BiCon 상부 구조계산서

교량형식	BiCon
교 량 명	복현3교S2
설계등급	1등급
거더전장	49.900 M
교량폭	24.640 M
거더높이	2.600 M

2013년 3월

SAMHYUN (주)삼현 P.F

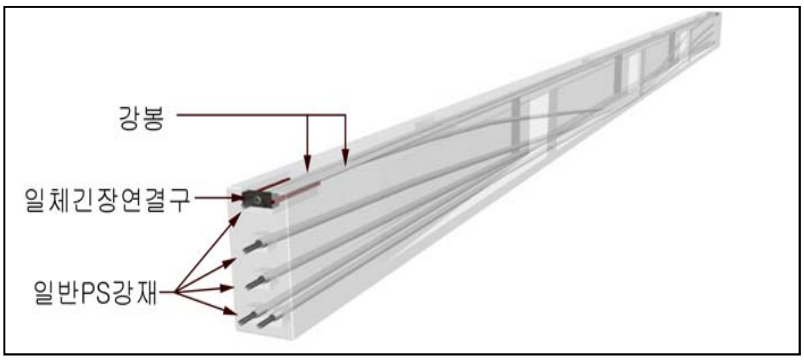
1. 설 계 개 요

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 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 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

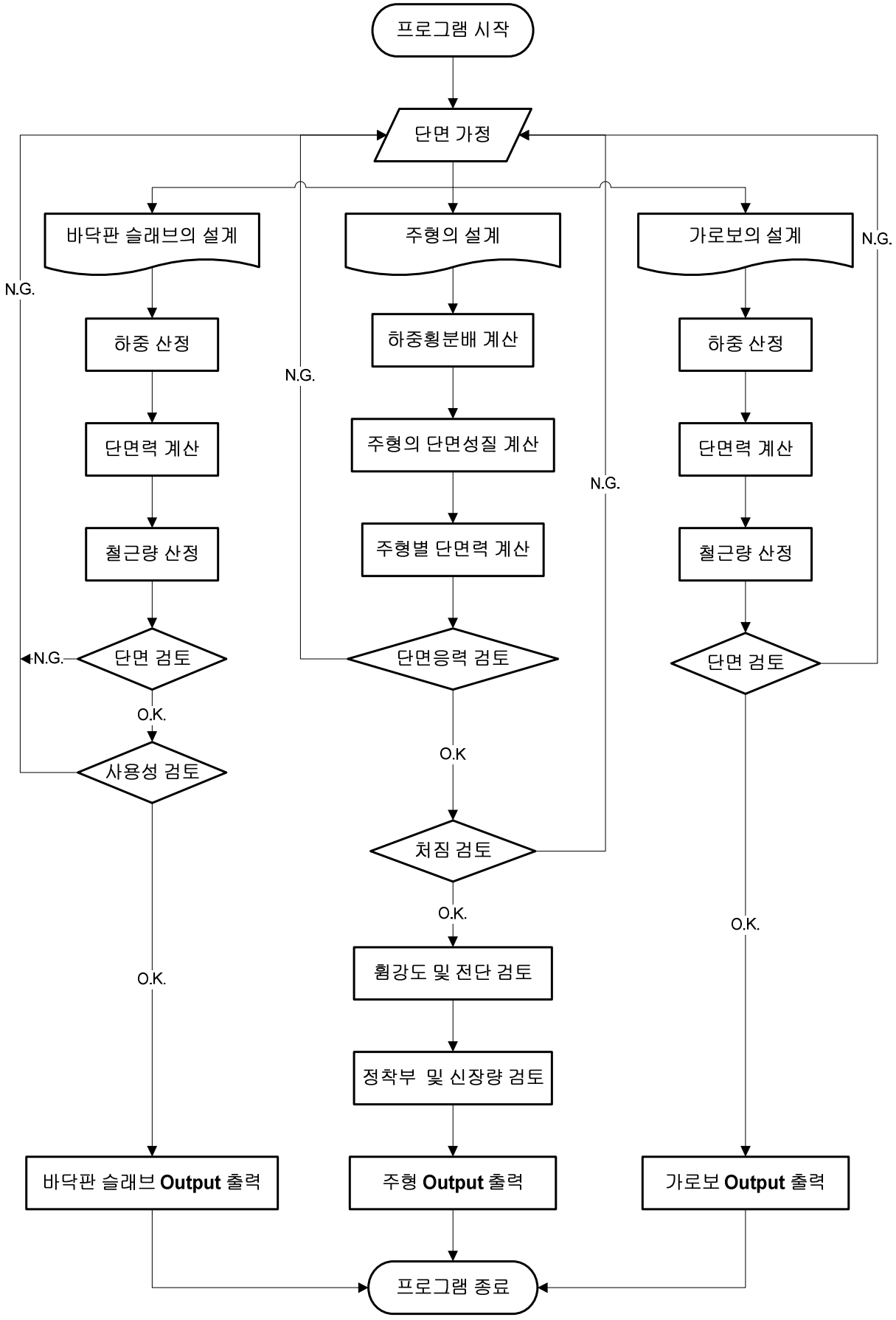
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2003.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
N.G.
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
N.G.
철근량 산정
주형별 단면력 계산
철근량 산정
N.G.
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
O.K
사용성 검토
처짐 검토
O.K.
O.K.
O.K.
휨강도 및 전단 검토
정착부 및 신장량 검토
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 복현3교S2
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 50.000 m

(2) 거 더 전 장 : 49.900 m

(3) 설 계 지 간 : 49.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 24.640 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 Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400) Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 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) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 49) = 0.169 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

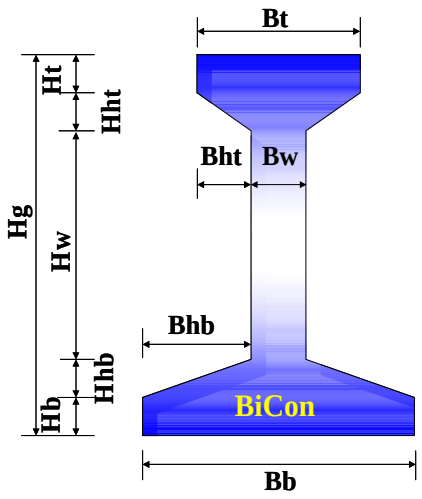
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

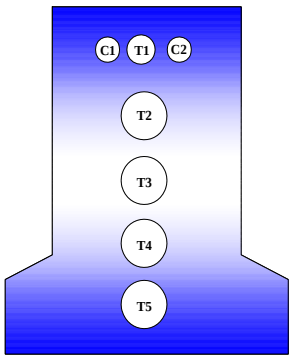
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

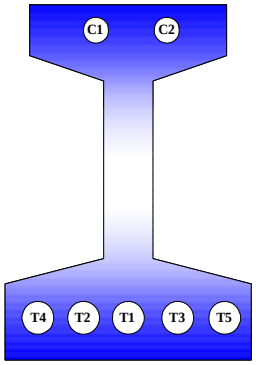
(4) 단부블록크기 : 700 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	16EA	16EA	16EA	16EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-690kN	-690kN	1380kN	3250kN	3250kN	3250kN	3250kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	2475mm	2475mm	2475mm	1750mm	1250mm	750mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	2475mm	2475mm	115mm	125mm	125mm	125mm	125mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

4.1.1 설계조건

(1) 지지부재들이 3개이상의 강재 주거더 또는 콘크리트 지지보와 완전합성으로 거동하고 바닥판의 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우의 철근콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.

