

BiCon 상부 구조계산서

교량영식	BiCon
교 량 명	호족2교(옥산방향)
설계등급	1등급
거더전장	49.900 M
교량폭	12.455 M
거더높이	2.400 M

2015년 10월

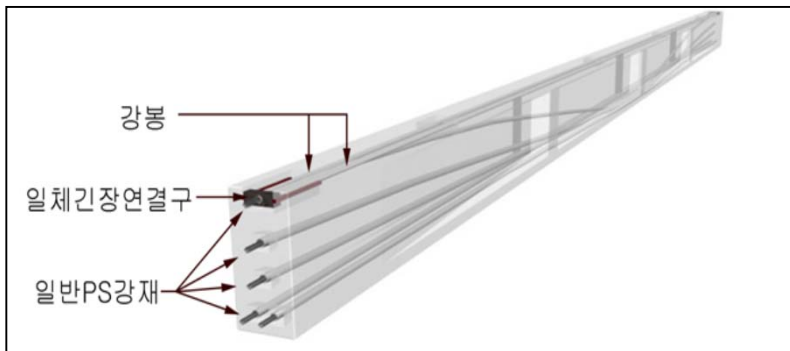
1. 설 계 개 요

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

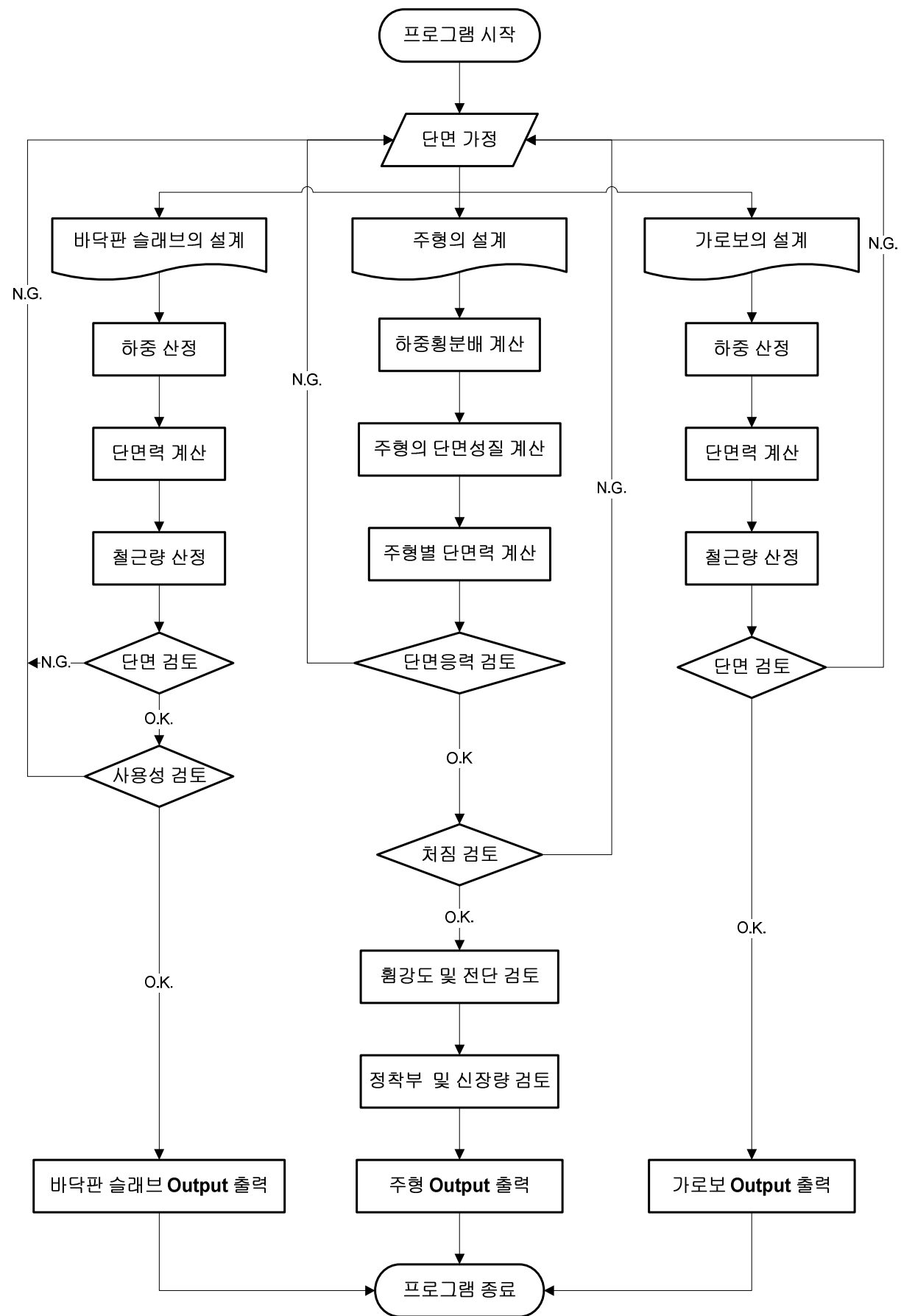
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 2008.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2012.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 2011.
- 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 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도



2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 호죽2교(옥산방향)
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급 적용

2.1 기본제원

- (1) 슬래브 전장 : 50.330 m
- (2) 거 더 전 장 : 49.900 m
- (3) 설 계 지 간 : 49.000 m
- (4) 교 량 폭 원 : 12.455 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) 콘 크 리 트 $F_{cks} = 27 \text{ MPa}$
 $E_{cks} = 8,500 \times (f_{ck} + \Delta f)^{1/3} = 26702 \text{ MPa} \quad (\ast \Delta f = 4)$
- (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 : $F_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{cks} = 8,500 \times (f_{ck} + \Delta f)^{1/3} = 30008 \text{ MPa} \quad (\ast \Delta f = 4)$
- (2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)
 - 설계기준강도 : $F_{ci} = 0.8 \times f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{ci} = 8,500 \times (f_{ck} + \Delta f)^{1/3} = 28066 \text{ MPa} \quad (\ast \Delta f = 4)$
- (3) 철근(SD300)
 - 항 복 강 도 : $F_{by} = 300 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{bs} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- (4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)
 - 직 경 : $D_{pt} = 15.2 \text{ mm}$
 - 단 면 적 : $A_{pt} = 138.7 \text{ mm}^2$
 - 극 한 강 도 : $F_{put} = 1900 \text{ MPa}$
 - 항 복 강 도 : $F_{pyt} = 1600 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{pt} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- (5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)
 - 직 경 : $D_{pc} = 40 \text{ mm}$
 - 단 면 적 : $A_{pc} = 1257 \text{ mm}^2$
 - 극 한 강 도 : $F_{puc} = 1050 \text{ MPa}$
 - 항 복 강 도 : $F_{pyc} = 950 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{pc} = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
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) = $E_{pc} / E_{ck} = 200000 / 30008 = 6.665$
- (2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = $E_{pt} / E_{ck} = 200000 / 30008 = 6.665$
- (3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = $E_{cks} / E_{ck} = 26702 / 30008 = 0.890$

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) L.M.C 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

- (1) 적용하중 : 1등급 적용
- (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

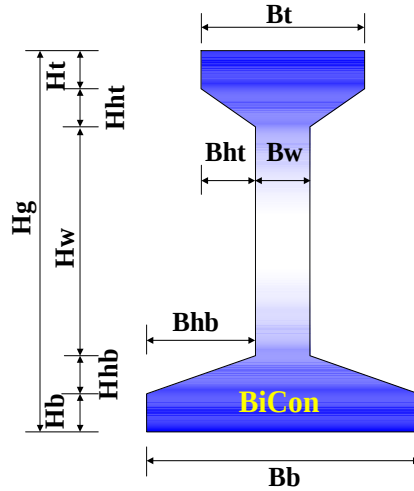
$$L / 800 = 0.0613 \text{ mm}$$

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



BiCon 단면제원

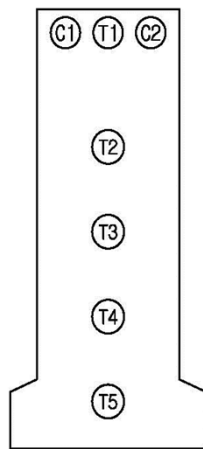
Hg	2400 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1550 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

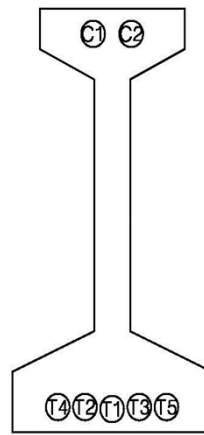
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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	17EA	17EA	17EA	17EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	105mm
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3400kN	3400kN	3400kN	3400kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	2275mm	2275mm	2275mm	1750mm	1250mm	750mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	2275mm	2275mm	115mm	125mm	125mm	125mm	125mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

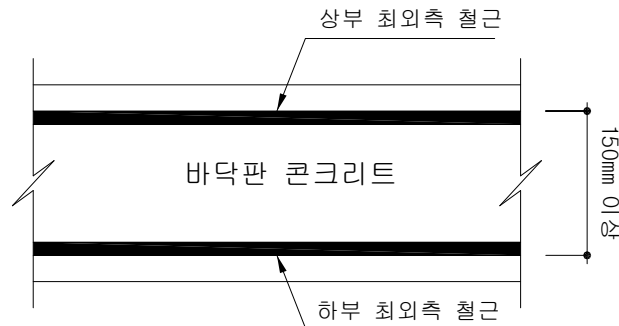
4.1 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

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 헌치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 한다.
- (5) 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경우 적용한다.

$$6 \leq 1.700 \text{ m} / 0.240 \text{ m} = 7.083 \leq 15 \quad \text{-----} \quad \mathbf{0.K}$$

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



$$240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \quad \text{-----} \quad \mathbf{0.K}$$

- (7) 유효지간이 표준차선평(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

$$1.700 \text{ m} \leq 3.600 \text{ m} \quad \text{-----} \quad \mathbf{0.K}$$

- (8) 바닥판의 흠집, 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

$$0.805 \text{ m} \text{ (좌측캔틸레버 길이)} \geq 0.24 \times 3 = 0.720 \quad \text{-----} \quad \mathbf{0.K}$$

$$0.850 \text{ m} \text{ (우측캔틸레버 길이)} \geq 0.24 \times 3 = 0.720 \quad \text{-----} \quad \mathbf{0.K}$$

- ▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 없을 경우

$$0.805 \text{ m} \text{ (좌측캔틸레버 길이)} < 0.24 \times 5 = 1.200 \quad \text{-----} \quad \mathbf{\text{적용 불가}}$$

$$0.850 \text{ m} \text{ (우측캔틸레버 길이)} < 0.24 \times 5 = 1.200 \quad \text{-----} \quad \mathbf{\text{적용 불가}}$$

※ 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

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

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

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

하부 철근량

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

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

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

(3) 배력철근

상부 철근량

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

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

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

하부 철근량

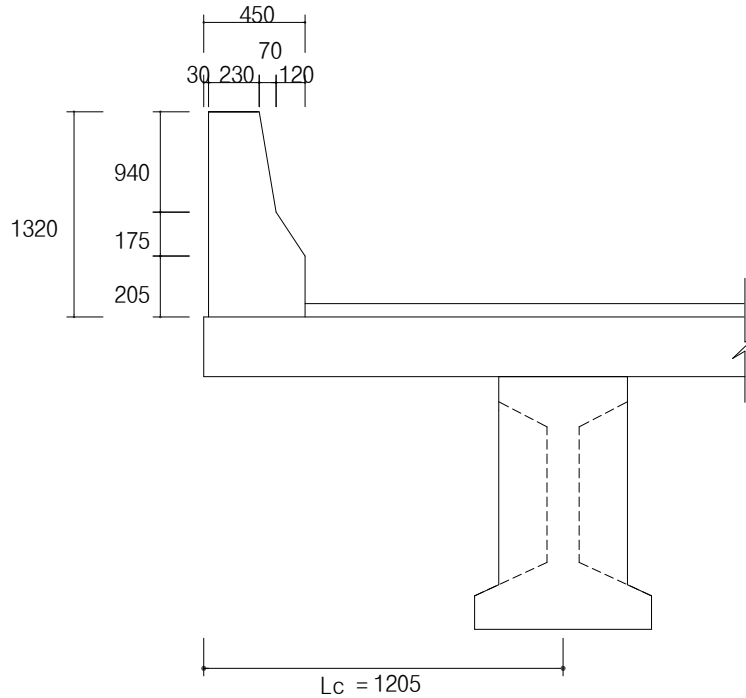
$$A_{s_{\text{req}}} = 240000 \times 0.300\% = 720.000 \text{ mm}^2$$

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

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

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

$$L = 0.055 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

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

$$T_{\min} = 280 \times L + 180 = 195.40 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

$$T_{\text{can}} = 240.000 \text{ mm} > T_{\min} = 195.400 \text{ mm} \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

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	0.398	25.000	9.950	0.617	6.139
바닥판	0.193	25.000	4.825	0.403	1.942
포 장	0.018	23.000	0.408	0.178	0.072
난 간			1.000	0.617	0.617
합 계			16.183		8.770

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, P.4-158) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 윤하중 분포폭

$$E = 1 \times X + 1.14 = 1.184 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (96.000 / 1.184) \cdot 0.055 \cdot (1 + 0.300) = 5.797 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

1) 궤도하중 : $w = 544.2 \text{ kN}$ 궤도접지길이 : $L = 4.5 \text{ m}$

$$P_r = (w / 2) / L : (544.2 / 2) / 4.5 = 60.47 \text{ kN/m}$$

2) 윤하중 분포폭

$$E = 0.8 \times X + 1.14 = 1.184 \text{ m} \quad \text{여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)}$$

3) 충격계수 : $i = 0.15$

4) 충격을 포함한 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (60.470 / 1.184) \cdot 0.055 \cdot (1 + 0.150) = 3.230 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(4) 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

1) 차륜하중 : $P_r = 82 \text{ kN}$

2) 윤하중 분포폭

$$E = 0.8 \times X + 1.14 = 1.184 \text{ m} \quad \text{여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)}$$

3) 충격계수 : $i = 0.15$

4) 충격을 포함한 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (82.0 / 1.184) \cdot 0.055 \cdot (1 + 0.150) = 4.380 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(5) 활하중에 의한 휨모멘트

1) $ML_{DB} = 5.797 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (DB하중에 의한 휨모멘트)

2) $ML_{TK} = 3.230 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (탱크궤도하중에 의한 휨모멘트)

3) $ML_{TL} = 4.380 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (탱크차륜하중에 의한 휨모멘트)

$$\begin{aligned} 4) ML &= \max(ML_{DB}, ML_{TK}, ML_{TL}) \\ &= \max(5.797, 3.230, 4.380) \\ &= 5.797 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(6) 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 = 1.320 m (방호벽 상단)

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

$$M_{co2} = 10.0 \times 1.320 = 13.200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

(7) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-15)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	6.750
활하중 비재하시	0.0030	660	2.614

(8) 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 $R = \infty \text{m}$ 이며 중심각이 0°로서 직교로 설계한다.

