligned} \text{강재지수}(q_p) &= \rho_p \times F_{ps} / F_{ck} = 0.091 \\ q_p (=0.091) &< 0.36 \times \beta_1 (=0.309) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

7) 극한 저항 모멘트 검토

$$\begin{aligned} \Phi \cdot M_n &= \Phi [A_{pw} \times F_{ps} \times d_p \times (1 - 0.59 \times A_{pw} \times F_{ps} / (b_o \times d_p \times F_{ck})) \\ &\quad + 0.85 \times F_{ck} (b - b_o) \times t \times (d_p - 0.5 t)] = 54949.50 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \Phi \cdot M_n (=54949.496) &> M_u (=28886.8) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

8) 균열 모멘트 검토

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot M_{cr} &= Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck} + f_{be}} - f_d) = -33260.439 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ f_{pe} &= 22.494 \text{ MPa} \\ f_d &= M_{d1} / Z_{bo} = -10.571 \text{ MPa} \\ Z_{bo} &= I_{co} / Y_{bo} = -0.777 \text{ m}^3 \\ 1.2 \cdot M_{cr} &(-33260.439) < \Phi \cdot M_n (=54949.496) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G7 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	725.88	5.54
합성전	379.10	1.52
합성후	186.20	8.06
활하중	426.71	24.33

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2596.0 \text{ kN}$$

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- V_c 는 V_{ci} 또는 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 V_{ci} (휨 전단강도)

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_w \times d + V_d + (V_i \times M_{cr}) / M_{max}$$

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 11724.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 22.494 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 10.571 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.777 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 64.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$1,043.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 2080 \text{ mm} \quad \therefore d = 2080.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 725.88 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1652.32 \text{ kN}$$

- V_{ci} 는 $0.14 \sqrt{F_{ck}} \times b_w \times d$ 보다 작아서는 안된다.

$$V_{ci} = 300381.08 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1473.37 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 300381.08 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 10237852 \text{ N} = 10237.85 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 9832224 / 1010953 = 9.726 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 8714869 \times 0.2675 = 2330806.01 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 10237.9 \text{ kN}$$

$$3) \phi V_c = 0.80 \times 10237.9 = 8190.3 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c = 4,095.141 \text{ kN}$$

$$\therefore V_u < 1/2 \phi V_c, \text{ 전단 철근 불필요}$$

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G7 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	695.79	385.42
합성전	370.83	204.71
합성후	179.88	92.34
활하중	418.78	219.06

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2520.8 \text{ kN}$$

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- V_c 는 V_{ci} 또는 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 V_{ci} (휨 전단강도)

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_w \times d + V_d + (V_i \times M_{cr}) / M_{max}$$

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 11724.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 22.494 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 10.571 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.777 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 857.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$1,043.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 2080 \text{ mm} \quad \therefore d = 2080.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 695.79 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1616.30 \text{ kN}$$

- V_{ci} 는 $0.14 \sqrt{F_{ck}} \times b_w \times d$ 보다 작아서는 안된다.

$$V_{ci} = 22936.07 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 368.34 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 22936.07 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 4307567.57 \text{ N} = 4307.57 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 9832224 / 1010953 = 9.726 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 8714869 \times 0.2675 = 2330806.01 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 4307.6 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 4307.6 = 3446.1 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 1,723.027 \text{ kN}$$

$$\therefore 1/2 \phi V_c < V_u < \phi V_c, \text{ 최소 전단 철근 배근}$$

4) 최소 전단철근 검토

$$\text{전단 철근 간격 } s = 200 \text{ mm (} 0.75H \text{ (=1950mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times s / f_y = 210.819 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 210.819 \text{ mm}^2 > 0.35 \times b_w \times s / f_y = 186.667 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

$$A_{vll} = \text{Max}(A_v, A_{vmin}) = 210.819 \text{ mm}^2$$

$$A_{vuse} = \mathbf{D13} \times 2 \text{ EA} = 253.4 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G7 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	403.42	5126.10
합성전	236.26	2921.40
합성후	93.41	1315.30
활하중	305.35	2864.50

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1609.5 \text{ kN}$$

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- V_c 는 V_{ci} 또는 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 V_{ci} (휨 전단강도)

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_w \times d + V_d + (V_i \times M_{cr}) / M_{max}$$