(2) 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없다.

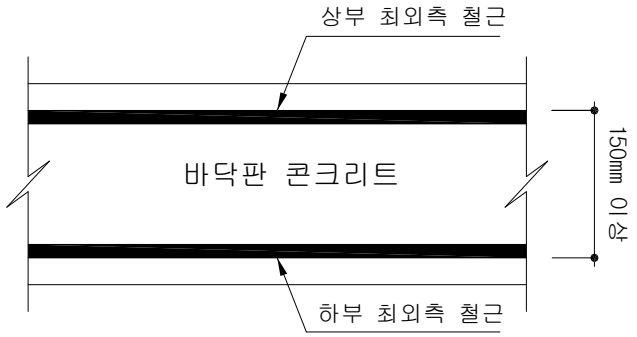
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(4) 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 한다.

(5) 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경우 적용한다.

6 ≤ 1.950 m / 0.240 m = 8.125 ≤ 15 ---------- **O.K**

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 ㎜ ≥ 150 ㎜ ---------- **O.K**

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.950 m ≤ 3.600 m ---------- **O.K**

(8) 바닥판의 흠집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240㎜이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27㎫ 이상인 경우 적용한다.

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

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

1.435 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- **O.K**

1.533 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- **O.K**

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 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 × 240 = 240000 mm^2

(2) 주철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

∑ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

∑ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

∑ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

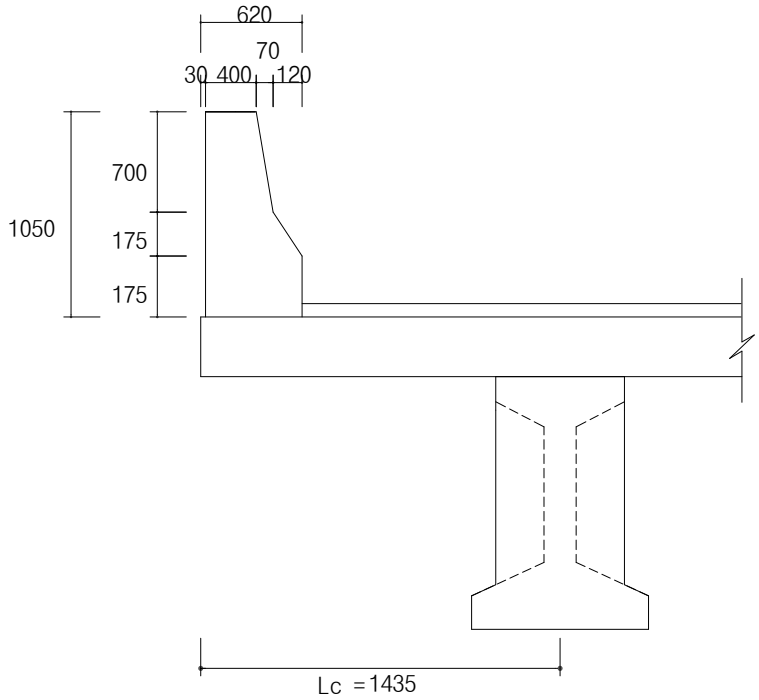
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

∑ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부(좌측)

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

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

L = 0.115 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 212.20 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- **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 (kN · m)
방호벽	0.501	25.000	12.525	0.762	9.544
바닥판	0.248	25.000	6.200	0.518	3.209
포 장	0.021	23.500	0.488	0.208	0.101
방음판			2.000	0.805	1.610
합 계			21.213		14.464

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

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.232 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.374 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (96.000 / 1.232)· 0.115 ·(1 + 0.300) = 11.649 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN·m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN·m

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

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	6.863
활하중 비재하시	0.0030	1670	15.281

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

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

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1030m이며 중심각이 5.591° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R : 0.79 × 10000 / 1030 = 7.7%

Pcf = (96 / 1.232)· 0.077 = 5.977 kN

Mcf = 5.977 × 1.800 = 10.758 kN·m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	14.464	
2	활하중	Ml	11.649	
3	풍하중	Mw	6.863	활하중 재하시
			15.281	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	10.758	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

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

② 사용하중 - 사용성 검토시

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

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	57.835	36.871	
Case 2	38.668	29.745	
Case 3	52.393	43.734	
Case 4	47.933	36.871	
Case 5	50.378	43.734	
Case 6	78.266	60.204	
Case 7	63.693	53.078	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	78.266	
사 용 하 중	60.204	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 78265655.8 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 78265655.8 = 0 에서

As(req) = 1369.678 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0076

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1369.678

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1369.678 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1826.237

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 78.266 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

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

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 1.035 × 1000 / 10 = 103.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (103.5mm) ---------- **처짐검토 불필요**

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 60.204 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

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

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 229.663 MPa

Fsmax (=229.663 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 229.66) - 2.5 × 52.00 = 212.894 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 229.66) = 274.315 mm

Sa는 작은 값인 212.894 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 212.894 mm) ---------- **O.K**

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

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

Ml = 11.649 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 44.439 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

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

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 917.684 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 917.684 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 917.684 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	14.464	
2	활하중	Ml	11.649	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	6.863	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			68.895	
Case 2	1.3		1.3		49.136	
Case 3	1.3	2.6		0.65	53.552	
Case 4	1.3	2.6	1.3		79.424	
Case 5	1.2		1.2	1.2	53.591	
적 용					**79.424**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 79424411.7 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2865.000 × 400.000 = 1146000.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 49.935 mm , c = 49.935 / β1

= 49.935 / 0.85 = 42.444 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 42.444) / 42.444

= 0.0097

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 79424411.7 = 0 에서

As(req) = 1391.534 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0077

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1391.534

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1855.379

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2739.356

∴ As = 2739.356 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

② H 19 @ 200 = 1432.500

∑ = 2865.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

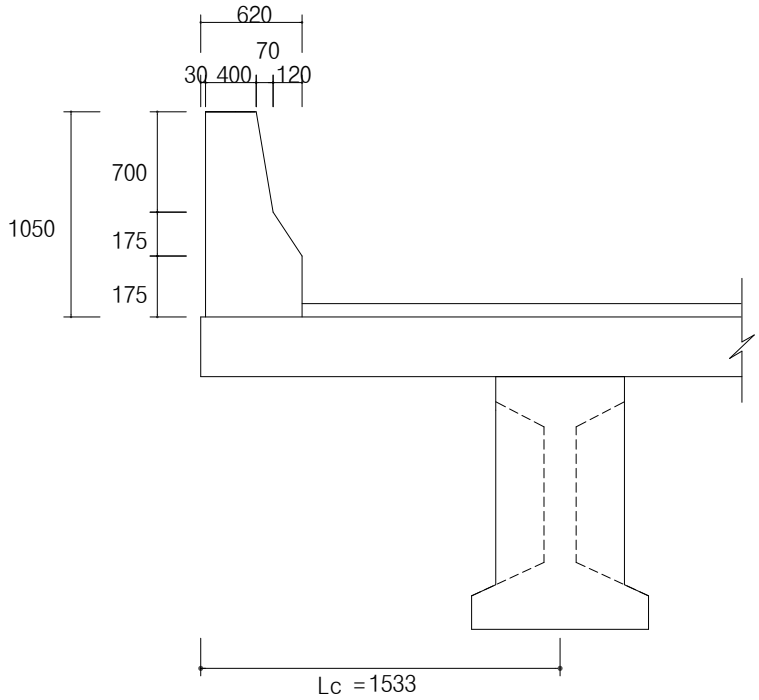
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 151.017 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 49.935 mm