(9) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.770	
2	활하중	MI	5.797	
3	풍하중	Mw	6.750	활하중 재하시
			2.614	활하중 비재하시
4	원심하중	Mc f	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(10) 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	23.865	14.567	
Case 2	14.799	11.384	
Case 3	23.325	21.317	
Case 4	18.937	14.567	
Case 5	22.428	21.317	
Case 6	49.270	37.900	
Case 7	41.660	34.717	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	49.270	
사 용 하 중	37.900	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 49270386.5 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
- 2) 단면 치수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
- 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

$$T = A_s \times f_y = 993.000 \times 400.000 = 397200.000$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 17.307 \text{ mm} , c = 17.307 / \beta_1 = 17.307 / 0.85 = 14.711 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 14.711) / 14.711 = 0.0337$$

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

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 49270386.5 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 839.165 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0047$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0219$$

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

$$\begin{array}{lll} \text{① } A_s(\text{req}) & = & 839.165 \\ \text{② } A_s(\text{min}) & = & 630.000 \\ \text{③ } 4/3 \times A_s & = & 1118.887 \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \therefore A_s = 839.165 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

$$\text{① } H 16 @ 200 = 993.000$$

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

(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 57.850 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 17.307 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 57.850 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 49.270 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- } 0.K$$

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.85)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

$$T_{min} = L / 10 = 0.805 \times 1000 / 10 = 80.5 \text{ mm}$$

$$T_{can} (240\text{mm}) > T_{min} (80.5\text{mm}) \text{ ----- 처짐검토 불필요}$$

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.84)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_{max} : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

$$M_{max} = M_{net} = 37.900 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

$$p_{use} = A_{s_use} / b \cdot d = 0.00552$$

$$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.256$$

$$j = 1 - (k / 3) = 0.915$$

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 231.599 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=231.599 \text{ MPa}) < 0.6F_y (=240 \text{ MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

2) 철근의 최대 중심간격 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.134)

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

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

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

$$= 375 \times (210 / 231.6) - 3 \times 52.00 = 210.027 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = 300 \times (210 / 231.6) = 272.022 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 210.027 mm 를 적용

$$S = 200 \text{ mm} \leq S_a (= 210.027 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.92)

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

$$M_I = 5.797 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 35.426 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, P.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2012, p.119)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

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

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 562.241 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

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

(3) 사용 배력철근량

$$\max (Ar_{req}, At_{req}) = 562.241 \text{ mm}^2$$

$$H \text{ 16 @ 250} = 794.400 \text{ mm}^2 \leq 1800.000 \text{ mm}^2 \text{ ----- 0.K}$$

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.770	
2	활하중	MI	5.797	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	6.750	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			36.329	
Case 2	1.3		1.3		41.734	
Case 3	1.3	2.6		0.65	30.861	
Case 4	1.3	2.6	1.3		56.807	
Case 5	1.2		1.2	1.2	46.624	
적 용					56.807	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : $M_u = 56806873.0 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$

② 단 면 치 수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$

: $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$

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

$$T = A_s \times f_y = 1986.000 \times 400.000 = 794400.000$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 34.614 \text{ mm, } c = 34.614 / \beta_1 = 34.614 / 0.85 = 29.422 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 29.422) / 29.422 = 0.0154$$

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

2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 56806873.0 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 974.162 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0054$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0219$$

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

① $A_s(\text{req})$	=	974.162	} $\therefore A_s = 1678.33 \text{ mm}^2$ 이상 사용
② $A_s(\min)$	=	630.000	
③ $4/3 \times A_s$	=	1298.883	
④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배	=	1678.330	

3) 사용 철근량

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

$$\textcircled{2} \text{ H 16 @ 200} = 993.000$$

$$\Sigma = 1986.000 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- 0.K}$$

4) 설계휨강도

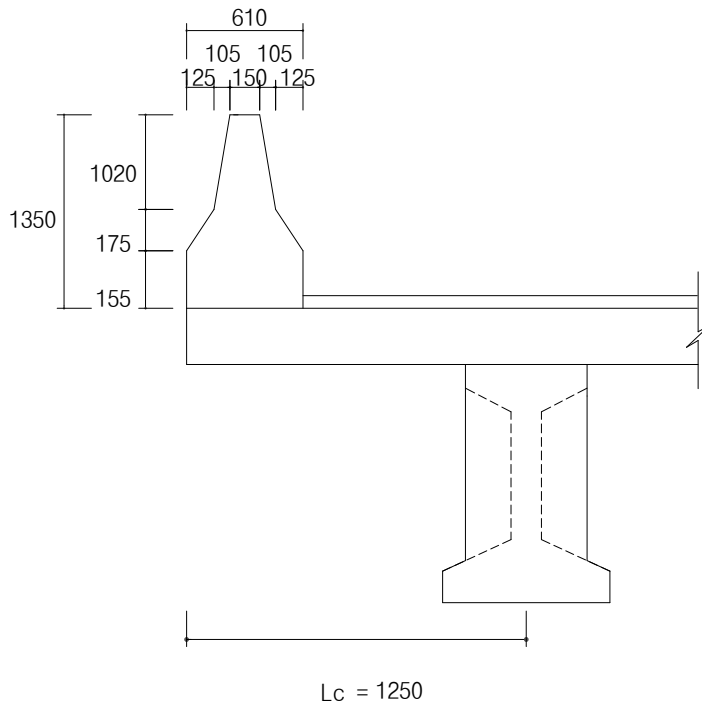
$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 109.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 34.614 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 109.857 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 56.807 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.3 중분대 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2005, p.350)

$$L = 0.000 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2005, p.353)

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

$$T_{min} = 280 \times L + 180 = 180.00 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

$$T_{can} = 240.00 \text{ mm} > T_{min} = 180.00 \text{ mm} \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

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	0.483	25.000	12.082	0.545	6.585
바닥판	0.204	25.000	5.100	0.425	2.168
포 장	0.012	23.000	0.276	0.120	0.033
합 계			17.458		8.786

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2005, p.111) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 윤택중 분포폭

$$E = 1 \times X + 1.14 = 1.140 \text{ m}$$

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) = 0.375 > 0.300 \therefore i = 0.300$$

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (96.000 / 1.140) \cdot 0.000 \cdot (1 + 0.300) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

1) 궤도하중 : $w = 544.2 \text{ kN}$ 궤도접지길이 : $L = 4.5 \text{ m}$

$$P_r = (w / 2) / L : (544.2 / 2) / 4.5 = 60.47 \text{ kN/m}$$

2) 윤택중 분포폭

$$E = 0.8 \times X + 1.14 = 1.140 \text{ m} \quad \text{여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)}$$

3) 충격계수 : $i = 0.15$

4) 충격을 포함한 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (60.470 / 1.140) \cdot 0.000 \cdot (1 + 0.150) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(4) 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

1) 차륜하중 : $P_r = 82 \text{ kN}$

2) 윤택중 분포폭

$$E = 0.8 \times X + 1.14 = 1.140 \text{ m} \quad \text{여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)}$$

3) 충격계수 : $i = 0.15$

4) 충격을 포함한 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (82.0 / 1.140) \cdot 0.000 \cdot (1 + 0.150) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(5) 활하중에 의한 휨모멘트

1) $ML_{DB} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (DB하중에 의한 휨모멘트)

2) $ML_{TK} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (탱크궤도하중에 의한 휨모멘트)

3) $ML_{TL} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (탱크차륜하중에 의한 휨모멘트)

$$\begin{aligned} 4) ML &= \max(ML_{DB}, ML_{TK}, ML_{TL}) \\ &= \max(0.000, 0.000, 0.000) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(6) 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 = 1.350 m

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

$$M_{co2} = 10.0 \times 1.350 = 13.500 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

(7) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2005, p.19)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500.0	6.750
활하중 비재하시	0.0030	675.0	2.734

(8) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.786	
2	활하중	MI	0.000	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	6.750	활하중 재하시
			2.734	활하중 비재하시

(9) 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	11.422	8.786	
Case 2	41.755	32.119	
Case 3	20.197	15.536	
Case 4	41.755	32.119	
Case 5	41.823	34.853	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	41.823	
사 용 하 중	34.853	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계힘모멘트 : $M_u = 41823300.0 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
 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

$$T = A_s \times f_y = 993.000 \times 400.000 = 397200.000$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 17.307 \text{ mm , } c = 17.307 / \beta_1$$

$$= 17.307 / 0.85 = 14.711 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 14.711) / 14.711$$

$$= 0.0337$$

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

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 41823300.0 = 0 \text{ 에서}$$

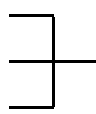
$$A_s(\text{req}) = 707.631 \text{ (mm}^2\text{)}$$

단면철근비 : $P = A_s / (b \times d) = 0.0039$

최대철근비 : $P_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0219$

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

① $A_s(\text{req}) = 707.631$
 ② $A_s(\text{min}) = 630.000$
 ③ $4/3 \times A_s = 943.508$


 $\therefore A_s = 707.631 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$

(3) 사용 철근량

① **H 16 @ 200** = 993.000

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

(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 57.850 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 17.307 \text{ mm}$$

$\therefore \phi_f \cdot M_n = 57.850 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 41.823 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.85)

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, 2012, p.84)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_{max} : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2005, p.298)

$$M_{max} = M_{net} = 34.853 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

$$p_{use} = A_{s_use} / b \cdot d = 0.00552$$

$$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.256$$

$$j = 1 - (k / 3) = 0.915$$

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 212.977 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=212.977 \text{ MPa}) < 0.6F_y (=240\text{MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

2) 철근의 최대 중심간격 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.134)

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

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

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

$$= 375 \times (210 / 212.98) - 3 \times 52.00 = 239.758 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = 300 \times (210 / 212.98) = 295.807 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 239.758 mm 를 적용

$$S = 200 \text{ mm} \leq S_a (= 239.758 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.92)

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

$$M_I = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 0.00 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2005, p.359 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2012, p.119)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

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

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 474.113 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

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

(3) 사용 배력철근량

$$\max (Ar_{req}, At_{req}) = 474.113 \text{ mm}^2$$

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

4.3.7 중분대 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.786	
2	활하중	MI	0.000	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	6.750	
			2.734	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			11.422	
Case 2	1.30		1.30		41.755	
Case 3	1.30	2.60		0.65	15.809	
Case 4	1.30	2.60	1.30		41.755	
Case 5	1.20		1.20	1.20	41.823	
적 용					41.823	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

- ① 설계힘모멘트 : $M_u = 41823300.0 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
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

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

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 28.349 \text{ mm} , \quad c = 28.349 / \beta_1 \\ = 28.349 / 0.85 = 24.096 \text{ mm}$$

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

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

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

2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 41823300.000 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 707.631 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0039$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0219$$

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

① $A_s(\text{req})$	=	707.631	} $\therefore A_s = 1415.262 \text{ mm}^2$ 이상 사용
② $A_s(\text{min})$	=	630.000	
③ $4/3 \times A_s$	=	943.508	
④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배	=	1415.262	

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

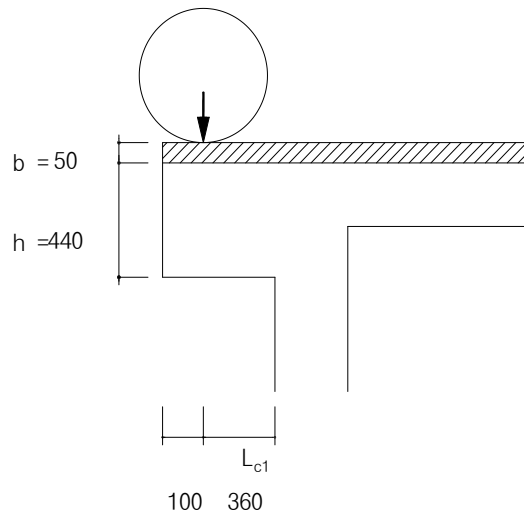
$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 41.823 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

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

$$L_c = 0.1 + 0.360 = 0.460 \text{ m}$$

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

$$M_D = W_d \times L_c^2 / 2 = 1.296 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

$$i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.372 > 0.300 \therefore i = 0.300$$

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

$$E = 0.35 \times 0.360 + 0.98 = 1.106 \text{ m}$$

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

$$M_L(1+i) = W \times L (1 + i) \times H_1 / E = 40.622 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

$$i = 0.150$$

$$P_r = 60.35 \text{ kN}$$

$$E = 0.35 \times 0.360 + 0.98 = 1.106 \text{ m}$$

$$W_L(1+i) = 69.403 \text{ kN}$$

$$M_L(1+i) = W \times L (1 + i) \times H_1 / E = 22.590 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned}i &= 0.150 \\Pr &= 82 \text{ kN} \\E &= 0.35 \times 0.360 + 0.98 = 1.106 \text{ m} \\WL(1+i) &= 94.300 \text{ kN} \\ML(1+i) &= W \times L(1+i) \times H1 / E = 30.694 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

(5) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load (도로교설계기준, 2010, p.2-26))

$$\begin{aligned}\mu_{DB} &= 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 89.022 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (DB하중 작용시)} \\ \mu_{TK} &= 1.3 MD + 1.3 ML(1+i) = 31.052 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (탱크궤도하중 작용시)} \\ \mu_{TL} &= 1.3 MD + 1.3 ML(1+i) = 41.588 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (탱크차륜하중 작용시)} \\ \therefore \max(\mu_{DB}, \mu_{TK}, \mu_{TL}) &= 89.022 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}1) \text{ 설계휨모멘트} &: \mu_u = 89022297.2 \text{ (N} \cdot \text{mm)} \\ 2) \text{ 단면치수} &: H = 440.00 \text{ (mm)}, \quad b = 1000.0 \text{ (mm)} \\ &: d = 380.00 \text{ (mm)}, \quad d' = 60.0 \text{ (mm)} \\ 3) \text{ 재료의 성질} &: f_{ck} = 27 \text{ MPa}, \quad f_y = 400 \text{ MPa} \\ 4) \text{ 강도감소계수} &: \phi_f = 0.85, \quad k_1 = 0.85\end{aligned}$$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned}T &= A_s \times f_y = 1301.200 \times 400.000 = 520480.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = 22.679 \text{ mm}, \quad c = 22.679 / \beta_1 \\ &= 22.679 / 0.85 = 19.277 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (380.000 - 19.277) / 19.277 \\ &= 0.0561 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.}\end{aligned}$$

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 129200 A_s - 89022297.2 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 700.273 \text{ (mm}^2\text{)}$$

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

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0219$$

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

$$\begin{array}{ll} \textcircled{1} A_s(\text{req}) = 700.273 & \text{---} \\ \textcircled{2} A_s(\text{min}) = 1330.000 & \text{---} \\ \textcircled{3} 4/3 \times A_s = 933.697 & \text{---} \end{array} \quad \therefore A_s = 933.697 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

$$\textcircled{1} \text{ H 16 @ 250 } = 794.400$$

$$\textcircled{2} \text{ H 13 @ 250 } = 506.800$$

$$\Sigma = 1301.200 \text{ mm}^2 \quad (N = 8) \quad \text{----- 0.K}$$

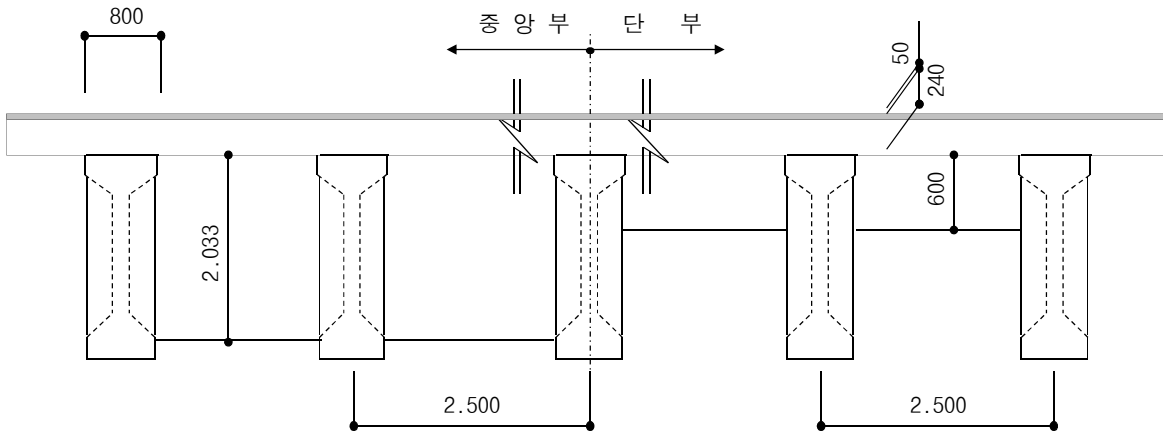
(4) 설계휨강도

$$\phi f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 163.098 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\therefore \phi f \cdot M_n = 163.098 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 89.022 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.5 가로보의 설계