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 11724.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 22.494 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 10.571 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.7772 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 11666.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$1,043.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 2080 \text{ mm} \quad \therefore d = 2080.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 403.42 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1085.07 \text{ kN}$$

- V_{ci} 는 $0.14\sqrt{F_{ck}} \times b_w \times d$ 보다 작아서는 안된다.

$$V_{ci} = 1625.45 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 368.34 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1625.45 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 4307567.57 \text{ N} = 4307.57 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 9832224 / 1010953 = 9.726 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p : \text{수직분력)} = 8714869 \times 0.2675 = 2330806.01 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 1625.5 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 1625.5 = 1300.4 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 650.181 \text{ kN}$$

$\therefore V_u > \phi V_c$, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 $s = 400 \text{ mm}$ (0.75H (=1950mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

$$A_v = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$$

$$= (1609.5 - 1300.4) \times 400$$

$$/ (0.80 \times 300 \times 2080.00)$$

$$= 247.72 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.35 \times b_w \times s / f_y = 93.33 \text{ mm}^2$$

$$A_{vall} = \text{Max}(A_v, A_{vmin}) = 247.72 \text{ mm}^2$$

$$A_{vuse} = \mathbf{D13} \times 2 \text{ EA} = 253.4 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

14.4 수평 전단 강도 검토(주거터와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$F_t = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n \cdot I_b}} = 0.079$$

여기서, A_s, I_s : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트
 A_b, I_b : 거더의 단면적, 단면2차모멘트
 d_c : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$$P_t = E_b \cdot (A_s/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.512 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 5 = 742400 \text{ N}$$

$$N_{ct} = F_t \cdot P_t = 0.079 \times 742400 = 58649.6 \text{ N}$$

$$v_t = 2 N_{ct} / a \cdot b = 2 \times 58649.6 / (2.56 \times 0.80) = 0.057 \text{ MPa}$$

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$$

$$F_s = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n_2 \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n_2 \cdot I_b}} = 0.204$$

$$P_s = E_b \cdot A_s \cdot \epsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.6144 \times 18 \times 10^{-5} / 3.60 = 890880 \text{ N}$$

$$N_{cs} = F_s \cdot P_s = 0.204 \times 890880 = 181739.52 \text{ N}$$

$$v_s = 2 N_{cs} / a \cdot b = 2 \times 181739.52 / (2.56 \times 0.80) = 0.177 \text{ MPa}$$

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_d = 1291.2 \times 1000 / (0.800 \times 2.272) = 0.710 \text{ MPa}$$

$d_p = 0.8 \times h$ 보다 작아서 안된다.

$$d_p = 2.840 - 0.700 = 2.140 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.8 = 2.272 \text{ m}$$

$$d_p = 2.272 \text{ m}$$

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_l = 426.7 \times 1000 / \{ 0.800 \times 2.272 \} = 0.235 \text{ MPa}$$

dp = 0.8 x h 보다 작아서 안된다.

$$dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.8 = 2.272 \text{ m}$$

$$dp = 2.272 \text{ m}$$

5) 하중 조합

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad & 1.3 \times v_d + 2.15 \times v_l \\ &= 1.3 \times 0.710 + 2.15 \times 0.235 \\ &= 1.428 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad & 1.3 \times v_d + 1.3 \times v_l + 1.3 \times v_t \\ &= 1.3 \times (0.710 + 0.235 + 0.057) \\ &= 1.303 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{3} \quad & 1.3 \times (v_t + v_s) \\ &= 1.3 \times (0.057 + 0.177) \\ &= 0.304 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 mm 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.

- 최대 전단철근 간격

$$a. \quad bw \times 4 = 0.8 \times 4 = 3.200 \quad m$$

$$b. \quad 0.600 \quad m$$

$$\ast \quad \text{전단철근 최대 간격 } s = 0.600 \quad m$$

① 단부 (4.55m)

$$\text{- 사용 철근량} \quad \text{Use } A_v = D \quad 13 \times 2 \text{ ea} = 0.000254 \quad m^2$$

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \quad m$$

$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.200 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

② 중간 가로보부(19.95m)

$$\text{- 사용 철근량} \quad \text{Use } A_v = D \quad 16 \times 2 \text{ ea} = 0.000398 \quad m^2$$

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.400 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