∴ ϕ_f · Mn = 151.017 kN · m > Mu = 79.424 kN · m ---------- O.K

4.3 캔틸레버 부(우측)

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

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

L = 0.213 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 239.64 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 239.640 mm ---------- **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 (kN · m)
방호벽	0.501	25.000	12.525	0.860	10.772
바닥판	0.272	25.000	6.800	0.567	3.852
포 장	0.026	23.500	0.603	0.257	0.155
방음판			2.000	0.903	1.806
합 계			21.928		16.585

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

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.310 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (96.000 / 1.310)· 0.213 ·(1 + 0.300) = 20.286 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN·m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN·m

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

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	6.863
활하중 비재하시	0.0030	1670	15.281

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

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

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1030m이며 중심각이 5.591° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R : 0.79 × 10000 / 1030 = 7.7%

Pcf = (96 / 1.310)· 0.077 = 5.619 kN

Mcf = 5.619 × 1.800 = 10.114 kN·m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.585	
2	활하중	Ml	20.286	
3	풍하중	Mw	6.863	활하중 재하시
			15.281	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	10.114	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

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

② 사용하중 - 사용성 검토시

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

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	78.323	46.985	
Case 2	41.425	31.866	
Case 3	65.541	53.847	
Case 4	61.080	46.985	
Case 5	63.020	53.847	
Case 6	91.413	70.318	
Case 7	66.238	55.199	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	91.413	
사 용 하 중	70.318	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 91413028.6 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0154

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 91413028.6 = 0 에서

As(req) = 1620.875 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0090

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1620.875

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1620.875 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 2161.167

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 109.857 kN · m > Mu = 91.413 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

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

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 1.133 × 1000 / 10 = 113.3 mm

Tcan (240mm) > Tmin (113.3mm) ---------- **처짐검토 불필요**

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 70.318 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01103

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.341

j = 1 - (k / 3) = 0.886

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 222.081 MPa

Fsmax (=222.081 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 222.08) - 2.5 × 52.00 = 224.600 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 222.08) = 283.680 mm

Sa는 작은 값인 224.600 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 224.6 mm) ---------- **O.K**

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

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

Ml = 20.286 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 64.067 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

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

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 1085.986 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 1085.986 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 1085.986 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.585	
2	활하중	Ml	20.286	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	6.863	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			108.789	
Case 2	1.3		1.3		51.893	
Case 3	1.3	2.6		0.65	78.764	
Case 4	1.3	2.6	1.3		104.636	
Case 5	1.2		1.2	1.2	56.137	
적 용					**108.789**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 108789071.4 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 3368.000 × 400.000 = 1347200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 58.702 mm , c = 58.702 / β1

= 58.702 / 0.85 = 49.896 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 49.896) / 49.896

= 0.0078

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 108789071.4 = 0 에서

As(req) = 1964.433 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0109

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1964.433

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2619.244

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 3241.750

∴ As = 3241.75 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

② H 22 @ 200 = 1935.500

∑ = 3368.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

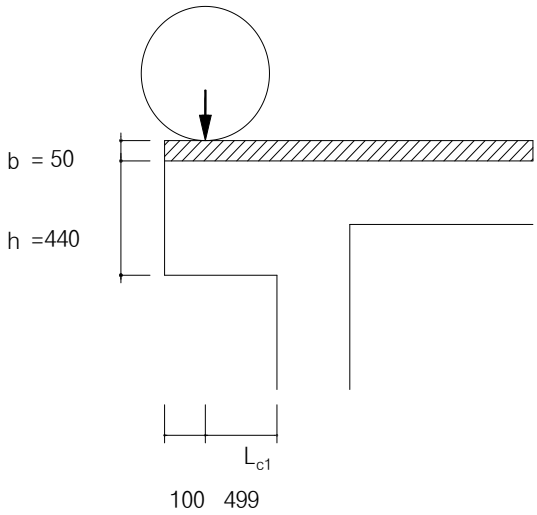
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 172.511 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 58.702 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 172.511 kN · m > Mu = 108.789 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_S = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_C = 0.1 + 0.499 = 0.599 m

Wd = 0.490 x 25 = 12.250 kN/m^2

MD = Wd × L_C^2 / 2 = 2.198 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{C1}) = 0.028 ≤ 0.300 ∴ i = 0.028

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.499 + 0.98 = 1.155 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 53.934 kN · m

(3) 하중조합

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

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 118.816 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 118815624.4 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1588.800 × 400.000 = 635520.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 27.692 mm , c = 27.692 / β1

= 27.692 / 0.85 = 23.538 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 23.538) / 23.538

= 0.0286

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 84320 As - 118815624.4 = 0 에서

As(req) = 1486.781 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0060

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1486.781

② As(min) = 868.000 ∴ As = 1486.781 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1982.375

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 16 @ 250 = 794.400

∑ = 1588.800 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

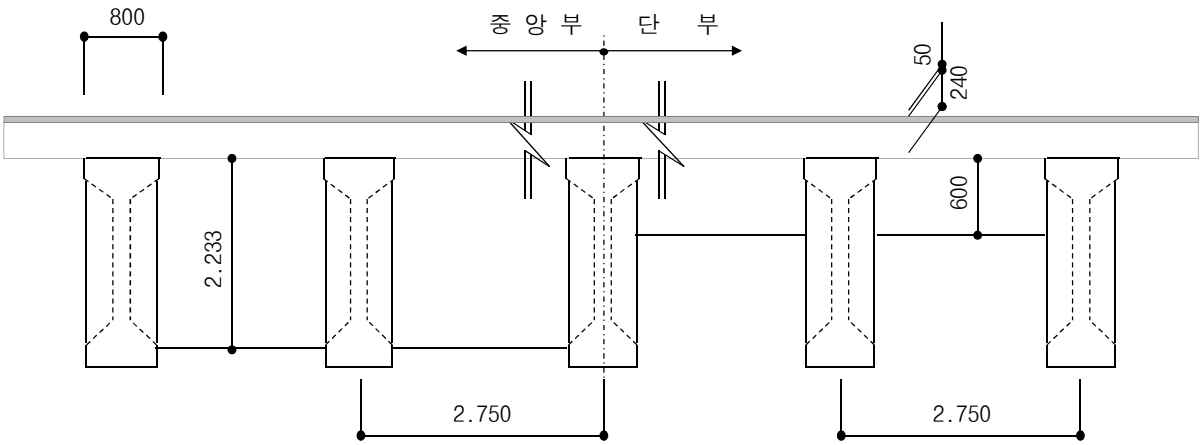
(4) 설계휨강도

ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 126.488 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 27.692 mm

∴ ϕ_f · Mn = 126.488 kN · m > Mu = 118.816 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

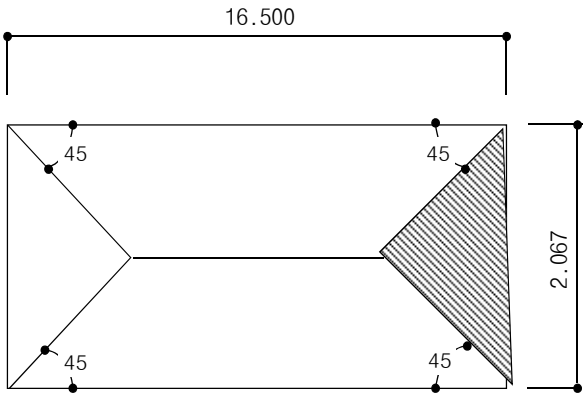
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.750 m