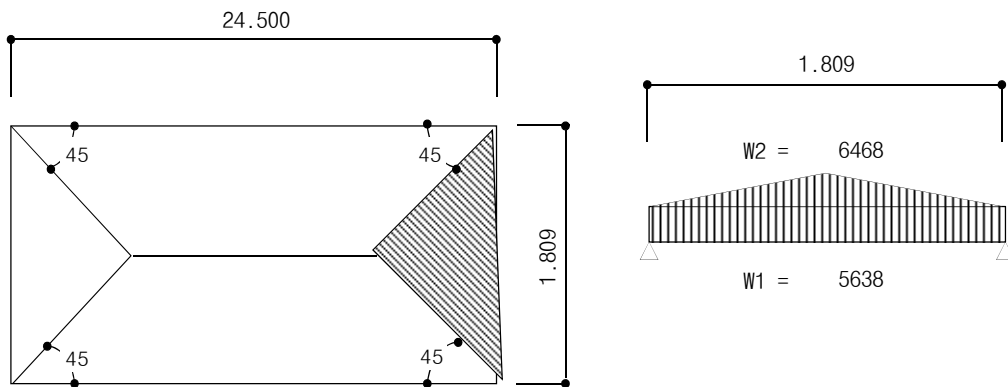
4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

빔 높이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.500 m
 빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.500 - 0.800 = 1.700 m
 교량사각 : 70.0 ° 가로보 사지간 1.700 ÷ SIN (70.0) = 1.809 m

2) 작용하중

(1) 고정하중



빔 폭 : $0.400 \times \sin (70.0)$ = 0.376 m
 빔 자 중 : $0.400 \times \sin (70.0) \times 0.600 \times 2500 \times 10$ = 5638 N/m
 슬라브자중 : $(0.240 \times 0.905 \times 2500 + 0.050 \times 0.905 \times 2300) \times 10$ = 6468 N/m

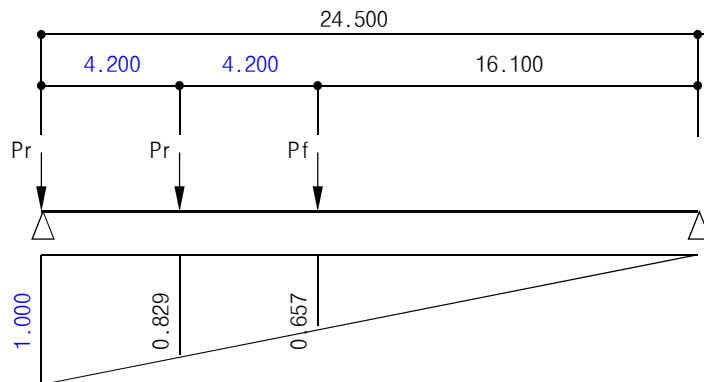
작용 단면력

$R_{ad} = 5638 \times 1.809 \times 1/2 + (1.809 \times 6468 \times 1/2) \times 1/2$ = 8025 N

$m_d = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5638 \times 1.809^2}{8} + \frac{6468 \times 1.809^2}{12}$ = 4071 N · m

(2) 활 하중

㉠ DB-24 하중



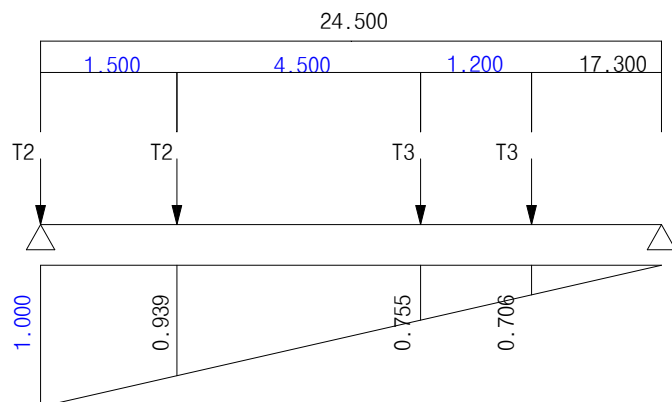
$$P_f = 24.0 \text{ kN}$$

$$P_r = 96.0 \text{ kN}$$

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.829) + 24.0 \times 0.657 \} \times 1.233 = 235.806 \text{ kN}$$

㉡ Tank-Trailer 하중



$$T_1 = 45.0 \text{ kN}$$

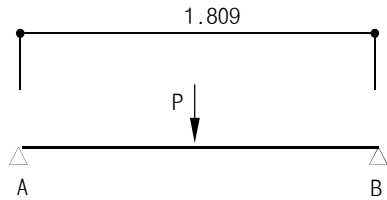
$$T_2 = 81.6 \text{ kN}$$

$$T_3 = 60.4 \text{ kN}$$

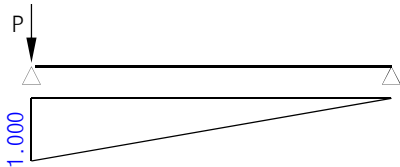
$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 < 0.3$$

$$\begin{aligned} P_{tr}(L+i) &= \{ 81.6 \times (1.000 + 0.939) + 60.4 \times (0.755 + 0.706) \} \times 1.233 \\ &= 303.779 \text{ kN} \end{aligned}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{303.779 \times 1.809}{4} = 137.392 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAI = 303.779 \times 1.000 = 303.779 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
M_u	$\text{kN} \cdot \text{m}$	4.071	137.392
V_u	kN	8.025	303.779

(4) 극한단면력

$$M_u = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 \times 4.071 + 2.150 \times 137.392 = 300.685 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 \times 8.025 + 2.150 \times 303.779 = 663.557 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

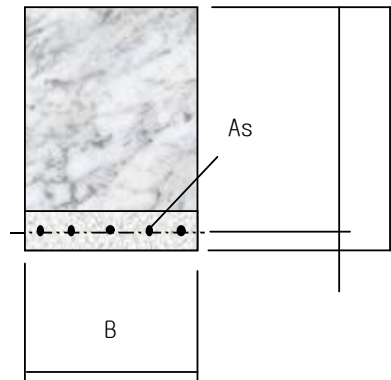
$$f_{ck} = 27 \text{ MPa} \quad f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$M_u = 300.685 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b = 400.0 \text{ mm} \quad h = 840.0 \text{ mm}$$

$$d' = 120.0 \text{ mm} \quad d = 720.0 \text{ mm}$$

$$\phi(\text{Bending}) = 0.85$$



[강도감소계수 (ϕ) 산정]

$$T = A_s \times f_y = 2533.5 \times 300 = 760050$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 400 = 9180 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 82.794 \text{ mm, } c = 82.794 / \beta_1$$

$$= 82.794 / 0.85 = 70.375 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300 / 200000 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (720 - 70.375) / 70.375 = 0.0277$$

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

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.03268 A_s$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.167 A_s^2 + 183600 A_s$$

$$= 300685000$$

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.133)

필요철근량 $A_{sreq} = 1,703.6 \text{ mm}^2$ 이상이어야 하며,

최소철근량 $A_{smin} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 1,247.1 \text{ mm}^2$ 와

$A_{smin} = 1.4 / f_y \times b \times d = 1,344.0 \text{ mm}^2$ 중에서 큰 값 이상이거나,

$A_{smin} = A_{sreq} \times 4/3 = 2,271.4 \text{ mm}^2$ 이상이어야 한다.

사용철근 $D \text{ } 25 \times 3 \text{ EA} = 1520.1 \text{ mm}^2$ **O.K.**

$D \text{ } 25 \times 2 \text{ EA} = 1013.4 \text{ mm}^2$

$= 2533.5 \text{ mm}^2$

[최대 철근비 검토]

$P = A_s / (b \cdot d) = 0.00880 < P_{max} = 0.75 P_b = 0.03251$ **O.K.**

(콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.129)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 360.00 \text{ mm} > c = a / 0.85 = 97.40 \text{ mm}$

Max. $a = 0.85 \times c = 306.00 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 82.79 \text{ mm}$

$j d = d - a/2 = 678.60 \text{ mm}$

$C = 0.85 f_{ck} a b = 760.050 \text{ kN}$, $T = f_y A_s = 760.050 \text{ kN}$

$\phi M_n = \phi f_y A_s j d = 438.406 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 300.685 \text{ kN} \cdot \text{m}$ **O.K.**

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

(1) 높이가 콘보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.193)

$l_n / d = 1.809 \div 0.720 = 2.513 < 4$

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

$\phi \cdot V_n = \phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{f_{ck}/3}) \cdot b_o \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 400 \times 720 \times 10^{-3}$

$= 798.129 \text{ kN} > S_u = 663.557 \text{ kN}$ **O.K.**

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \sqrt{f_{ck}} / 6 \cdot b_o \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 400 \times 720 \times 10^{-3}$

$= 199.532 \text{ kN} < S_u = 663.557 \text{ kN}$ **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$S_v = 100 \text{ mm} < d/5 = 144 \text{ mm or } 300 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

$$A_v = 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0025 \cdot b_o \cdot S_v = 100.0 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$(D 16 \times 2^{ea})$$

- 수평 전단철근

$$S_h = 100 \text{ mm} < d/5 = 144 \text{ mm or } 300 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

$$A_h = 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0015 \cdot b_o \cdot S_h = 60.0 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$(D 16 \times 2^{ea})$$

- 전단철근의 전단강도 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.173)

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + \ln/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - \ln/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.513}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.513}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300 \times 720.0 \\ &= 686.362 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 공칭전단강도

$$\Phi \cdot V_n = \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s$$

$$= 199.532 + 686.362 = 885.894 \text{ kN} > 798.129 \text{ kN}$$

$$\therefore \Phi \cdot V_n = 798.129 > V_u = 663.557 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

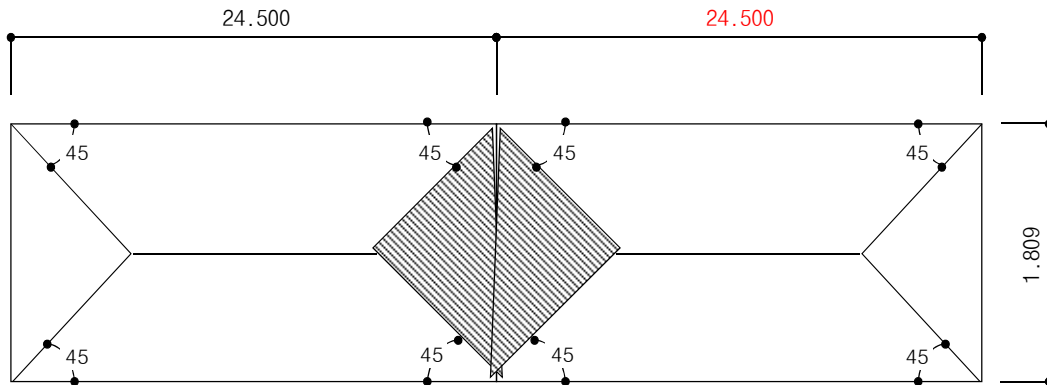
4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

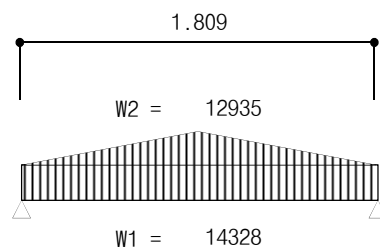
빔 높이 :	2.033 m	주 빔 간격 :	2.500 m
빔 폭 :	0.300 m	가로보 순지간 :	2.500 - 0.800 = 1.700 m
교량사각 :	70.0 °	가로보 사지간 :	1.700 ÷ SIN (70.0) = 1.809 m

2)작용하중

(1)고정하중



$$\begin{aligned}
 \text{빔 폭} &: 0.300 \times \sin (70.0) = 0.282 \text{ m} \\
 \text{빔 자 중} &: 0.300 \times \sin (70.0) \times 2.033 \times 2500 \times 10 = 14328 \text{ N/m} \\
 \text{슬라브자중} &: (0.240 \times 1.809 \times 2500 + 0.050 \times 1.809 \times 2300) \times 10 = 12935 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



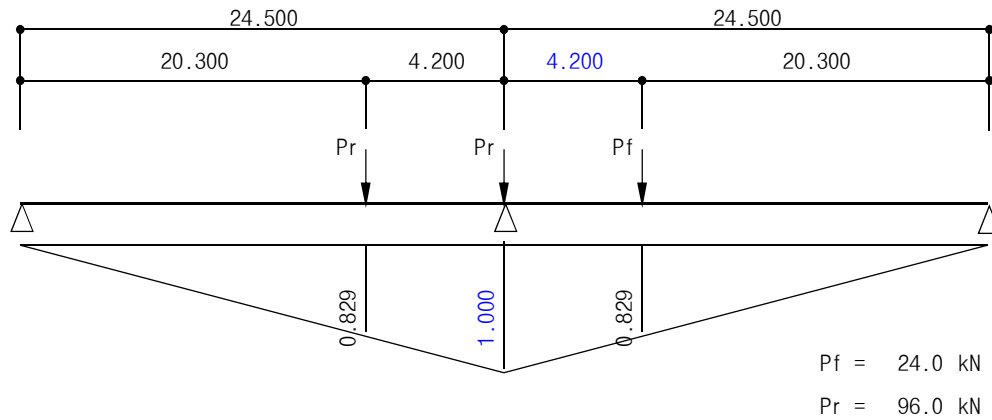
작용 단면력

$$\text{Rad} = 14328 \times 1.809 \times 1/2 + (1.809 \times 12935 \times 1/2) \times 1/2 = 18811 \text{ N}$$

$$\text{md} = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{14328 \times 1.809^2}{8} + \frac{12935 \times 1.809^2}{12} = 9390 \text{ N} \cdot \text{m}$$

(2) 활 하 중

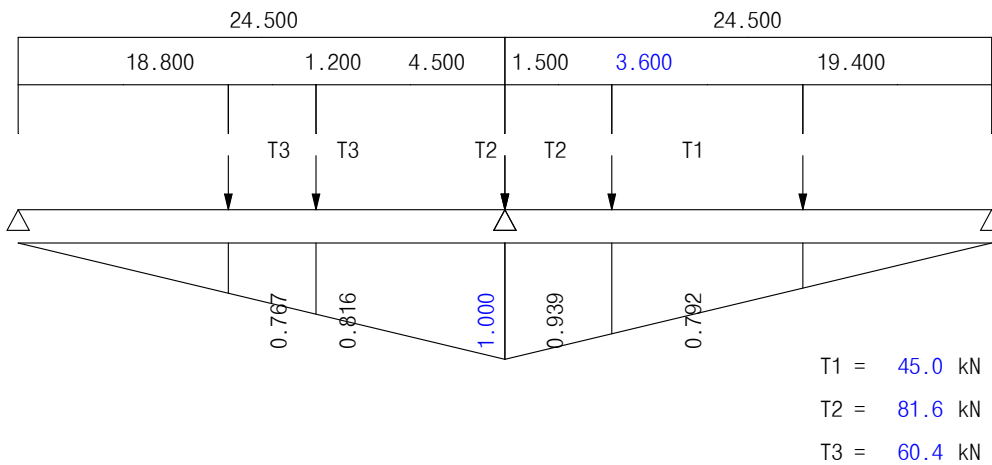
㉠ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.829) + 24.0 \times 0.829 \} \times 1.233 = 240.940 \text{ kN}$$