③ 중앙부

$$\text{- 사용 철근량} \quad \text{Use } A_v = D \quad 16 \times 2 \text{ ea} = 0.000398 \quad m^2$$

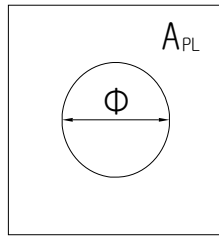
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

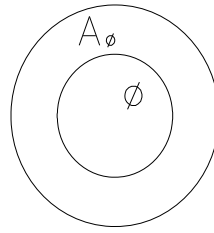
$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.400 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL} (m^2)$	$A_{\Phi} (m^2)$	$\Phi (m)$	유효단면적(m^2)
T2	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(P_o)	순긴장력(P_{net})	유효프리스트레스(P_e)
T2	3,060,000	2,651,469	2,229,246
T3	3,060,000	2,434,127	2,046,514
T4	3,060,000	2,543,053	2,138,095
T5	3,060,000	2,653,027	2,230,557

$$* \text{유효 프리스트레스}(P_e) = \text{초기 프리스트레스}(P_i) \times \text{유효율}$$

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$$f_{ap} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{((A_{b'} / A_b) - 0.2)} \leq 1.1 \times f_{ci}$$

- f_{ci} = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- $A_{b'}$ = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닳은끝은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- A_b = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	$A_{b'}$	A_b	f_{api}	$1.1f_{ci}$	허용지압응력
T2	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2

- 작용 지압응력

$$f_b = \text{도입긴장력}(P_o) / A_e \quad (A_e : \text{정착판의 유효면적})$$

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검 토
T2	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	0.K
T3	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	0.K
T4	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	0.K
T5	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	0.K

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$$f_{ap} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(A_b' / A_b)} \leq 0.9 \times f_{ck}$$

$$\bullet \quad f_{ck} = \text{설계 기준 강도} = 40 \text{ MPa}$$

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9

- 작용 지압응력

$$f_b = \text{도입긴장력}(P_o) / A_e \quad (A_e : \text{정착판의 유효면적})$$

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검 토
T2	15.2/15연선	2,651,469	0.107	24.8	33.9	0.K
T3	15.2/15연선	2,434,127	0.107	22.7	33.9	0.K
T4	15.2/15연선	2,543,053	0.107	23.7	33.9	0.K
T5	15.2/15연선	2,653,027	0.107	24.8	33.9	0.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

$$\begin{aligned} a(\text{정착판 일변 길이}) &= 295 \text{ mm} \\ h(\text{정착단면의 치수}) &= 2600 \text{ mm} \\ \alpha(\text{radian}) &= \text{ave}(T_{n-1} \sim T_n) = 0.137706146 \\ \sum P_o(\text{도입긴장력}) &= 12240000 \text{ N} \end{aligned}$$

1) 파열력 산정

$$\begin{aligned} T_{\text{burst}} &= 0.25 \times \sum P_o \times \{ 1 - (a/h) \} + (0.5 \times \sum P_o \times \sin \alpha) \\ &= 0.25 \times 12240000 \times \{ 1 - (295 / 2600) \} \\ &\quad + 0.5 \times 12240000 \times \sin 0.13771 \\ &= 2861184.7 \text{ N} \end{aligned}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} 1.2 T_{\text{burst}} &= \phi T_n = \phi A_s f_y \\ \text{Req'd } A_s &= 1.2 \times 2861184.69 / (0.8 \times 300.0) = 14305.9 \text{ mm}^2 \\ e &= 2600 / 2 - (250 \times 4 + 500 \times 2 + 500 \times 1) / 4 \\ &= 675 \text{ mm} \\ d_{\text{burst}} &= 0.5 \times (h - 2e) + 5e \times \sin 0.13771 \\ &= 0.5 \times (2600 - 2 \times 675) + 5 \times 675 \times \sin 0.13771 \\ &= 1233.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다.
(도로교설계기준, P323)

$$\begin{aligned} \text{배치 범위} &= 2.5 \times 1233.3 = 3083.25 \text{ mm} \\ \text{spacing} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Used bar} &= D 19 (A = 286.5 \text{ mm}^2) - 12 ea \times 14 \text{ layer} = 48132.0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