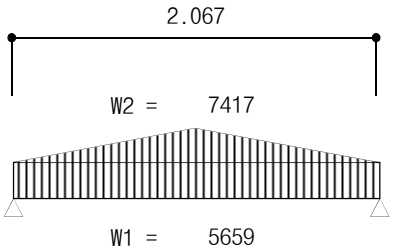
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 70.6 ° 가로보 사지간 1.950 ÷ SIN (70.6) = 2.067 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (70.6) = 0.377 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (70.6) × 0.600 × 2500 × 10 = 5659 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.034 × 2500 + 0.050 × 1.034 × 2350) × 10 = 7417 N/m

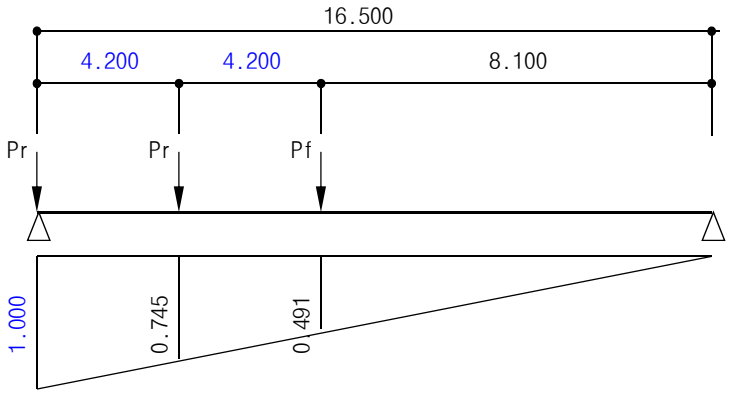
작용 단면력

Rad = 5659 × 2.067 × 1/2 + (2.067 × 7417 × 1/2) × 1/2 = 9684 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5659 \times 2.067^2}{8} + \frac{7417 \times 2.067^2}{12} = 5666 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



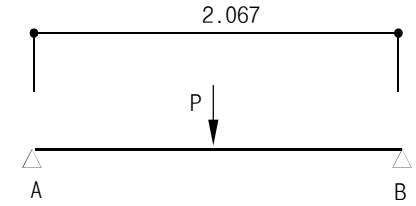
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 < 0.3$$

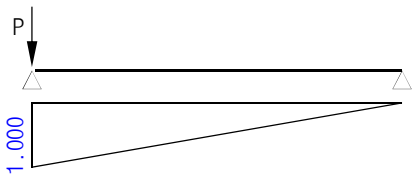
$$P\,(L+i) = \{\ 72.0 \times (\ 1.000 + 0.745\ ) + 18.0 \times 0.491\ )\} \times 1.265 = 170.219\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{170.219 \times 2.067}{4}$$

$$= 87.981 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 170.219 \times 1.000 = 170.219 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	5.666	87.981
Vu	kN	9.684	170.219

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 5.666 + 2.150 \times 87.981 = 196.524 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 9.684 + 2.150 \times 170.219 = 378.560 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

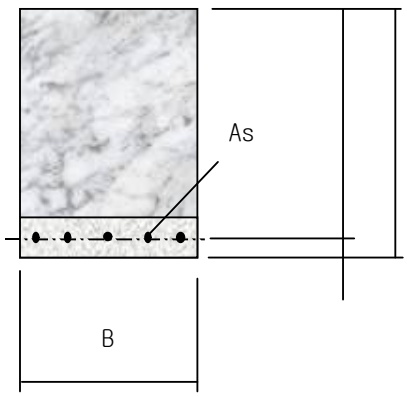
fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 196.524 kN·m

b = 400.0 mm　　h = 840.0 mm

d' = 70.0 mm　　d = 770.0 mm

Ø(Bending) = 0.85



[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1520.1 × 300 = 456030

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 400 = 9180 × a

T = C 이므로, a = 49.676 mm , c = 49.676 / β1

= 49.676 / 0.85 = 42.225 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (770 - 42.225) / 42.225

= 0.0517

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.03268 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ -4.167 As^2 + 196350 As

= 196524000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,023.1 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 1,333.7 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,364.1 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600/(600 + fy) \times d$ = 385.00 mm > $c = a/0.85$ = 58.44 mm

Max. $a = 0.85 \times c$ = 327.25 mm > $a = fy\ As/(0.85\ fck\ b)$ = 49.68 mm

$jd = d - a/2$ = 745.16 mm

$C = 0.85\ fck\ a\ b$ = 456.030 kN , $T = fy\ As$ = 456.030 kN

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd$ = 288.844 kN·m > Mu = 196.524 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.067 ÷ 0.770 = 2.685 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

= 0.8 × 2 × (√27 / 3) × 400 × 770 × 10^{-3}

= 853.555 kN > Su = 378.560 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

= 0.8 × √27 / 6 × 400 × 770 × 10^{-3}

= 213.389 kN < Su = 378.560 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.685}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.685}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

- 공칭전단강도

Φ · Vn = Φ · Vc + Φ · Vs

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ Φ · Vn = 853.555 > Vu = 378.560 kN **O.K.**

4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

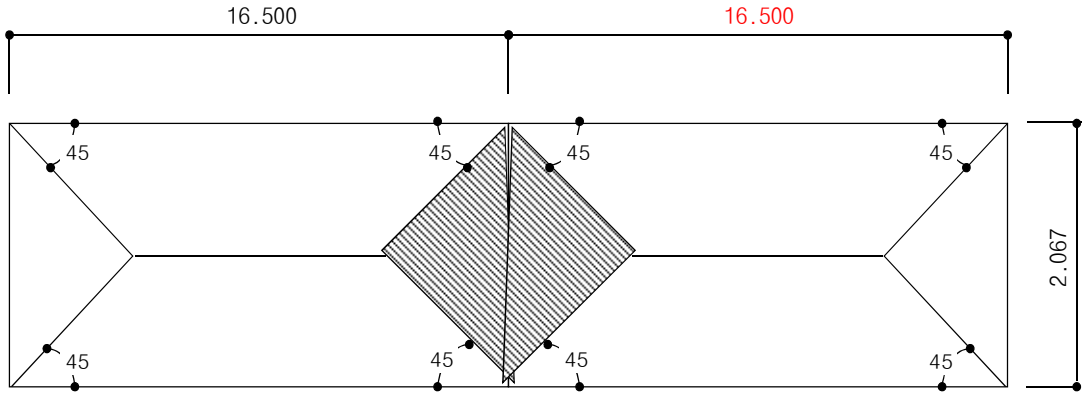
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.750 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 70.6 °　　가로보 사지간 : 1.950 ÷ SIN (70.6) = 2.067 m

2)작용하중

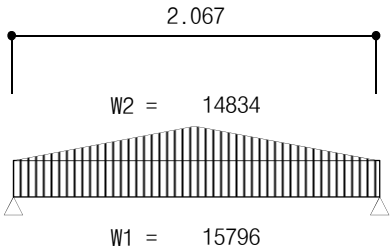
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (70.6) = 0.283 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (70.6) × 2.233 × 2500 × 10 = 15796 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.067 × 2500 + 0.050 × 2.067 × 2350) × 10 = 14834 N/m