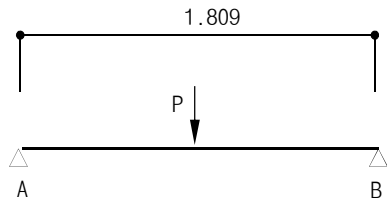
㉡ Tank-Trailer 하중



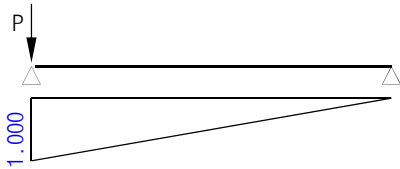
$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 < 0.3$$

$$\begin{aligned}
 P_{tr}(L+i) &= \{ 60.4 \times (0.767 + 0.816) + 81.6 \times (1.000 + 0.939) \\
 &\quad + 45.0 \times 0.792 \} \times 1.233 \\
 &= 356.814 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{356.814 \times 1.809}{4} = 161.378 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAI = 356.814 \times 1.000 = 356.814 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
M _u	kN · m	9.390	161.378
V _u	kN	18.811	356.814

(4) 극한단면력

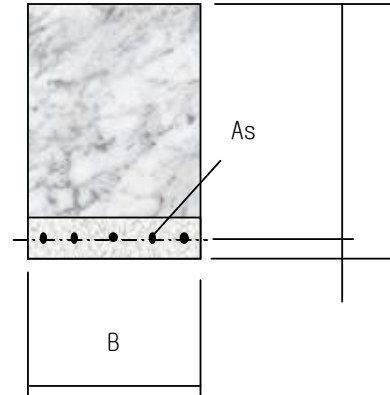
$$M_u = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 \times 9.390 + 2.150 \times 161.378 = 359.170 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 \times 18.811 + 2.150 \times 356.814 = 791.604 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27 \text{ MPa} & f_y &= 300 \text{ MPa} \\ \mu &= 359.170 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ b &= 300.0 \text{ mm} & h &= 2273.0 \text{ mm} \\ d' &= 170.0 \text{ mm} & d &= 2103.0 \text{ mm} \\ \phi(\text{Bending}) &= 0.85 \end{aligned}$$



[강도감소계수(φ) 산정]

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 2026.8 \times 300 = 608040 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 300 = 6885 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = 88.314 \text{ mm, } c = 88.314 / \beta_1 \\ &= 88.314 / 0.85 = 75.067 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300 / 200000 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (2103 - 75.067) / 75.067 \\ &= 0.0810 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$$\begin{aligned} a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.04357 A_s \\ \mu &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -5.556 A_s^2 + 536265 A_s \\ &= 359170000 \end{aligned}$$

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.133)

$$\begin{aligned} \text{필요철근량 } A_{sreq} &= 674.5 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 하며,} \\ \text{최소철근량 } A_{smin} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 2,731.9 \text{ mm}^2 \text{ 와} \\ A_{smin} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 2,944.2 \text{ mm}^2 \text{ 중에서 큰 값 이상이거나,} \\ A_{smin} &= A_{sreq} \times 4/3 = 899.3 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근 } D \ 25 \times 2 \text{ EA} &= 1013.4 \text{ mm}^2 & \text{O.K.} \\ D \ 25 \times 2 \text{ EA} &= 1013.4 \text{ mm}^2 \\ &= 2026.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

[최대 철근비 검토]

$$\begin{aligned} P &= A_s / (b \cdot d) = 0.00321 < P_{max} = 0.75 P_b = 0.03251 & \text{O.K.} \\ & & \text{(콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.129)} \end{aligned}$$

[설계모멘트 검토]

$$\begin{aligned} \text{Max. } c &= 0.75 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 1051.50 \text{ mm} > c = a / 0.85 = 103.90 \text{ mm} \\ \text{Max. } a &= 0.85 \times c = 893.78 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 88.31 \text{ mm} \\ j d &= d - a/2 = 2058.84 \text{ mm} \\ C &= 0.85 f_{ck} a b = 608.040 \text{ kN}, & T &= f_y A_s = 608.040 \text{ kN} \\ \phi M_n &= \phi f_y A_s j d = 1064.080 \text{ kN} \cdot \text{m} > \mu = 359.170 \text{ kN} \cdot \text{m} & \text{O.K.} \end{aligned}$$

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.193)

$$l_n / d = 1.809 \div 2.103 = 0.860 < 4$$

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{f_{ck}/3}) \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27/3}) \times 300 \times 2103 \times 10^{-3} \\ &= 1748.401 \text{ kN} > S_u = 791.604 \text{ kN} \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_c &= \Phi \cdot \sqrt{f_{ck}/6} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.8 \times \sqrt{27/6} \times 300 \times 2103 \times 10^{-3} \\ &= 437.100 \text{ kN} < S_u = 791.604 \text{ kN} \quad \text{전단철근 필요}\end{aligned}$$

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$\begin{aligned}S_v &= 200 \text{ mm} < d/5 = 420.6 \text{ mm} \text{ or } 300 \text{ mm} \quad \text{O.K.} \\ A_v &= 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0025 \cdot b_o \cdot S_v = 150.0 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.} \\ &(\text{D } 16 \times 2^{\text{ea}})\end{aligned}$$

- 수평 전단철근

$$\begin{aligned}S_h &= 200 \text{ mm} < d/5 = 421 \text{ mm} \text{ or } 300 \text{ mm} \quad \text{O.K.} \\ A_h &= 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0015 \cdot b_o \cdot S_h = 90.0 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.} \\ &(\text{D } 16 \times 2^{\text{ea}})\end{aligned}$$

- 전단철근의 전단강도 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.173)

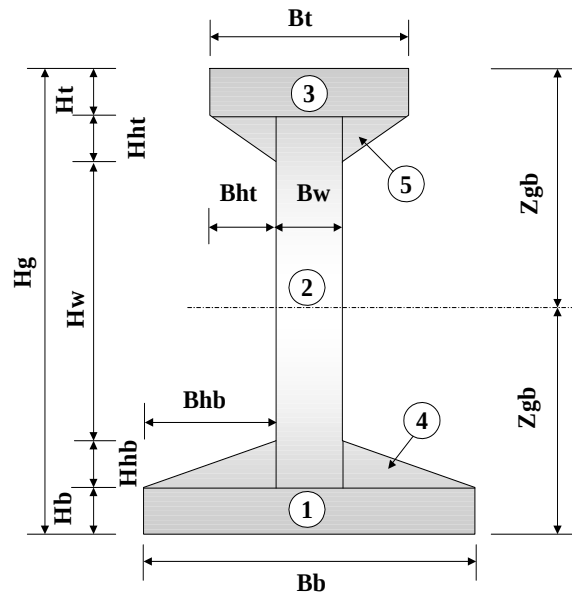
$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + l_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - l_n/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.860}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.860}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300 \times 2103.0 \\ &= 1002.374 \text{ kN}\end{aligned}$$

- 공칭전단강도

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 437.100 + 1002.374 = 1439.474 \text{ kN} < 1748.401 \text{ kN} \\ \therefore \Phi \cdot V_n &= 1439.474 > V_u = 791.604 \text{ kN} \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

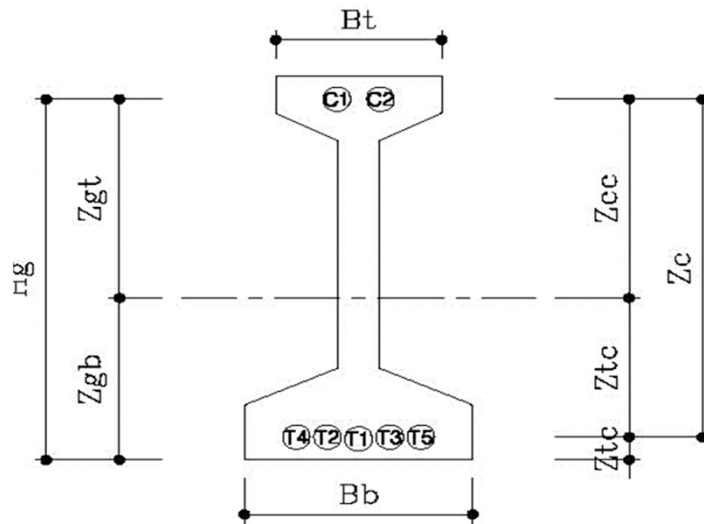


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A × z	A × z ²	I _o
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.900	0.38000	1.250	0.47500	0.59375	0.114317
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.300	0.36800	0.84640	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	2.150	0.09675	0.20801	0.000056
Σ 합 계	-	1.00500	1.017	1.02225	1.66769	0.117581

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.017164 \text{ m}$
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb} = 1.382836 \text{ m}$
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum(A \times z^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 0.745473 \text{ m}^4$

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
C1	55	0.00238	2.275	0.00541	0.01230	4.492E-07
C2	55	0.00238	2.275	0.00541	0.01230	4.492E-07
Σ	-	0.00475	2.275	0.01081	0.02459	8.984E-07

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

▷ PS 강연선 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
T1	70	0.00385	0.115	0.00044	0.00005	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
Σ	-	0.03848	0.124	0.00477	0.00059	2.504E-05

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum (A \times z^2) - \sum A \times zt^2$: 0.000025 m⁴

▷ 순단면

< 단위 : m >

요 소	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
총 단 면	1.00500	1.017	1.02225	1.03980	0.745473
PS 강봉 쉬스	-0.00475	2.275	-0.01081	-0.02459	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.03848	0.124	-0.00477	-0.00059	-0.000025
Σ	0.96176	1.047	1.00667	1.01461	0.745446

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum (A \times z) / \sum A$ = -1.046689 m

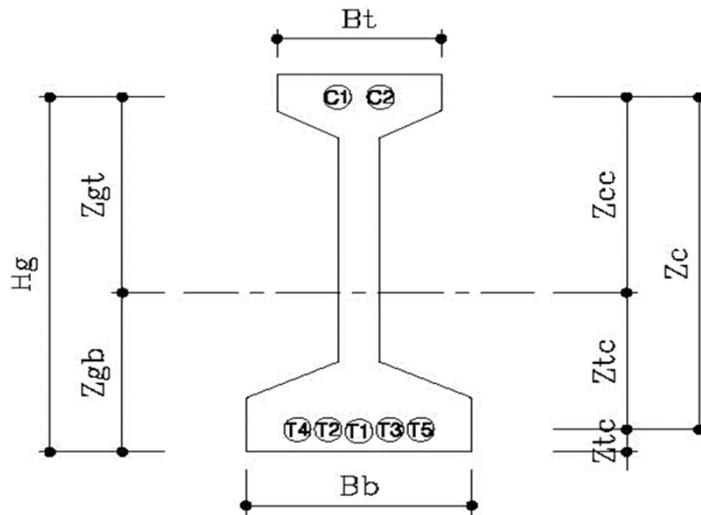
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb}$ = 1.353311 m

- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb}$ = 1.228311 m

- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t$ = -0.922689 m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum (A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2$: 0.706389 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z ²	lo
C1	40	0.00126	2.275	0.00286	0.00651	1.257E-07
C2	40	0.00126	2.275	0.00286	0.00651	1.257E-07
Σ	-	0.00251	2.275	0.00572	0.01301	2.513E-07

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

▷ 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	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T3	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T4	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T5	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
Σ	-	0.01040	0.1241	0.00129	0.00016	1.845E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\Sigma lo + \Sigma(A \times z^2) - \Sigma A \times zt^2 = 1.9327E-06 \text{ m}^4$

▷ 단면의 합성

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
순 단 면	1.000	0.96176	1.047	1.00667	1.05367	0.706389
PS 강봉	6.665	0.01676	2.275	0.03812	0.08672	1.675E-06
PS 강연선	6.665	0.06933	0.124	0.00860	0.00107	1.288E-05
Σ	-	1.04785	1.005	1.05339	1.14146	0.706404

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.005284 \text{ m}$

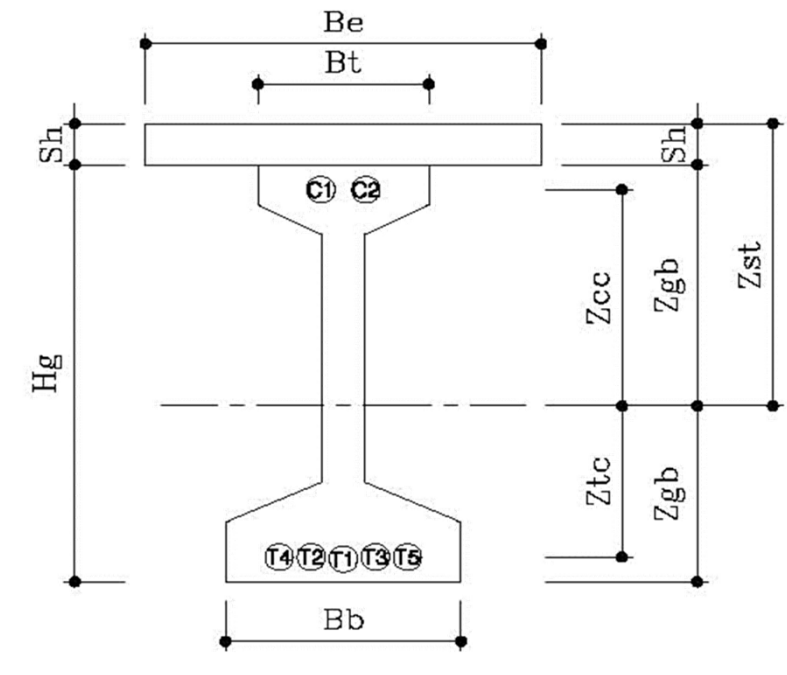
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb} = 1.394716 \text{ m}$

- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb} = 1.269716 \text{ m}$

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t = -0.881217 \text{ m}$

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\Sigma lo + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 0.788906 \text{ m}^4$

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.305 m

거더 경간의 $1/12 + b_1$ = 5.388 m

$$6 \times \text{바닥판 두께} + b1 = 2.745 \text{ m}$$

$$\text{인접거더와의 순경간의 } 1/2 + b_1 = 2.455 \text{ m}$$

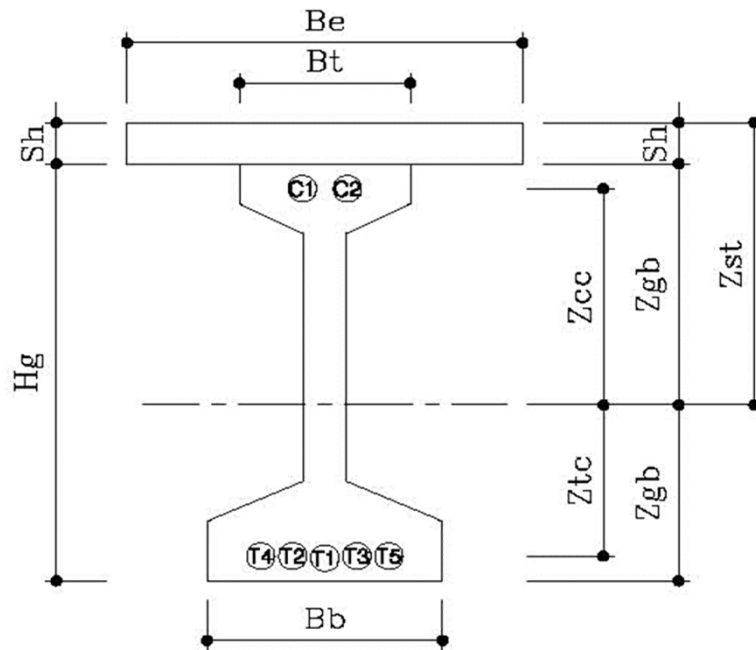
압축플랜지의 유효폭(최소값) = 2.455 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.52439	2.520	1.32146	3.33007	0.002517
Σ	-	1.57224	1.510	2.37485	4.38903	0.791423

- | | | |
|---|-----------|----------------|
| - 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A =$ | -1.510486 | m |
| - 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} =$ | 0.889514 | m |
| - PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = $z_c - z_{gb} =$ | 0.764514 | m |
| - PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = $z_{gb} - z_t =$ | -1.386419 | m |
| - 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = $z_{gt} + s_h =$ | 1.129514 | m |
| - 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum(A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2$ | 1.593279 | m ⁴ |