----- 0.K

15.4 활렬력에 대한 검토

1) 활렬력 산정

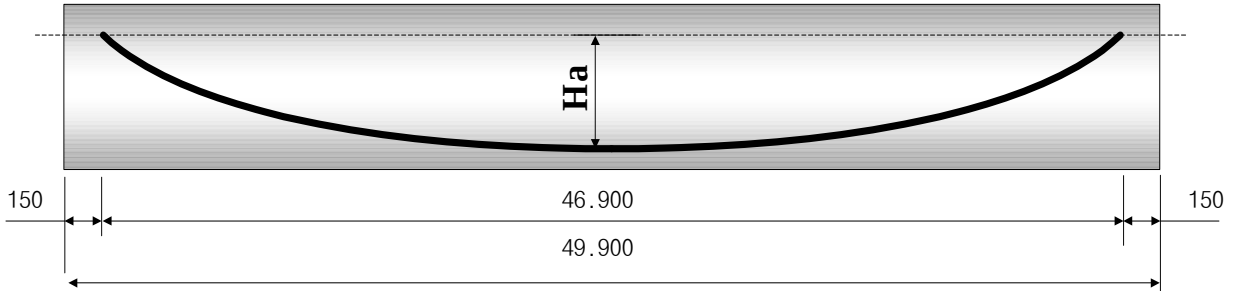
$$T_{\text{spall}} = 0.02 \times \sum P_o = 0.02 \times 2861184.690 = 57223.694 \text{ N}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} f_s &= 0.6 \times f_y = 0.6 \times 300 = 180 \text{ MPa} \\ A_s &= T_{\text{spall}} / f_s = 57223.694 / 180 = 317.909 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m ²)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α (radian)
C1	0.001257	200000	0.000	49.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	49.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	2.360	49.449	0.40464
T2	0.0020805	200000	1.625	49.273	0.13154
T3	0.0020805	200000	1.125	49.199	0.09134
T4	0.0020805	200000	0.625	49.151	0.05084
T5	0.0020805	200000	0.125	49.131	0.01018

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

$$\Delta L = (P_o + P_{net}) \times (L_{ps}/2) / (A_p \times E_p)$$

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	ΔL(mm)
C1	5	-680.00	-558.68	49.130	-121.035
C2	5	-680.00	-558.68	49.130	-121.035
T1	5	1360.00	1086.22	49.449	311.470
T2	4	3060.00	2651.47	49.273	338.165
T3	1	3060.00	2434.13	49.199	324.806
T4	2	3060.00	2543.05	49.151	330.926
T5	3	3060.00	2653.03	49.131	337.282

17. 신축이음의 설계

17.1 신축량 계산 및 설치유간

신축 하는 거더 길이 : 98.000 m

17.1.1 교대1

(1) 온도변화에 의한 이동량

$$\Delta L_t = \Delta T \times \alpha \times L$$

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팅창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_t = 40 \times 0.00001 \times 98.000 = 0.0392 \text{ m}$$

(2) 건조 수축 신축량

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times L$$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times 98 = 0.010 \text{ m}$$

(3) creep 신축량

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times L$$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times 98 = 0.020 \text{ m}$$

(4) 신축 여유량

$$(39 + 9.80 + 19.60) \times 20 \% + 10.0 = 23.7 \text{ mm}$$

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여

기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

$$\therefore 39.2 + 9.8 + 19.6 + 23.7 = 92.3 \text{ mm}$$

(단위 : mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A1	39.2	9.8	19.6	23.7	92.3	N0.120

* 지진시 여유량을 고려하여 N0-120을 적용함.

17.1.2 교대2

(1) 온도변화에 의한 이동량

$$\Delta L_t = \Delta T \times \alpha \times L$$

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_t = 40 \times 0.00001 \times 49.000 = 0.0196 \text{ m}$$

(2) 건조 수축 신축량

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times L$$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times 49 = 0.005 \text{ m}$$

(3) creep 신축량

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times L$$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times 49 = 0.010 \text{ m}$$

(4) 신축 여유량

$$(20 + 4.90 + 9.80) \times 20 \% + 10.0 = 16.9 \text{ mm}$$

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여

기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

$$\therefore 19.6 + 4.9 + 9.8 + 16.9 = 51.2 \text{ mm}$$

(단위 : mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A2	19.6	4.9	9.8	16.9	51.2	N0.60