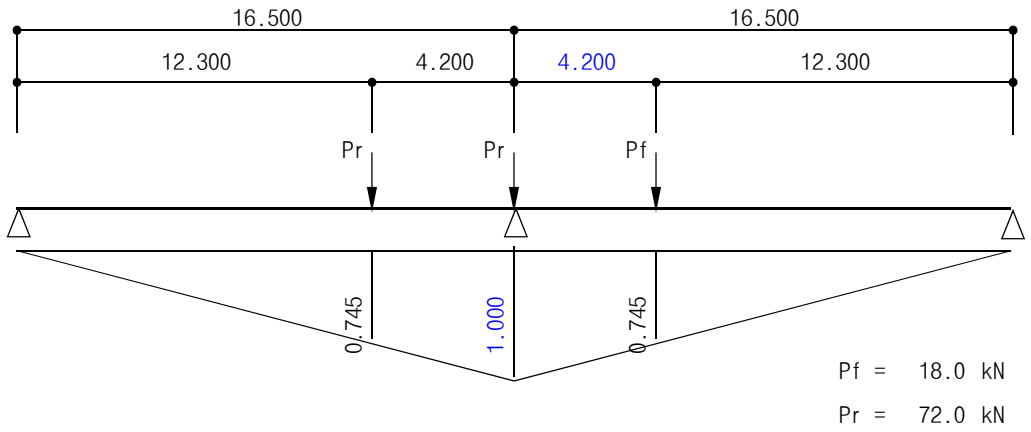
작용 단면력

Rad = 15796 × 2.067 × 1/2 + (2.067 × 14834 × 1/2) × 1/2 = 23996 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{15796 \times 2.067^2}{8} + \frac{14834 \times 2.067^2}{12} = 13724 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

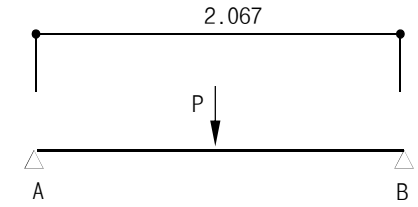
ⓐ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 < 0.3$$

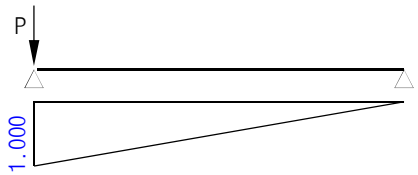
$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.745) + 18.0 \times 0.745 \} \times 1.265 = 175.966 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{175.966 \times 2.067}{4}$$

$$= 90.952 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 175.966 \times 1.000 = 175.966 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

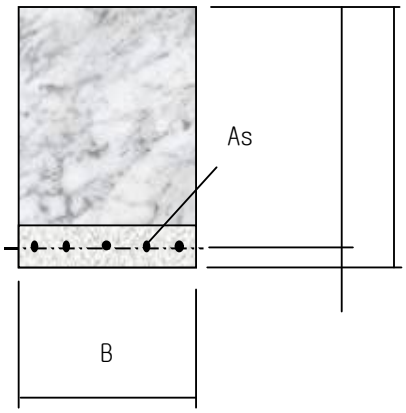
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	13.724	90.952
Vu	kN	23.996	175.966

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 13.724 + 2.150 \times 90.952 = 213.388 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 23.996 + 2.150 \times 175.966 = 409.522 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck =	27	MPa	fy =	300	MPa
Mu =	213.388	kN·m			
b =	300.0	mm	h =	2473.0	mm
d' =	70.0	mm	d =	2403.0	mm
Ø(Bending) =	0.85				

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (2403 - 37.533) / 37.533

= 0.1891

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 612765 As

= 213388000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 349.3 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 3,121.6 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 3,364.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 465.8 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1013.4 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00141 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 2380.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 615.271 kN·m > Mu = 213.388 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.067 ÷ 2.403 = 0.860 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 1997.817 kN > Su = 409.522 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 499.454 kN > Su = 409.522 kN **O.K.**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 481 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.860}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.860}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 1145.366 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 499.454 + 1145.366 = 1644.820 kN < 1997.817 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1644.820 > Vu = 409.522 kN **O.K.**

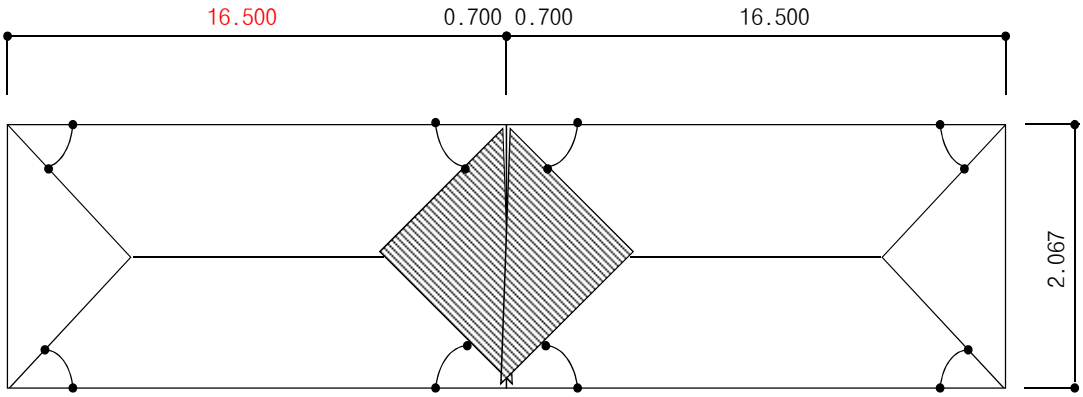
4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	2.233 m	주 빔 간 격 :	2.750 m
빔 폭 :	1.400 m	가로보 순지간 :	2.750 − 0.800 = 1.950 m
교량사각 :	70.6 °	가로보 사지간 :	1.950 ÷ SIN(70.6) = 2.067 m

2)작용하중

(1)고정하중

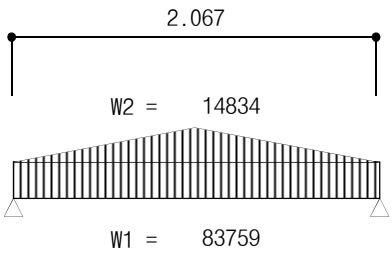


빔 폭: 1.400 × SIN (70.6) = 1.320 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (70.6) × 2.233 × 2500 × 10 = 73714 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 2.067 × 2500 + 0.050 × 2.067 × 2350) × 10 = 14834 N/m



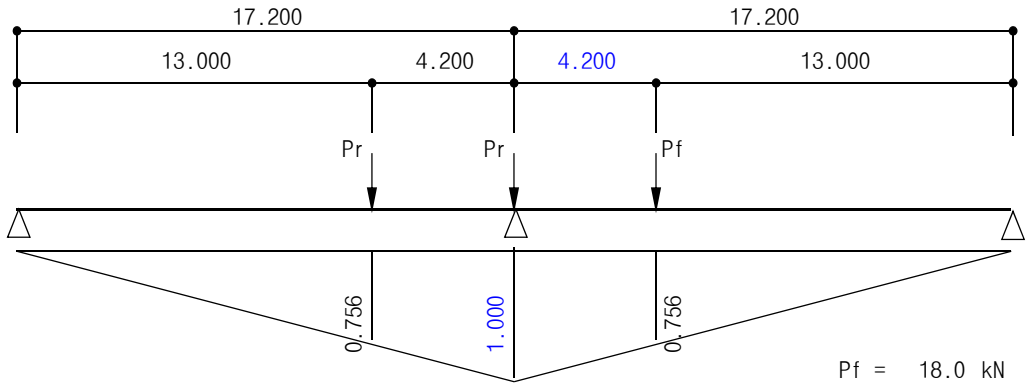
작용 단면력

Rad = 83759 × 2.067 × 1/2 + (2.067 × 14834 × 1/2) × 1/2 = 94252 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{83759 \times 2.067^2}{8} + \frac{14834 \times 2.067^2}{12} = 50037 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-18 하중