5.4.2 G2~G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

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

$$16 \times \text{바닥판 두께} + \text{복부폭} = 4.040 \text{ m}$$

$$\text{양쪽 바닥판의 중심간 거리} = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.500 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.53400	2.520	1.34568	3.39111	0.002563
Σ	-	1.58185	1.517	2.39907	4.45007	0.791469

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb)} = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.516620 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt)} = H_g - Z_{gb} = 0.883380 \text{ m}$$

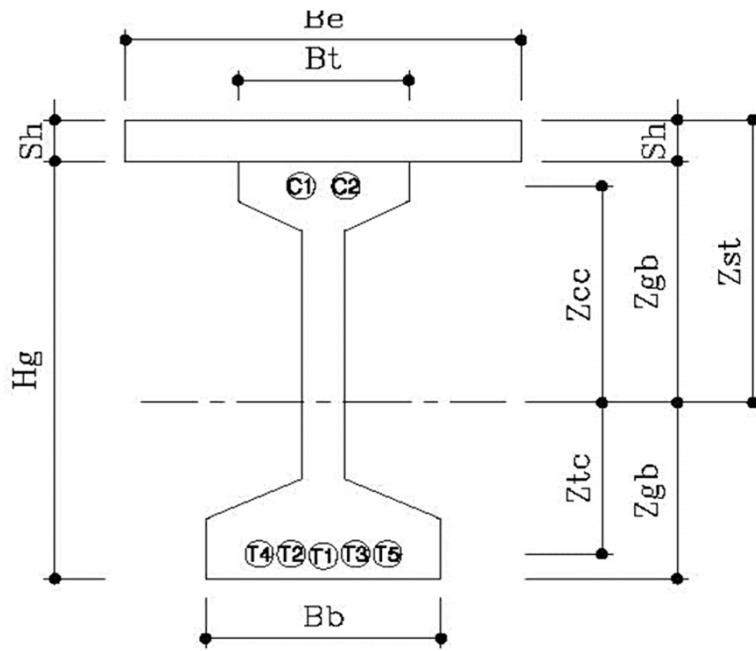
$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc)} = z_c - z_{gb} = 0.758380 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc)} = z_{gb} - z_t = -1.392554 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst)} = z_{gt} + sh = 1.123380 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy)} = \Sigma lo + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 1.603061 \text{ m}^4$$

5.4.3 G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b_1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.350 m

$$\text{거더 경간의 } 1/12 + b_1 = 5.433 \text{ m}$$

$$6 \times \text{바닥판 두께} + b_1 = 2.790 \text{ m}$$

$$\text{인접거더와의 순경간의 } 1/2 + b_1 = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.500 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.53400	2.520	1.34568	3.39111	0.002563
Σ	-	1.58185	1.517	2.39907	4.45007	0.791469

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리}(z_{gb}) = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.516620 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리}(z_{gt}) = H_g - Z_{gb} = 0.883380 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{cc}) = z_c - z_{gb} = 0.758380 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{tc}) = z_{gb} - z_t = -1.392554 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리}(z_{st}) = z_{gt} + sh = 1.123380 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트}(I_{yy}) = \Sigma I_o + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 1.603061 \text{ m}^4$$

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.57224	1.593279	1.130	0.890	-1.510	0.765	-1.386

5.5.2 G2~G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.58185	1.603061	1.123	0.883	-1.517	0.758	-1.393

5.5.3 G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.58185	1.603061	1.123	0.883	-1.517	0.758	-1.393

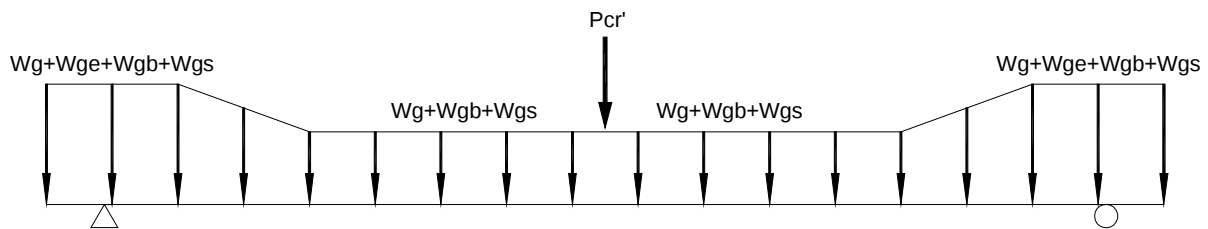
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거
거더본체 (Wg)	$A_{net} \times w_{gc} = 0.962 \times 25000 = 24044 \text{ N/m}$
단부보강 (Wge)	$A_{var} \times w_{gc} = 1.015 \times 25000 = 25375 \text{ N/m}$
가 로 보 (Pcr')	$A_{var} \times L_{cr} \times w_{gc} \times e_a = 1.015 \times 1 \times 25000 \times 1 \text{ EA} = 15225 \text{ N}$
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)	$w_{2tm} \times T_{ea} = 11.01 \times 4 \text{ EA} \times 17 \text{ EA} = 749 \text{ N/m}$

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

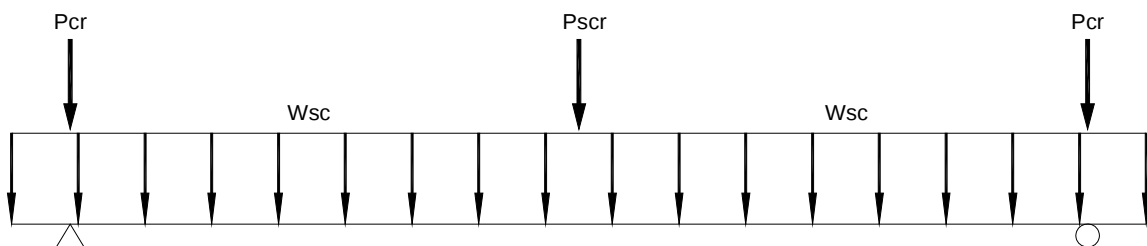
6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

- (1) G1 거더 : $0.240 \times 2.455 \times 25000 = 14730 \text{ N/m}$
- (2) G2~G4 거더 : $0.240 \times 2.500 \times 25000 = 15000 \text{ N/m}$
- (3) G5 거더 : $0.240 \times 2.500 \times 25000 = 15000 \text{ N/m}$

6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

- (1) G1 거더 : $0.300 \times 2.033 \times 1.25 \times 25000 = 19063 \text{ N}$
- (2) G2~G4 거더 : $0.300 \times 2.033 \times 2.50 \times 25000 = 38125 \text{ N}$
- (3) G5 거더 : $0.300 \times 2.033 \times 1.25 \times 25000 = 19063 \text{ N}$

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : $A \times w = 0.398 \times 25000 = 9955 \text{ N/m}$

(2) 우측 캔틸레버 하중

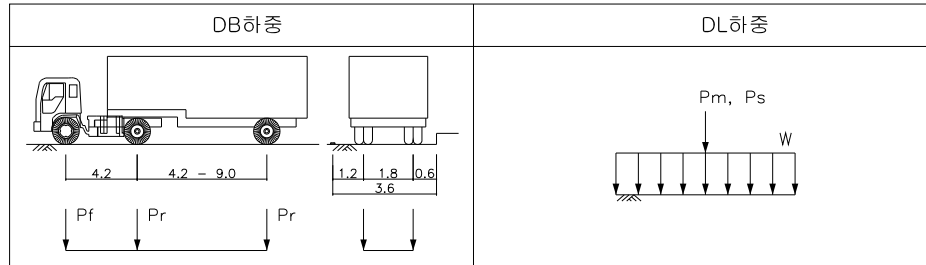
- 중분대(우) : $A \times w = 0.421 \times 25000 = 10531 \text{ N/m}$

(3) 중앙부 하중

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

6.4. 활하중(LL단계)

- (1) 차 로 수 : 3 차로
- (2) 차 로 폭 : 3.6 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)	1.622340	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30891	27804
전단 탄성계수(G)	13235	11913
비틀림 상수 (J)	0.025518	0.003911
요소 중심간격(V)	2.500	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

- (1) 교량폭의 1/2 ; $B_b = 6.225\text{m}$
- (2) 거더의 평균지간 ; $L = 49.000\text{m}$
- (3) 주거더의 휨강성 ; $C_x = E_g \times I_g / V_g = 20046.320$
- (4) 바닥판의 휨강성 ; $C_y = E_s \times I_s / V_s = 32.030$
- (5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (B_b / L) \times \sqrt[4]{ (C_x / C_y) } = 0.635$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

- (1) 주거더의 비틀림강성 ; $D_x = G_g \times J_g / V_g = 135.095$
- (2) 바닥판의 비틀림강성 ; $D_y = G_s \times J_s / V_s = 46.590$
- (3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (D_x + D_y) / 2\sqrt{ (C_x \times C_y) } = 0.113$

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 ±의 부호는, y < e일 때 +를, y ≥ e일 때 -를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

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

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

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

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

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

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

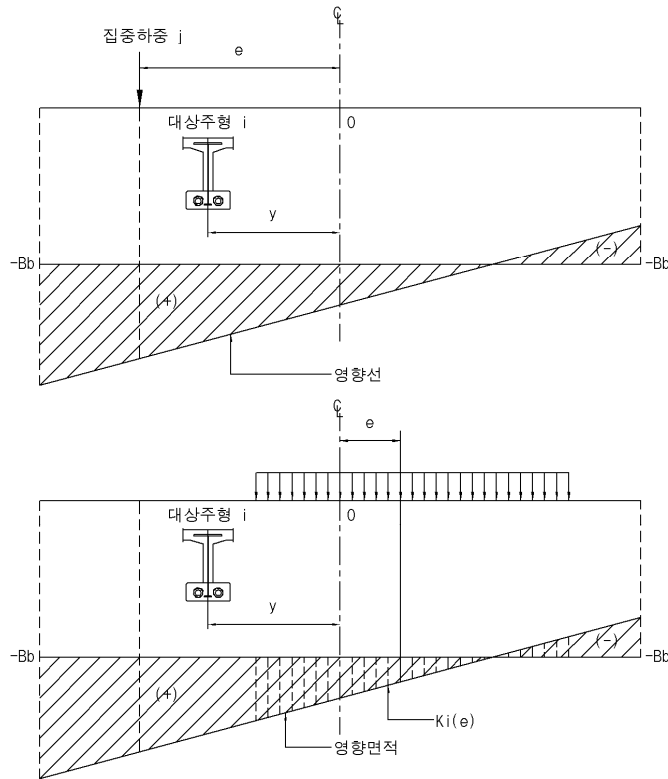
· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, y < e일 때 -, y ≥ e일 때 +를 취한다.

y, e는 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 5.025	G2 2.525	G3 0.025	G4 -2.475	G5 -4.975	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-6.225	-0.081	-0.028	0.081	0.314	0.714	1.000
-0.75×Bb	-4.669	-0.043	0.030	0.144	0.324	0.545	1.000
-0.50×Bb	-3.112	-0.002	0.091	0.206	0.325	0.379	1.000
-0.25×Bb	-1.556	0.052	0.158	0.259	0.293	0.238	1.000
0.00×Bb	0.000	0.128	0.227	0.285	0.229	0.131	1.000
0.25×Bb	1.556	0.236	0.291	0.260	0.159	0.054	1.000
0.50×Bb	3.112	0.376	0.324	0.206	0.093	0.000	1.000
0.75×Bb	4.669	0.542	0.323	0.145	0.032	-0.041	1.000
1.00×Bb	6.225	0.708	0.314	0.083	-0.026	-0.078	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 5.025	G2 2.525	G3 0.025	G4 -2.475	G5 -4.975	합계 (Σ)
방호벽(좌)	6.037	0.688	0.315	0.090	-0.019	-0.074	1.000
중분대(우)	-5.920	-0.073	-0.017	0.094	0.316	0.681	1.000
포장하중	0.080	2.212	2.351	2.391	2.313	2.123	11.390

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 5.025	G2 2.525	G3 0.025	G4 -2.475	G5 -4.975	합계 (Σ)
DB1	4.275	0.999	0.646	0.321	0.095	-0.061	2.000
DB2	0.675	0.353	0.509	0.543	0.397	0.197	2.000
DB3	-2.925	0.012	0.200	0.423	0.634	0.731	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 5.025	G2 2.525	G3 0.025	G4 -2.475	G5 -4.975	합계 (Σ)
DL1	4.275	0.499	0.325	0.161	0.047	-0.032	1.000
DL2	0.675	0.171	0.257	0.279	0.199	0.094	1.000
DL3	-2.925	0.004	0.099	0.213	0.324	0.360	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	0.999	0.646	0.321	0.095	-0.061	2.000
DB2	0.353	0.509	0.543	0.397	0.197	2.000
DB3	0.012	0.200	0.423	0.634	0.731	2.000
DB12	1.352	1.155	0.864	0.492	0.136	4.000
DB13	1.012	0.846	0.744	0.729	0.670	4.000
DB23	0.365	0.709	0.966	1.032	0.928	4.000
DB123	1.228	1.219	1.158	1.014	0.780	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.499	0.325	0.161	0.047	-0.032	1.000
DL2	0.171	0.257	0.279	0.199	0.094	1.000
DL3	0.004	0.099	0.213	0.324	0.360	1.000
DL12	0.670	0.582	0.440	0.246	0.063	2.000
DL13	0.503	0.424	0.373	0.370	0.329	2.000
DL23	0.175	0.356	0.492	0.522	0.455	2.000
DL123	0.606	0.613	0.588	0.512	0.381	2.700

8. 설계 단면력 집계

8.1 시간중양부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	7882.0	7882.0	7882.0	순 단 면	
합성전 고정하중	4643.9	4967.4	4733.9	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1924.5	2072.1	1993.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3899.3	3312.4	3123.4		
DL 활하중	4211.8	3533.2	3394.1		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4211.8	3533.2	3394.1		
합 계	18662.2	18454.7	18003.3		

8.2 시간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	692.8	692.8	692.8	순 단 면	
합성전 고정하중	369.7	386.6	377.0	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	183.5	154.7	189.5	바닥판 합성단면	
DB 활하중	382.7	373.8	282.7		
DL 활하중	396.0	367.3	295.9		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	396.0	373.8	295.9		
합 계	1642.0	1607.9	1555.3		

8.3 반력종합

8.3.1 S1 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	비 고
자 중		715.642	715.642	715.642	715.642	715.642	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		395.359	431.438	431.438	431.438	402.844	
합성후		190.501	155.214	146.395	160.794	192.124	
ADD		1301.502	1302.294	1293.475	1307.874	1310.610	
좌 측 편 재 하	DB1	275.958	196.796	113.761	41.459	11.540	
	DB2	120.343	152.220	158.866	121.668	76.321	
	DB3	22.347	71.948	134.027	191.159	209.297	
	DB12	394.675	348.669	271.270	160.353	73.601	
	DB13	296.703	268.402	246.436	229.868	206.582	
	DB23	142.693	224.171	292.916	312.829	285.620	
	DB123	375.319	378.555	364.786	316.370	254.611	
	DL1	293.283	191.239	114.234	44.131	14.689	
	DL2	130.846	147.647	152.547	118.857	83.594	
	DL3	26.584	73.028	130.648	188.213	220.161	
	DL12	421.963	338.419	264.996	159.290	83.409	
	DL13	317.749	263.810	243.102	228.647	219.976	
	DL23	157.430	220.673	283.190	307.058	303.708	
	DL123	403.683	370.304	356.077	312.761	273.215	
우 측 편 재 하	DB1	12.760	48.794	116.342	201.270	265.727	
	DB2	81.792	126.145	159.534	149.470	113.496	
	DB3	218.639	189.003	131.575	64.977	19.237	
	DB12	81.292	172.728	274.631	350.613	377.927	
	DB13	218.139	235.587	246.671	266.120	283.669	
	DB23	300.436	315.172	291.114	214.471	132.737	
	DB123	269.935	325.551	365.572	374.041	357.460	
	DL1	16.086	52.542	116.636	198.892	278.168	
	DL2	90.195	123.176	153.279	145.628	122.164	
	DL3	233.242	183.639	128.333	65.214	23.270	
	DL12	92.134	172.787	268.193	344.331	398.555	
	DL13	235.195	233.290	243.254	263.920	299.661	
	DL23	323.396	306.837	281.568	210.828	145.381	
	DL123	292.826	320.785	356.873	368.589	379.651	
ENV		421.963	378.555	365.572	374.041	398.555	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1723.465	1680.849	1659.047	1681.915	1709.165	