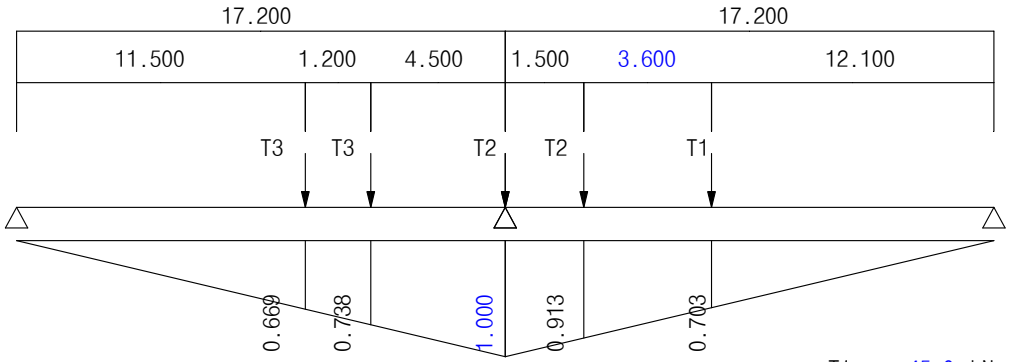
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

충격계수(i) = $\frac{15}{40 + 17.200}$ = 0.262 < 0.3

P (L+i) = { 72.0 × (1.000 + 0.756) + 18.0 × 0.756)} × 1.262 = 176.764 kN

ⓑ Tank-Trailer 하중



T1 = 45.0 kN

T2 = 90.0 kN

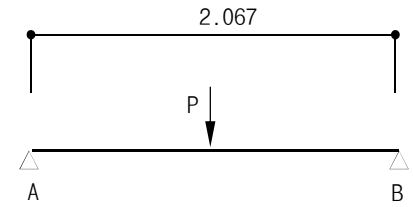
T3 = 65.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 17.200} = 0.262 < 0.3$$

$$Ptr\ (L+i) = \{\ 65.0 \times (\ 0.669 + 0.738\ ) + 90.0 \times (\ 1.000 \times 0.913\ ) + 45.0 \times 0.703\ )\} \times 1.262$$

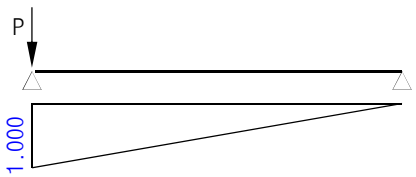
$$= 372.690\ kN$$

작용 단면력



$$Ml = \frac{PL}{4} = \frac{372.690 \times 2.067}{4}$$

$$= 192.632\ kN \cdot m$$



$$RAl = 372.690 \times 1.000 = 372.690\ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	50.037	192.632
Vu	kN	94.252	372.690

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 50.037 + 2.150 \times 192.632 = 479.207\ kN \cdot m$$

$$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 94.252 + 2.150 \times 372.690 = 923.811\ kN \cdot m$$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 479.207 kN·m

b = 1400.0 mm h = 2473.0 mm

d' = 70.0 mm d = 2403.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.00934 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -1.190 As^2 + 612765 As

= 479207000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 783.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 14,567.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 15,699.6 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,044.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00045 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 **O.K.**

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 2395.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 928.713 kN·m > Mu = 479.207 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.067 ÷ 2.403 = 0.860 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 27794.625 kN > Su = 923.811 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 6948.656 kN > Su = 923.811 kN **O.K.**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 801 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.860}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.860}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 2147.561 kN

- 공칭전단강도

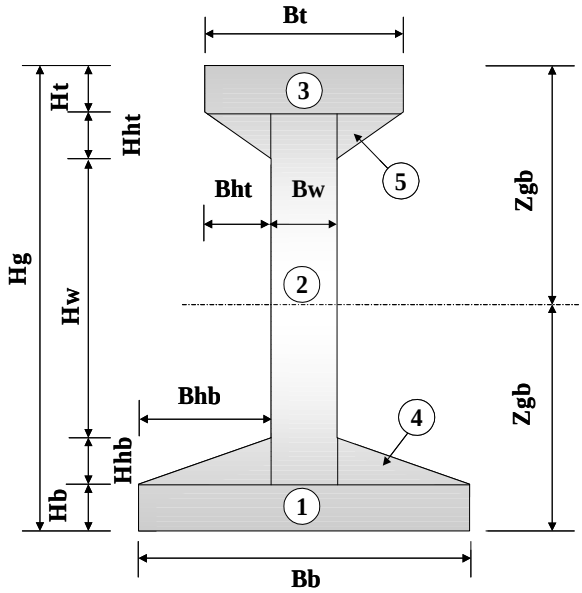
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 6948.656 + 2147.561 = 9096.217 kN < 27794.625 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 9096.217 > Vu = 923.811 kN **O.K.**

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

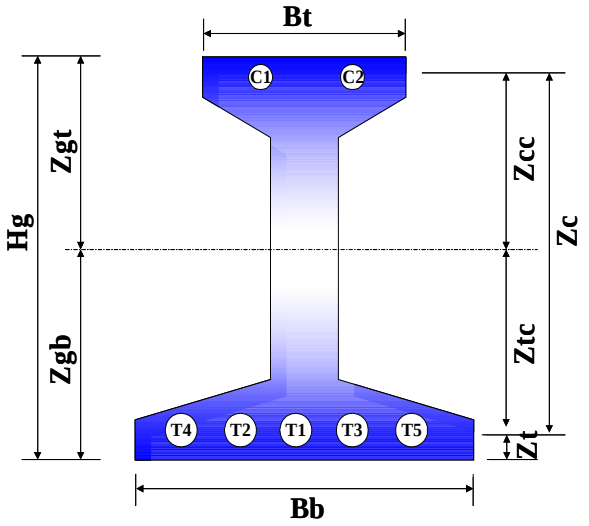


< 단위 : m >

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

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.105502 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.494498 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zgb^2 0.913970 m^4

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

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

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 : 0.000001 m^4

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

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

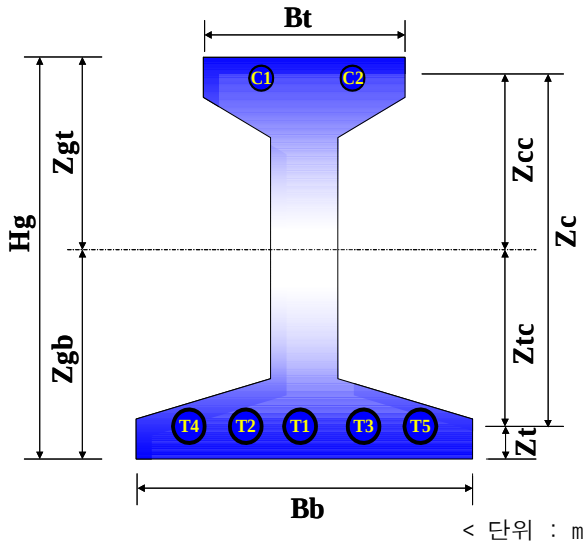
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 : 0.000014 m^4

▷ 순단면 < 단위 : m >

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

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.127517 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.472483 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.347483 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.003830 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.876314 m^4