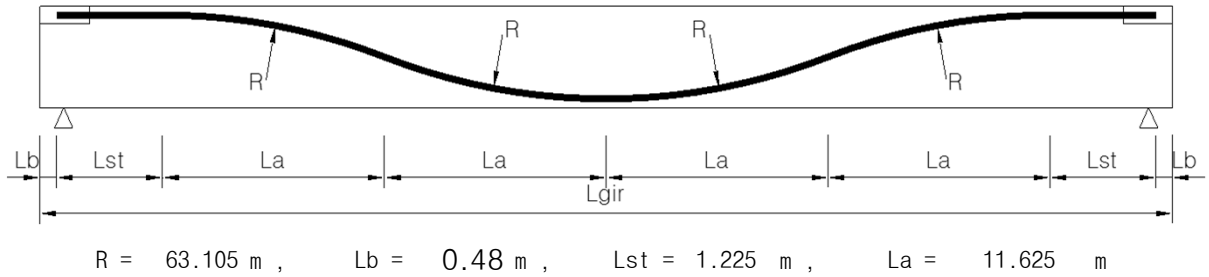
8.3.2 S1 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	비 고
자 중		715.642	715.642	715.642	715.642	715.642	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		395.359	431.438	431.438	431.438	402.844	
합성후		185.676	158.044	146.374	157.625	197.309	
ADD		1296.677	1305.124	1293.454	1304.705	1315.795	
좌 측 편 재 하	DB1	271.679	201.971	114.278	46.489	12.061	
	DB2	117.770	152.183	158.962	123.348	78.252	
	DB3	21.426	67.820	133.636	187.905	212.883	
	DB12	388.032	354.017	271.892	167.431	75.938	
	DB13	291.711	269.660	246.570	232.010	210.575	
	DB23	139.198	220.007	292.621	311.256	291.137	
	DB123	368.511	379.653	364.993	319.810	259.943	
	DL1	284.089	199.887	115.001	50.484	15.175	
	DL2	126.489	148.396	152.723	120.536	86.517	
	DL3	25.602	67.887	130.003	182.504	227.367	
	DL12	408.690	348.094	265.917	167.883	86.427	
	DL13	307.850	267.596	243.203	229.853	227.277	
	DL23	152.091	216.282	282.720	303.030	313.835	
	DL123	390.854	374.384	356.325	315.356	282.416	
우 측 편 재 하	DB1	12.201	43.858	115.836	196.291	269.943	
	DB2	79.796	124.623	159.456	149.683	116.002	
	DB3	214.997	192.467	131.981	69.237	20.105	
	DB12	78.842	165.932	274.039	345.653	384.455	
	DB13	214.043	233.776	246.564	265.207	288.558	
	DB23	294.797	317.114	291.443	218.945	136.112	
	DB123	264.452	322.551	365.406	373.410	364.117	
	DL1	15.555	46.320	115.874	190.558	287.165	
	DL2	87.140	121.730	153.134	145.148	126.364	
	DL3	225.857	189.678	128.990	70.541	24.163	
	DL12	88.911	164.598	267.305	335.258	411.492	
	DL13	227.640	232.585	243.168	260.655	309.291	
	DL23	312.956	311.428	282.081	215.675	150.474	
	DL123	283.278	318.848	356.665	365.217	392.098	
ENV		408.690	379.653	365.406	373.410	411.492	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1705.367	1684.777	1658.860	1678.115	1727.287	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



▷ 지간중양부의 접선변화각 누계

$$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) = 0.371 \text{ rad}$$

▷ 지간중양부까지의 강선길이

$$x = Lst + \alpha \cdot R = 1.225 + 0.371 \times 63.105 = 24.609 \text{ m}$$

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수 (μ) = 0.250

- 파상마찰계수 (κ) = 0.005

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu \alpha + \kappa x)}] = 232808 \text{ N}$$

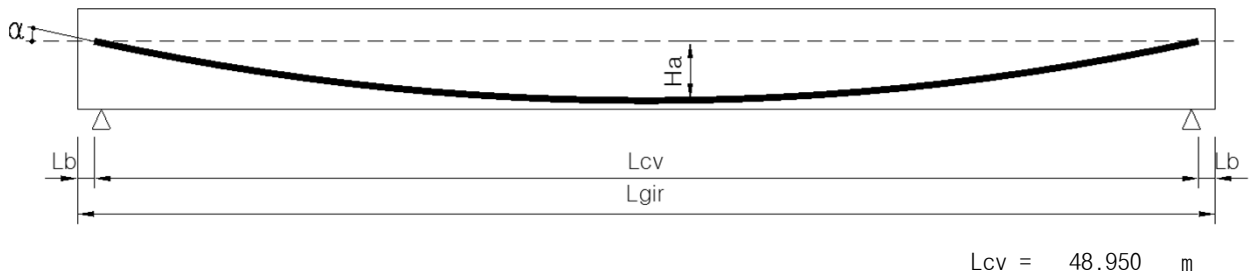
(2) 일체긴장 강봉 (C1, C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중양부까지의 강봉길이(x) = 24.475 m

- 파상마찰계수 (κ) = 0.008

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}] = 213388 \text{ N}$$

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



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

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

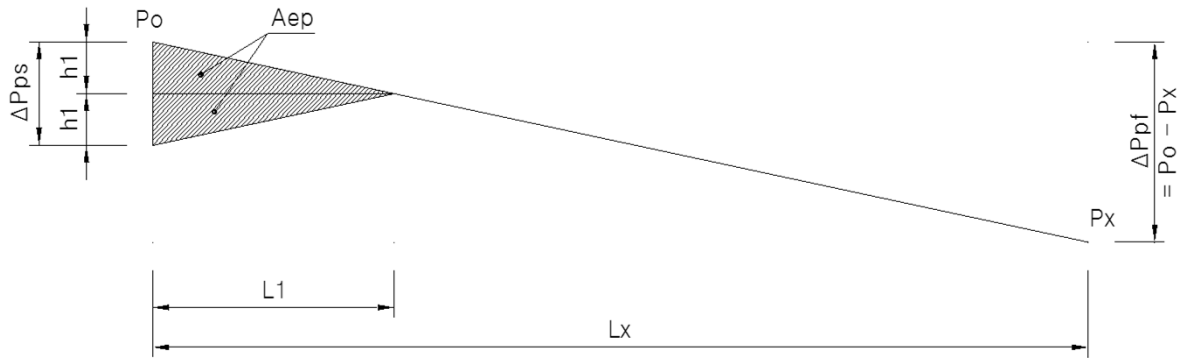
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8 Ha^2}{3 Lcv} - \frac{32 Ha^4}{5 Lcv^3}$

▷ 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	0.002713	0.13202	49.093	24.547	0.250	0.005	490336
T3	1.125	0.001878	0.09167	49.019	24.509	0.250	0.005	460293
T4	0.625	0.001043	0.05103	48.971	24.486	0.250	0.005	429916
T5	0.125	0.000209	0.01021	48.951	24.475	0.250	0.005	399302

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	24.475	4359	1508400	18.602	162180	0
C2	24.475	4359	1508400	18.602	162180	0
T1	24.609	9460	1165080	11.097	209973	0
T2	24.547	19976	2829480	11.902	475481	0
T3	24.509	18780	2829480	12.274	461035	0
T4	24.486	17558	2829480	12.695	445779	0
T5	24.475	16314	2829480	13.169	429704	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

- ▶ 긴장순서는 T3, T4, T5, T2 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}) = 28066 Mpa
- 탄성계수비(n) = 7.125963
- 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 : $A_{net} = 0.96176 \text{ m}^2$, $I_{net} = 0.70639 \text{ m}^4$
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 7882000 N·m

	P_o	ΔP_{pf}	ΔP_{px}	P_r	e	긴장 순서
T2	3400000	-490336	0	2909664	-0.921689	4
T3	3400000	-460293	0	2939707	-0.921689	1
T4	3400000	-429916	0	2970084	-0.921689	2
T5	3400000	-399302	0	3000698	-0.921689	3

	f_{psi}	$\sum f_{psi}$	f_{sw}/N	f_{cir}	Δf_{pe}	ΔP_{pe}
T3	6.592	19.913	-2.571	17.342	123.579	291.388
T4	6.660	13.253	-2.571	10.682	76.120	179.484
T5	6.729	6.525	-2.571	3.954	28.175	66.435
T2	6.525	0.000	-2.571	-2.571	-18.321	-43.200
Σ	26.505	39.691	-10.284	29.407	209.554	494.107

Δf_{pe} 의 평균치 : 52.388 MPa

ΔP_{pe} 의 평균치 : 123.527 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	-600000	106694	0	0	-493306	1.22831	-605933
C2	-600000	106694	0	0	-493306	1.22831	-605933
PS강봉 소계(압축)					-986612	1.22831	-1211866
T1	1200000	-232808	0	0	967192	-0.93169	-901122
T2	3400000	-490336	0	43200	2952864	-0.92169	-2721624
T3	3400000	-460293	0	-291388	2648320	-0.92169	-2440928
T4	3400000	-429916	0	-179484	2790600	-0.92169	-2572066
T5	3400000	-399302	0	-66435	2934263	-0.92169	-2704478
PS강연선 소계(인장)					12293238	-0.92269	-11340218

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	4643.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	1924.50	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	4211.80	
균중하중		gj	-	-	0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
f _{sw}	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(P_n) = P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 P_{net}와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
f _{ps}	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{4643.90}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
f _{bl}	MPa	-	-	8.210	-5.918	49.815	-34.573	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1924.50}{1.59328} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
f _{al}	MPa	1.214	0.956	1.074	-1.824	6.155	-11.161	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{4211.8 + 0}{1.59328} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
f _{ll}	MPa	2.657	2.093	2.351	-3.993	13.470	-24.427	

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.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0104 = -378.65 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.5722} + n \cdot \frac{525.0}{1.5933} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
fsh	MPa	0.117	0.047	0.052	-0.739	0.074	4.650	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cd} = 12 \times 17.88 - 7 \times 6.86 = 166.483 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 28.17 + -10.30 = 17.88 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.19 + -1.67 = -6.86 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{4644}{0.78891} \cdot -0.881 = -5.187 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1925}{1.59328} \cdot -1.386 = -1.675 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -166.483 \times 0.0104 = -1731.844 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1731.844}{1.5722} + n \cdot \frac{2401.062}{1.5933} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
fcr	MPa	0.535	0.213	0.239	-3.378	0.337	21.267	

10.1.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (392.45 + 49.82 + 6.15) \times 0.03 = 13.453 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = 13.453 \times 0.0025 = 33.820 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-33.820}{1.5722} + n \cdot \frac{-25.856}{1.5933} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
f _{rgb}	MPa	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.226	0.007	

10.1.9 강선의 릴렉сей션

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

구분	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	166.483	8.071
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	166.483	8.467
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	166.483	23.549
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	166.483	19.705
T5	0.002358	169.3467	-28.175	36.400	166.483	15.819
Σ	0.010403	994.630	-209.554	182.000	832.417	75.610
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	166.483	15.122

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = 15.122 \times 0.0104 = 157.31 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-157.31}{1.5722} + n \cdot \frac{218.09}{1.5933} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
f _{rgs}	MPa	0.049	0.019	0.022	-0.307	0.031	1.932	

10.2 G2~G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	4967.40	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	2072.10	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	3533.20	
균중하중		gj	-	-	0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
f _{sw}	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
f _{ps}	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{4967.40}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
f _{bl}	MPa	-	-	8.782	-6.330	53.286	-36.982	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2072.10}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{al}	MPa	1.292	1.016	1.142	-1.960	6.534	-11.997	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3533.2 + 0}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{ll}	MPa	2.204	1.733	1.947	-3.343	11.141	-20.456	

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.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0104 = -378.65 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.5819} + n \cdot \frac{525.0}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fsh	MPa	0.114	0.044	0.050	-0.736	0.060	4.635	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cd} = 12 \times 17.88 - 7 \times 7.34 = 163.132 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 28 + -10 = 17.88 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.55 + -1.79 = -7.34 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{4967}{0.78891} \cdot -0.881 = -5.549 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{2072}{1.60306} \cdot -1.386 = -1.792 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -163.132 \times 0.0104 = -1696.980 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1696.980}{1.5819} + n \cdot \frac{2352.726}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fcr	MPa	0.513	0.199	0.224	-3.299	0.268	20.772	

10.2.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (392.45 + 53.29 + 6.53) \times 0.03 = 13.568 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = 13.568 \times 0.0025 = 34.110 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{34.110}{1.5819} + n \cdot \frac{-26.078}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{rgb}	MPa	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.226	0.007	

10.2.9 강선의 릴렉сей션

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

구분	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	163.132	8.238
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	163.132	8.634
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	163.132	23.716
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	163.132	19.872
T5	0.002358	169.347	-28.175	36.400	163.132	15.987
Σ	0.010403	994.630	-209.554	182.000	815.660	76.448
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	163.132	15.290

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = 15.290 \times 0.0104 = 159.05 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{159.05}{1.5819} + n \cdot \frac{220.51}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{rgs}	MPa	0.048	0.019	0.021	-0.309	0.025	1.947	

10.3 G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	4733.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	1993.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	3394.10	
균중하중		gj	-	-	0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
f _{sw}	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
f _{ps}	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{4733.90}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
f _{bl}	MPa	-	-	8.369	-6.032	50.781	-35.243	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1993.30}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{al}	MPa	1.243	0.978	1.098	-1.886	6.285	-11.541	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3394.1 + 0}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{ll}	MPa	2.117	1.665	1.870	-3.211	10.702	-19.651	

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.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0104 = -378.65 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.5819} + n \cdot \frac{525.0}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fsh	MPa	0.114	0.044	0.050	-0.736	0.060	4.635	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 17.88 - 7 \times 7.01 = 165.435 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 28.17 + -10.30 = 17.88 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.29 + -1.72 = -7.01 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{4734}{0.78891} \cdot -0.881 = -5.288 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1993}{1.60306} \cdot -1.386 = -1.724 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -165.435 \times 0.0104 = -1720.935 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1720.935}{1.5819} + n \cdot \frac{2385.938}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fcr	MPa	0.520	0.202	0.227	-3.345	0.272	21.065	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (392.45 + 50.78 + 6.29) \times 0.03 = 13.485 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = 13.485 \times 0.0025 = 33.902 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{33.902}{1.5819} + n \cdot \frac{-25.919}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{rgb}	MPa	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.225	0.007	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

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

구분	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	165.435	8.123
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	165.435	8.519
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	165.435	23.601
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	165.435	19.757
T5	0.002358	169.347	-28.175	36.400	165.435	15.872
Σ	0.010403	994.630	-209.554	182.000	827.174	75.873
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	165.435	15.175

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = 15.175 \times 0.0104 = 157.85 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{157.85}{1.5819} + n \cdot \frac{218.85}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{rgs}	MPa	0.048	0.019	0.021	-0.307	0.025	1.932	

11.1 G1거더 응력산출

▷ 유효율 : 0.816

(+):압축, (-):인장

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	17
P _{CT}	(kN)	-493.306	-493.306	967.192	2952.864	2648.320	2790.600	± 2934.263
A _P	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	± 0.0024
f _{ps}	(MPa)	-392.447	-392.447	996.180	1252.328	1123.169	1183.511	± 1244.439
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~G4거더 응력산출

1) G2~G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.818

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw	-	-	15.100	-11.679	-	-	
2	fps	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	
계		-	-	2.829	18.696	392.447	-1181.758	
응력 검토		-	-	-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	-	-	8.782	-6.330	53.286	-36.982	
4	fal	1.292	1.016	1.142	-1.960	6.534	-11.997	
5	fil	2.204	1.733	1.947	-3.343	11.141	-20.456	
6	fsh	0.114	0.044	0.050	-0.736	0.060	4.635	
7	fcr	0.513	0.199	0.224	-3.299	0.268	20.772	
8	frgb	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.226	0.007	
9	frgs	0.048	0.019	0.021	-0.309	0.025	1.947	
계		4.136	2.979	14.959	2.723	463.534	-1223.832	
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	17	17	17	17
P _{CT}	(kN)	-493.306	-493.306	967.192	2952.864	2648.320	2790.600	2934.263
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00236
fps	(MPa)	-392.447	-392.447	996.180	1252.328	1123.169	1183.511	1244.439
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 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.816

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw	-	-	15.100	-11.679	-	-	
2	fps	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	
계		-	-	2.829	18.696	392.447	-1181.758	
응력 검토		-	-	-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	-	-	8.369	-6.032	50.781	-35.243	
4	fal	1.243	0.978	1.098	-1.886	6.285	-11.541	
5	fil	2.117	1.665	1.870	-3.211	10.702	-19.651	
6	fsh	0.114	0.044	0.050	-0.736	0.060	4.635	
7	fcr	0.520	0.202	0.227	-3.345	0.272	21.065	
8	frgb	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.225	0.007	
9	frgs	0.048	0.019	0.021	-0.307	0.025	1.932	
계		4.007	2.875	14.429	3.182	460.347	-1220.554	
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)

[illegible]

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	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	4643.90	30008	0.7889	49.06
합성후 고정하중	1924.50	30008	1.5933	10.07
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.5933	12.10
활하중	4211.80	30008	1.5933	22.03

(2) G2~G4 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	4967.40	30008	0.7889	52.48
합성후 고정하중	2072.10	30008	1.6031	10.77
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.5933	12.10
활하중	3533.20	30008	1.5933	18.48

(3) G5 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	4733.90	30008	0.7889	50.01
합성후 고정하중	1993.30	30008	1.6031	10.36
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.5933	12.10
활하중	3394.10	30008	1.5933	17.75

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.469$$

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

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

$$= 262.549 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 0.47$$

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 661 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

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

$$= 1.469 \times 2.425 \times 0.482 = 1.717$$

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

$$= 1.717 \times 0.47 = 0.807$$

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

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

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

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.219$$

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

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

$$= 262.549$$

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

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

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

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

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 661 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

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

$$= 1.219 \times 2.425 \times 0.391 = 1.156$$

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

$$= 1.156 \times 0.98 = 1.133$$

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.807) \\ &= 0.807 \times (93.00 + -148.10) = -44.47 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.133) \\ &= 1.133 \times (93.00 + 49.06 + 10.07 + -136.00) \\ &= 18.27 \text{ mm}\end{aligned}$$

(4) G2~G4 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.807) \\ &= 0.807 \times (93.00 + -148.10) = -44.47 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.133) \\ &= 1.133 \times (93.00 + 52.48 + 10.77 + -136.00) \\ &= 22.94 \text{ mm}\end{aligned}$$

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G4 거더	G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-55.10	-55.10	-55.10	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-99.57	-99.57	-99.57	
바닥판 타설 후	-50.51	-47.09	-49.56	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\phi 1}$
고정하중 작용시	-10.07	-1.28	-8.82	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\phi 1} + \delta_{\phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	22.03	18.48	17.75	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

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

(1) G1 거더

$$\delta_v = 22.03 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } 0.K$$

(2) G2~G4 거더

$$\delta_v = 18.48 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } 0.K$$

(3) G5 거더

$$\delta_v = 17.75 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } 0.K$$

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

$$Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 27840890.0 \text{ N} \cdot \text{m}$$

2) 단면 제원

$$\begin{aligned} b &= 2500.0 \text{ mm} && (\text{압축 플랜지의 폭}) \\ dp &= 2515.9 \text{ mm} \\ Ap1 &= 0.010403 \text{ m}^2 = 10403 \text{ mm}^2 && (\text{강연선 총면적}) \\ Ap2 &= 0.002514 \text{ m}^2 = 2514 \text{ mm}^2 && (\text{강봉 총면적}) \\ Fck &= 27 \text{ MPa} && (\text{슬래브 콘크리트 강도}) \\ Fck &= 40 \text{ MPa} && (\text{빔 콘크리트 강도}) \\ Fput &= 1900 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ Fpyt &= 1600 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \\ Fpuc &= 1050 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ Fpyc &= 950 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \end{aligned}$$

3) 계수 산정

$$\begin{aligned} rp1 &= 0.28 && (0.40\text{-응력제거강재}, 0.28\text{-저릴랙세이션강재}, 0.55\text{-강봉}) \\ \beta 1 &= 0.85 - [0.007 \times (Fck - 28)] = 0.857 \\ \rho p1 &= Ap / (b \times dp) = 0.001654 \\ rp2 &= 0.55 && (0.40\text{-응력제거강재}, 0.28\text{-저릴랙세이션강재}, 0.55\text{-강봉}) \\ \beta 2 &= 0.85 - [0.007 \times (Fck - 28)] = 0.857 \\ \rho p2 &= Ap / (b \times dp) = 0.000400 \end{aligned}$$

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

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

$$Fps = Fput \times [1 - (rp1 / \beta 1) \times \rho p1 \times (Fput / Fck)] = 1827.8 \text{ MPa}$$

5) 해석단면 결정

$$\begin{aligned} a &= (Ap \times Fps) / (0.85 \times Fck \times b) = 331.4 \text{ mm} \\ \text{슬래브 두께} &: 240.0 \text{ mm} < 331.4 \text{ mm} \text{ ----- 플랜지단면} \end{aligned}$$

6) 최대 PS 강재량 검토

$$\begin{aligned} \text{강재지수}(qp) &= \rho p \times Fps / Fck = 0.112 \\ qp (=0.112) &< 0.36 \times \beta 1 (=0.309) \text{ ----- 0.K} \end{aligned}$$

7) 극한 저항 모멘트 검토

$$\begin{aligned} \Phi \cdot Mn &= \Phi [Apw \times Fps \times dp \times (1 - 0.59 \times Apw \times Fps / (bo \times dp \times Fck)) \\ &\quad + 0.85 \times Fck (b - bo) \times t \times (dp - 0.5 t)] = 36119.83 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \Phi \cdot Mn (=36119.83) &> Mu (=27840.89) \text{ ----- 0.K} \end{aligned}$$

8) 균열 모멘트 검토

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot Mcr &= Zbo \times (0.5 \times \sqrt{Fck} + fbe - fd) = -31624.063 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ fpe &= 24.772 \text{ MPa} \\ fd &= Md1 / Zbo = -11.679 \text{ MPa} \\ Zbo &= Ico / Ybo = -0.675 \text{ m}^3 \\ 1.2 \cdot Mcr &(-31624.063) < \Phi \cdot Mn (=36119.83) \text{ ----- 0.K} \end{aligned}$$

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토

14.1.1 G1 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	692.83	5.13
합성전	369.68	1.49
합성후	183.54	5.52
활하중	395.98	34.53

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2471.2 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 18847.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 24.772 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 0.008 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.675 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 83.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$893.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1920 \text{ mm} \quad \therefore d = 1920.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 692.83 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1570.54 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 356297.61 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1360.03 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 356297.61 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 10125272 \text{ N} = 10125.27 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10345587 / 961764 = 10.757 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \quad (V_p : \text{수직분력}) = 9358975 \times 0.2512 = 2351286.82 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 10125.3 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 10125.3 = 8100.2 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 4,050.109 \text{ kN}$$

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

4) 최소 전단철근 검토

$$\text{전단 철근 간격 } s = 200 \text{ mm } (0.75H (=1800\text{mm}) \text{ 또는 } 600\text{mm} \text{보다 커서는 안된다.})$$

$$A_{vmin} = 0.0625 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times s / f_y = 210.819 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 210.819 \text{ mm}^2 > 0.35 \times b_w \times s / f_y = 186.667 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

$$A_{vall} = \text{Max}(A_v, A_{vmin}) = 210.819 \text{ mm}^2$$

$$A_{vuse} = \mathbf{D16} \times 2 \text{ EA} = 397.2 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

4) 전단 철근 검토

$$\text{전단 철근 간격 } s = 200 \text{ mm } (0.75H (=1800\text{mm}) \text{ 또는 } 600\text{mm} \text{보다 커서는 안된다.})$$

$$A_v = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$$

$$= (2471.2 - 8100.2) \times 200$$

$$/ (0.80 \times 300 \times 1920.00)$$

$$= -2,443.14 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.35 \times b_w \times s / f_y = 186.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{vall} = \text{Max}(A_v, A_{vmin}) = 186.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{vuse} = \mathbf{D16} \times 2 \text{ EA} = 397.2 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

14.2 수직 전단 검토 (0.45m ~ 4.95m)

14.2.1 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	664.94	368.25
합성전	361.60	199.61
합성후	178.72	94.09
활하중	388.35	198.29

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2401.8 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 18483.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 24.772 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 0.546 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.675 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 808.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$893.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1920 \text{ mm} \quad \therefore d = 1920.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 664.94 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1537.37 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 35949.59 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 340.01 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 35949.59 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 4294783.00 \text{ N} = 4294.78 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10345587 / 961764 = 10.757 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 9358975 \times 0.2512 = 2351286.82 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 4294.8 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 4294.8 = 3435.8 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 1,717.913 \text{ kN}$$

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

4) 최소 전단철근 검토

$$\text{전단 철근 간격 } s = 200 \text{ mm (} 0.75H \text{ (=1800mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times s / f_y = 210.819 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 210.819 \text{ mm}^2 > 0.35 \times b_w \times s / f_y = 186.667 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

$$A_{vll} = \text{Max}(A_v, A_{vmin}) = 210.819 \text{ mm}^2$$

$$A_{vuse} = \mathbf{D13} \times 2 \text{ EA} = 253.4 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

14.3 수직 전단 검토 (4.95m ~ 중앙부)

14.3.1 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	387.52	4918.60
합성전	230.03	2847.10
합성후	101.06	1346.10
활하중	279.77	2620.10

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + l) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1535.7 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 13933.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 24.772 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 7.288 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.6749 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_l = 11084.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 \text{ mm}$$

- d 를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

$$893.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1920 \text{ mm} \quad \therefore d = 1920.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 387.52 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_l = 1031.92 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 1806.12 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 340.01 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1806.12 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 4294783.00 \text{ N} = 4294.78 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10345587 / 961764 = 10.757 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 9358975 \times 0.2512 = 2351286.82 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 1806.1 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 1806.1 = 1444.9 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 722.450 \text{ kN}$$

$\therefore V_u > \phi V_c$, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 $s = 400 \text{ mm}$ (0.75H (=1800mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

$$\begin{aligned} A_v &= (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d) \\ &= (1535.7 - 1444.9) \times 400 \\ &\quad / (0.80 \times 300 \times 1920.00) \\ &= 78.82 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{vmin} = 0.35 \times b_w \times s / f_y = 93.33 \text{ mm}^2$$

$$A_{vall} = \text{Max}(A_v, A_{vmin}) = 93.33 \text{ mm}^2$$

$$A_{vuse} = \mathbf{D13} \times 2 \text{ EA} = 253.4 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

14.4 수평 전단 강도 검토(주거터와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$F_t = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n \cdot I_b}} = 0.081$$

여기서, A_s, I_s : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트
 A_b, I_b : 거더의 단면적, 단면2차모멘트
 d_c : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$$P_t = E_b \cdot (A_s/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.5 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 5 = 725000 \text{ N}$$

$$N_{ct} = F_t \cdot P_t = 0.081 \times 725000 = 58725 \text{ N}$$

$$v_t = 2 N_{ct} / a \cdot b = 2 \times 58725 / (2.5 \times 0.80) = 0.059 \text{ MPa}$$

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$$

$$F_s = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n_2 \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n_2 \cdot I_b}} = 0.208$$

$$P_s = E_b \cdot A_s \cdot \epsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.6 \times 18 \times 10^{-5} / 3.60 = 870000 \text{ N}$$

$$N_{cs} = F_s \cdot P_s = 0.208 \times 870000 = 180960 \text{ N}$$

$$v_s = 2 N_{cs} / a \cdot b = 2 \times 180960 / (2.5 \times 0.80) = 0.181 \text{ MPa}$$

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_d = 1246.1 \times 1000 / (0.800 \times 2.112) = 0.737 \text{ MPa}$$

$d_p = 0.8 \times h$ 보다 작아서는 안된다.

$$d_p = 2.640 - 0.875 = 1.765 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.6 = 2.112 \text{ m}$$

$$d_p = 2.112 \text{ m}$$

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_l = 396.0 \times 1000 / \{ 0.800 \times 2.112 \} = 0.234 \text{ MPa}$$

dp = 0.8 x h 보다 작아서 안된다.

$$dp = 2.640 - 0.875 = 1.765 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.6 = 2.112 \text{ m}$$

$$dp = 2.112 \text{ m}$$

5) 하중 조합

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad & 1.3 \times v_d + 2.15 \times v_l \\ &= 1.3 \times 0.737 + 2.15 \times 0.234 \\ &= 1.461 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad & 1.3 \times v_d + 1.3 \times v_l + 1.3 \times v_t \\ &= 1.3 \times (0.737 + 0.234 + 0.059) \\ &= 1.339 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{3} \quad & 1.3 \times (v_t + v_s) \\ &= 1.3 \times (0.059 + 0.181) \\ &= 0.312 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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)

$$\text{- 사용 철근량} \quad Use \quad A_v = D \quad 16 \times 2 \quad ea = 0.000398 \quad m^2$$

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \quad s = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.200 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

② 중간 가로보부(19.95m)

$$\text{- 사용 철근량} \quad Use \quad A_v = D \quad 16 \times 2 \quad ea = 0.000398 \quad m^2$$

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \quad s = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.400 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

③ 중앙부

$$\text{- 사용 철근량} \quad Use \quad A_v = D \quad 16 \times 2 \quad ea = 0.000398 \quad m^2$$

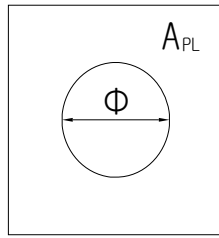
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \quad s = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

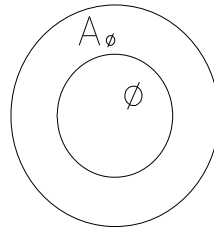
$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.400 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

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	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(P_o)	순긴장력(P_{net})	유효프리스트레스(P_e)
T2	3,400,000	2,952,864	2,408,133
T3	3,400,000	2,648,320	2,159,769
T4	3,400,000	2,790,600	2,275,802
T5	3,400,000	2,934,263	2,392,963

$$* \text{유효 프리스트레스}(P_e) = \text{초기 프리스트레스}(P_i) \times \text{유효율}$$

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	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	35.6	35.2	35.2
T5	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1

- 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	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	0.K
T3	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	0.K
T4	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	35.2	0.K
T5	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	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	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7

- 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	15.2/17연선	2,952,864	0.115	25.7	31.7	0.K
T3	15.2/17연선	2,648,320	0.115	23.0	31.7	0.K
T4	15.2/17연선	2,790,600	0.115	24.3	31.7	0.K
T5	15.2/17연선	2,934,263	0.115	25.5	31.7	0.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

$$\begin{aligned} a(\text{정착판 일변 길이}) &= 315 \text{ mm} \\ h(\text{정착단면의 치수}) &= 2400 \text{ mm} \\ \alpha(\text{radian}) &= \text{ave}(T_{n-1} \sim T_n) = 0.131096267 \\ \sum P_o(\text{도입긴장력}) &= 13600000 \text{ N} \end{aligned}$$

1) 파열력 산정

$$\begin{aligned} T_{\text{burst}} &= 0.25 \times \sum P_o \times \{ 1 - (a/h) \} + (0.5 \times \sum P_o \times \sin \alpha) \\ &= 0.25 \times 13600000 \times \{ 1 - (315 / 2400) \} \\ &\quad + 0.5 \times 13600000 \times \sin 0.13110 \\ &= 2952704.6 \text{ N} \end{aligned}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} 1.2 T_{\text{burst}} &= \phi T_n = \phi A_s f_y \\ \text{Req'd } A_s &= 1.2 \times 2952704.62 / (0.8 \times 300.0) = 14763.5 \text{ mm}^2 \\ e &= 2400 / 2 - (250 \times 4 + 500 \times 2 + 500 \times 1) / 4 \\ &= 575 \text{ mm} \\ d_{\text{burst}} &= 0.5 \times (h - 2e) + 5e \times \sin 0.13110 \\ &= 0.5 \times (2400 - 2 \times 575) + 5 \times 575 \times \sin 0.13110 \\ &= 1143.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

* 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 300mm를 넘어서는 안된다.