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

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

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 = 2.513E-07 m^4

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z^2	Io
T1	7	0.00097	0.115	0.00011	0.00001	7.501E-08
T2	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T3	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T4	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T5	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
∑		0.00985	0.124	0.00122	0.00015	1.643E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 1.7302E-06 m^4

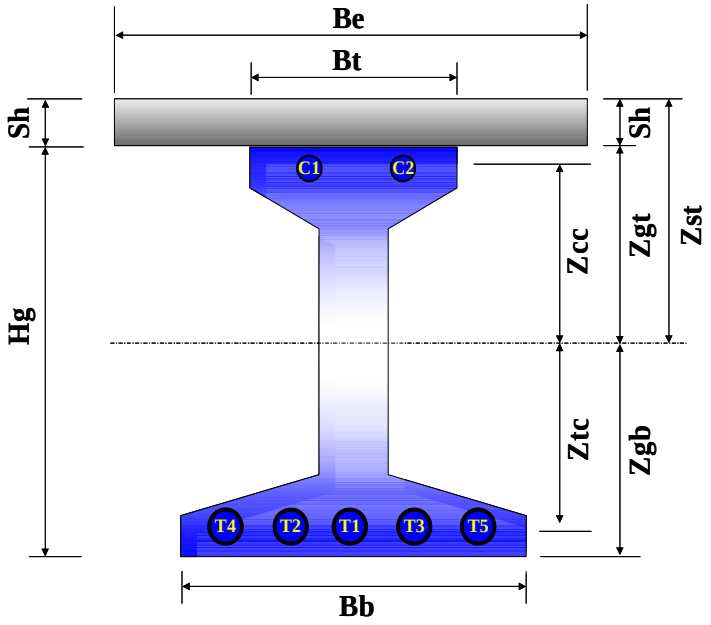
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
순 단 면	1.000	1.01095	1.128	1.13987	1.28522	0.876314
PS 강봉	6.474	0.01628	2.475	0.04028	0.09970	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.06375	0.124	0.00791	0.00098	1.120E-05
∑		1.09098	1.089	1.18805	1.38590	0.876327

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.088977 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.511023 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.386023 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.964963 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.968459 m^4

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.420 m

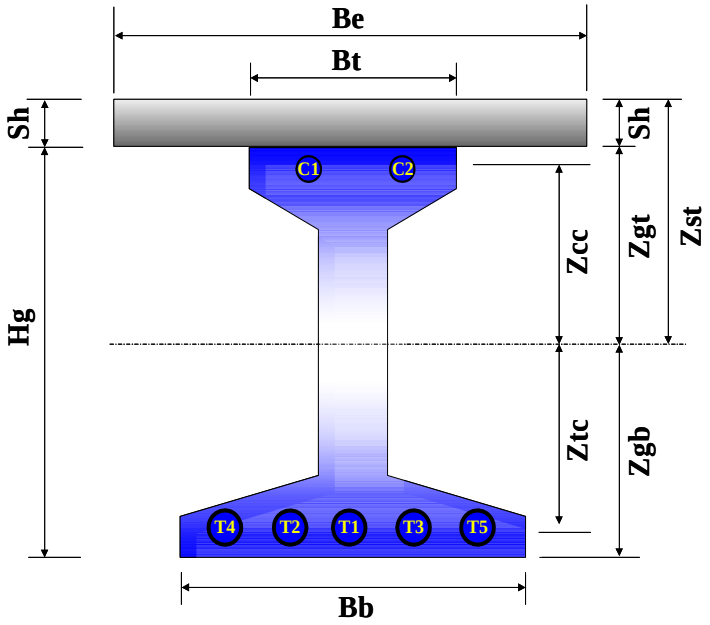
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.503	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.860	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.695	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.695	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.58212	2.720	1.58337	4.30676	0.002794
∑		1.67310	1.656	2.77142	5.60052	0.971254

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.656456 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.943544 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.818544 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.532442 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.183544 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 = 1.981037 m^4

5.4.2 G2~G8 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

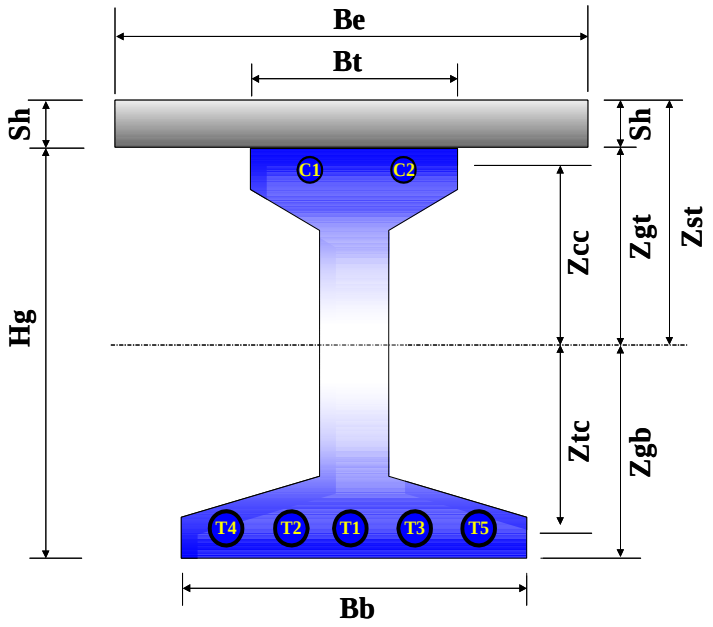
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.59400	2.720	1.61568	4.39465	0.002851
∑		1.68498	1.664	2.80373	5.68841	0.971311

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.663955 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.936045 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.811045 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.539941 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.176045 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 = 1.994437 m^4

5.4.3 G9 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.420 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.503	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.860	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.695	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.695	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.58212	2.720	1.58337	4.30676	0.002794
∑		1.67310	1.656	2.77142	5.60052	0.971254

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.656456 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.943544 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.818544 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.532442 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.183544 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 1.981037 m^4

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.67310	1.981037	1.184	0.944	-1.656	0.819	-1.532

5.5.2 G2~G8 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.68498	1.994437	1.176	0.936	-1.664	0.811	-1.540

5.5.3 G9 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.67310	1.981037	1.184	0.944	-1.656	0.819	-1.532

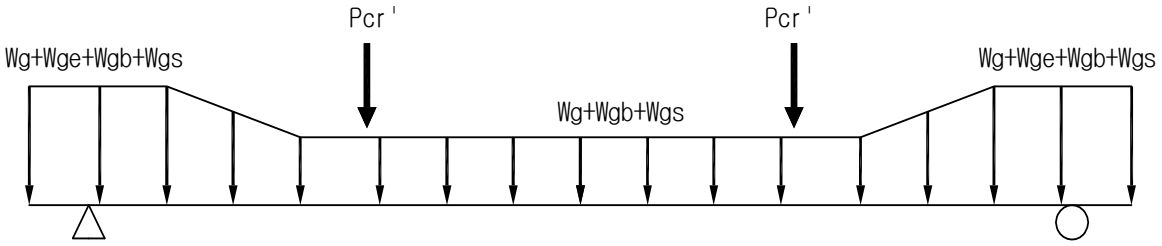
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	1.011	×	25000			=	25274	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	1.135	×	25000			=	28375	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	1.135	×	1 ×	25000	× 1 EA	=	17025	N
강 봉 (Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA			=	204	N/m
T1 강연선 (Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA			=	77	N/m
T2~T5 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	4 EA ×	16 EA		=	705	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.695 × 25000 = 16170 N/m