(도로교설계기준, P323)

$$\begin{aligned} \text{배치 범위} &= 2.5 \times 1143.2 = 2858 \text{ mm} \\ \text{spacing} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Used bar} &= D 16 (A = 198.6 \text{ mm}^2) - 6 ea \times 14 \text{ layer} = 16682.4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

----- 0.K

15.4 활렬력에 대한 검토

1) 활렬력 산정

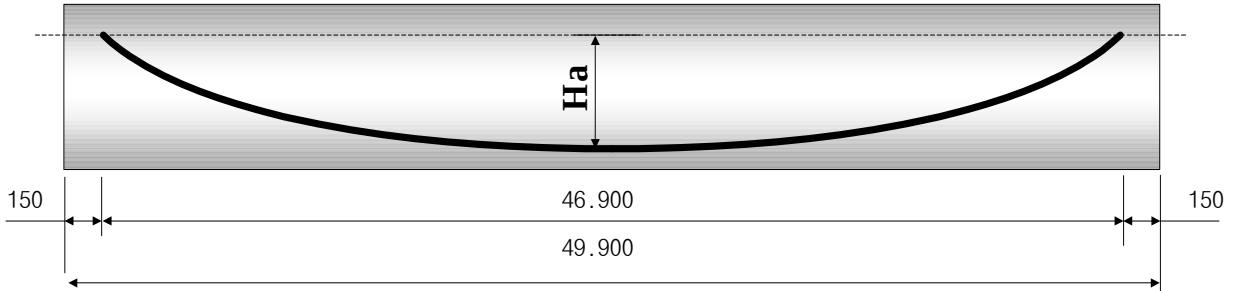
$$T_{\text{spall}} = 0.02 \times \sum P_o = 0.02 \times 2952704.620 = 59054.092 \text{ N}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} f_s &= 0.6 \times f_y = 0.6 \times 300 = 180 \text{ MPa} \\ A_s &= T_{\text{spall}} / f_s = 59054.092 / 180 = 328.078 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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	48.950	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	48.950	0.00000
T1	0.000971	200000	2.160	49.217	0.37055
T2	0.002358	200000	1.625	49.093	0.13202
T3	0.002358	200000	1.125	49.019	0.09167
T4	0.002358	200000	0.625	48.971	0.05103
T5	0.002358	200000	0.125	48.951	0.01021

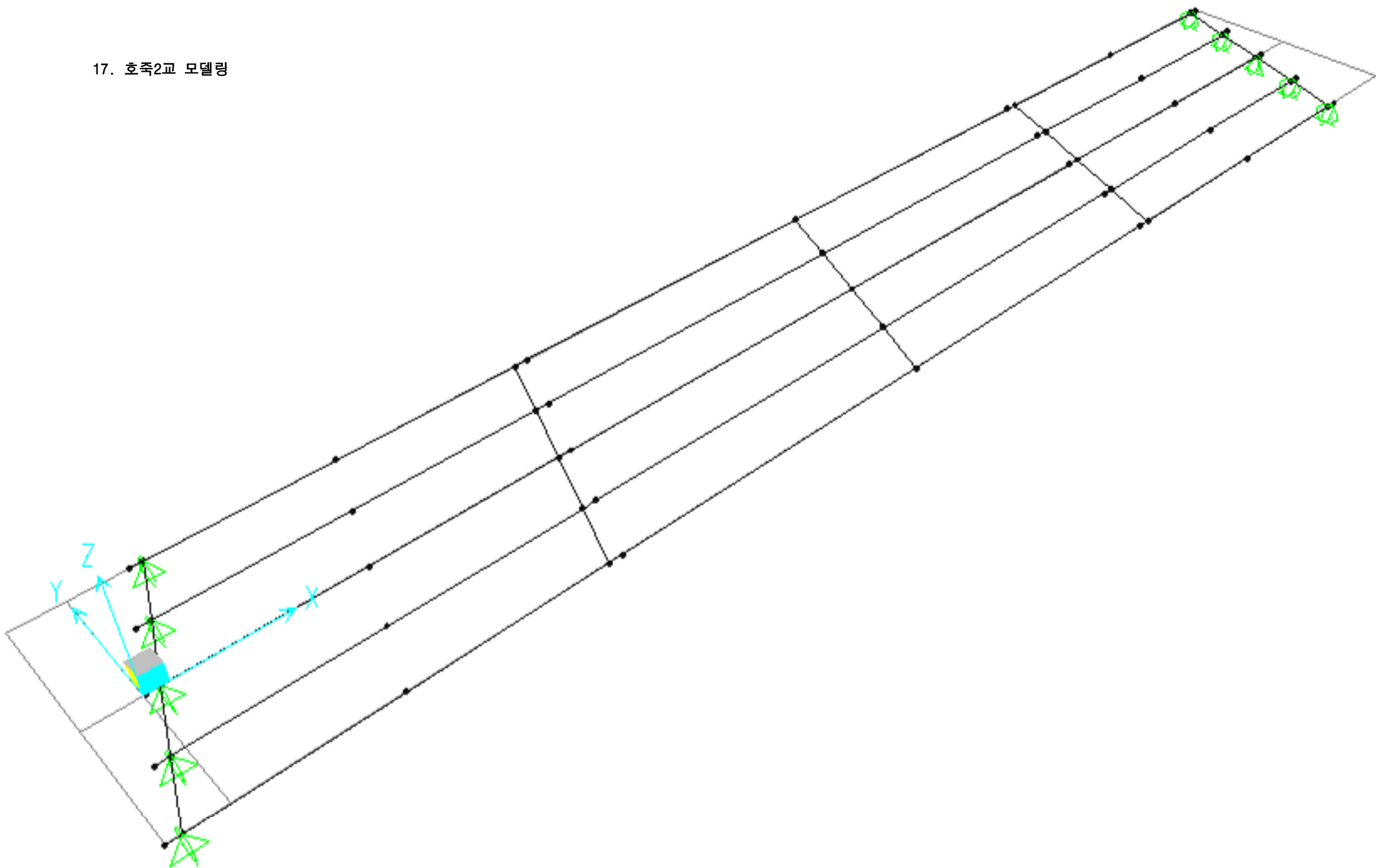
16.2 PS 강재의 신장률

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

$$\Delta L = (P_o + P_{net}) / 2 \times L_{ps} / (A_p \times E_p)$$

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	ΔL(mm)
C1	5	-600.00	-493.31	48.950	-106.439
C2	5	-600.00	-493.31	48.950	-106.439
T1	5	1200.00	967.19	49.217	274.650
T2	4	3400.00	2952.86	49.093	330.680
T3	1	3400.00	2648.32	49.019	314.349
T4	2	3400.00	2790.60	48.971	321.432
T5	3	3400.00	2934.26	48.951	328.754

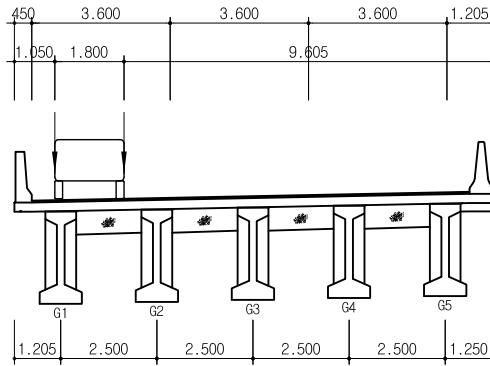
17. 호죽2교 모델링



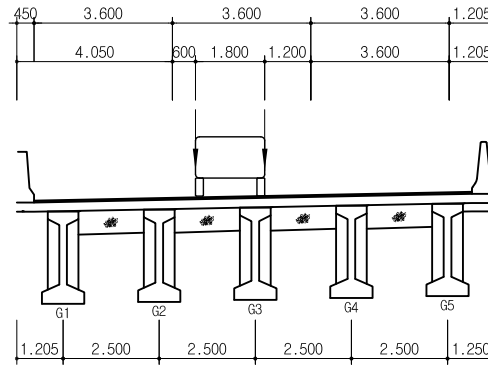
18. 활하중 재하도

(1) DB하중

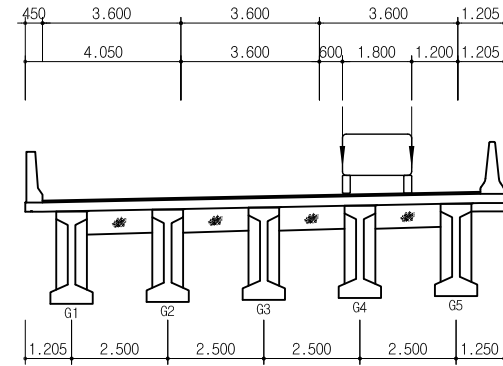
DB1



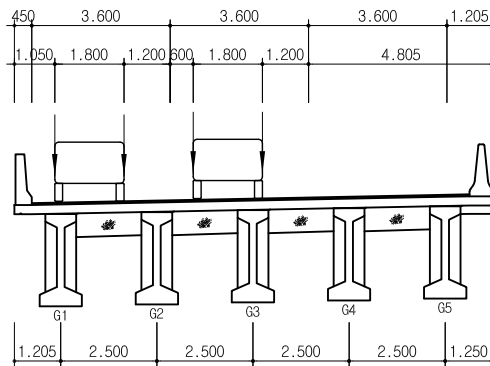
DB2



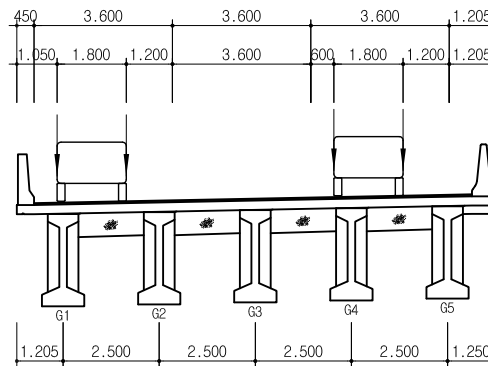
DB3



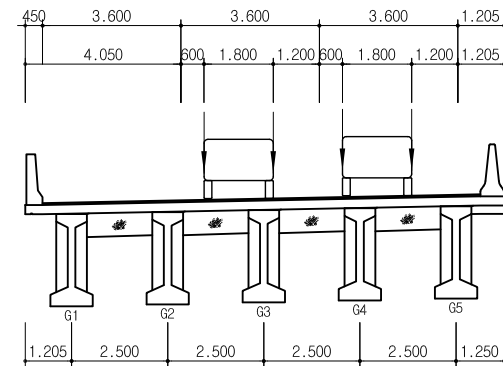
DB12



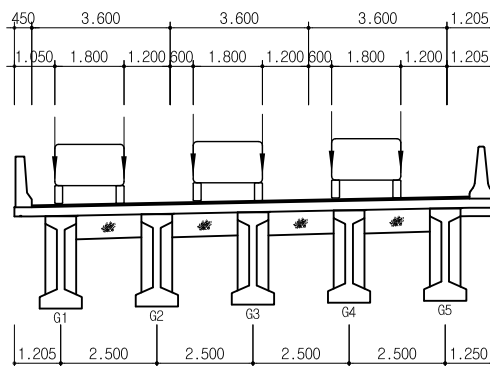
DB13



DB23

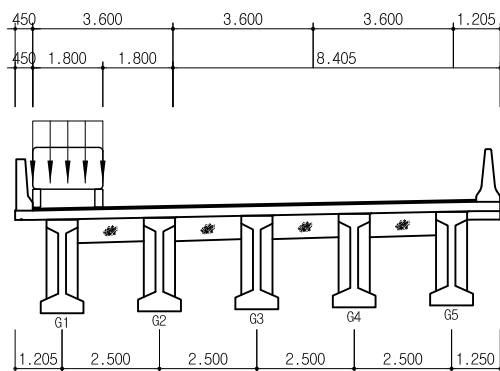


DB123

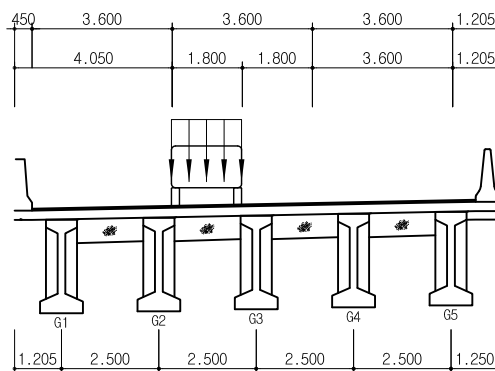


(2) DL하중

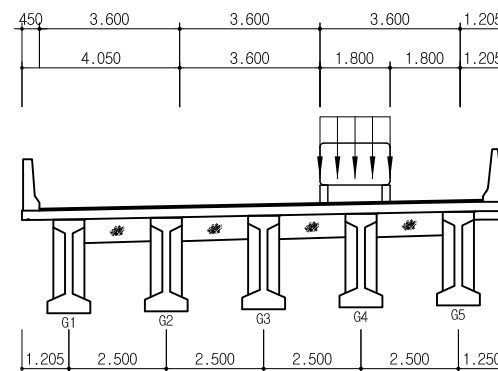
DL1



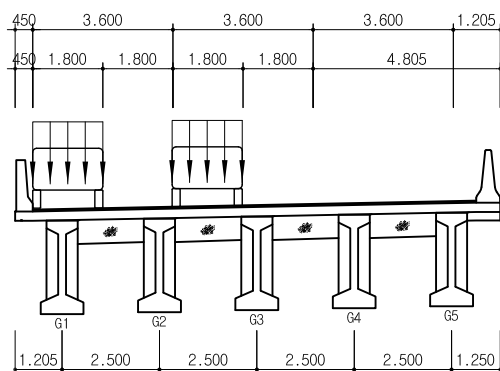
DL2



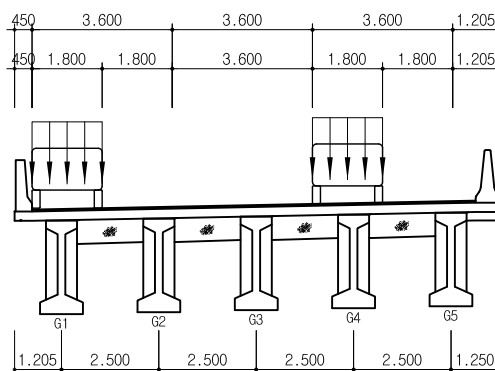
DL3



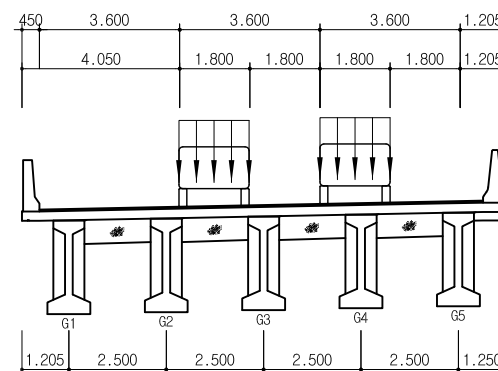
DL12



DL13



DL23



DL123