(2) G2~G8 거더 : 0.240 × 2.750 × 25000 = 16500 N/m

(3) G9 거더 : 0.240 × 2.695 × 25000 = 16170 N/m

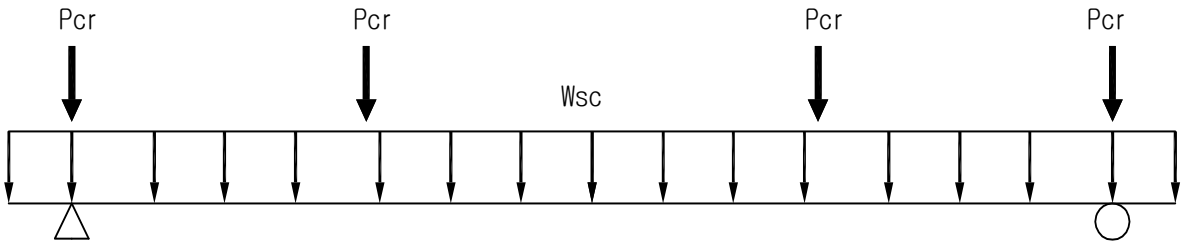
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.38 × 25000 = 23031 N

(2) G2~G8 거더 : 0.300 × 2.233 × 2.75 × 25000 = 46063 N

(3) G9 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.38 × 25000 = 23031 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.501 × 25000 = 12513 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.501 × 25000 = 12513 N/m

(3) 중앙부 하중

- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/㎡

(4) 기타 하중

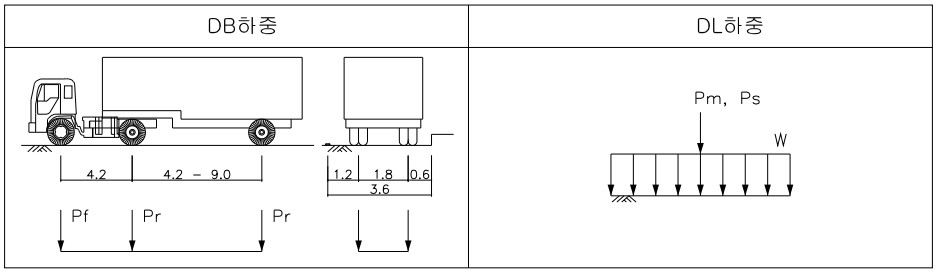
	위치	하중크기
1) 방음벽(좌)	0.230m	2000N/m
2) 방음벽(우)	24.410m	2000N/m
3) 중분대	12.320m	10540N/m
4) 내측풍하중1	22.800m	-4980N/m
5) 내측풍하중2	26.020m	4980N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 6 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

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

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.999383	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026958	0.003911
요소 중심간격(V)	2.750	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 12.320m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 21817.242

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 1.298$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 126.033

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.104$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

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

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

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (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, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

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

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

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

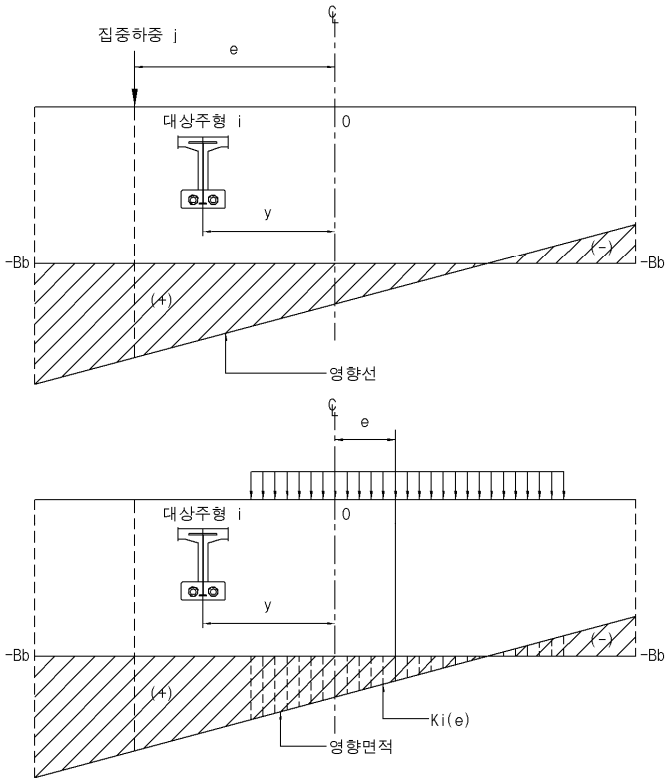
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 매트릭스 $[E]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.
y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0)×√(α)

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	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	11.000	8.250	5.500	2.750	0.000	-2.750	-5.500	-8.250	-11.000	(∑)
-1.00×Bb	-12.320	0.006	0.002	-0.005	-0.020	-0.038	-0.037	0.039	0.282	0.769	1.000
-0.75×Bb	-9.240	0.002	-0.003	-0.006	-0.005	0.014	0.070	0.183	0.334	0.410	1.000
-0.50×Bb	-6.160	-0.004	-0.006	0.000	0.026	0.090	0.197	0.298	0.260	0.138	1.000
-0.25×Bb	-3.080	-0.013	0.000	0.032	0.100	0.208	0.297	0.239	0.121	0.015	1.000
0.00×Bb	0.000	-0.016	0.034	0.113	0.222	0.296	0.222	0.113	0.034	-0.016	1.000
0.25×Bb	3.080	0.015	0.121	0.239	0.297	0.208	0.100	0.032	0.000	-0.013	1.000
0.50×Bb	6.160	0.138	0.260	0.298	0.197	0.090	0.026	0.000	-0.006	-0.004	1.000
0.75×Bb	9.240	0.410	0.334	0.183	0.070	0.014	-0.005	-0.006	-0.003	0.002	1.000
1.00×Bb	12.320	0.769	0.282	0.039	-0.037	-0.038	-0.020	-0.005	0.002	0.006	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 11.000	G2 8.250	G3 5.500	G4 2.750	G5 0.000	G6 -2.750	G7 -5.500	G8 -8.250	G9 -11.000	합계 (∑)
방호벽(좌)	12.047	0.737	0.287	0.052	-0.027	-0.033	-0.018	-0.005	0.002	0.006	1.000
방호벽(우)	-12.047	0.006	0.002	-0.005	-0.018	-0.033	-0.027	0.052	0.287	0.737	1.000
콘크리트포장	0.000	2.276	2.557	2.708	2.767	2.781	2.767	2.708	2.557	2.276	23.400
방음벽(좌)	12.090	0.742	0.286	0.050	-0.029	-0.034	-0.019	-0.005	0.002	0.006	1.000
방음벽(우)	-12.090	0.006	0.002	-0.005	-0.019	-0.034	-0.029	0.050	0.286	0.742	1.000
중분대	0.000	-0.016	0.034	0.113	0.222	0.296	0.222	0.113	0.034	-0.016	1.000
내측풍하중1	-10.480	0.004	-0.001	-0.006	-0.011	-0.008	0.026	0.125	0.317	0.554	1.000
내측풍하중2	-13.700	0.008	0.005	-0.004	-0.026	-0.060	-0.084	-0.026	0.255	0.933	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	11.000	8.250	5.500	2.750	0.000	-2.750	-5.500	-8.250	-11.000	(∑)
DB1	10.200	1.044	0.639	0.277	0.073	-0.005	-0.019	-0.012	-0.002	0.006	2.000
DB2	7.200	0.438	0.594	0.531	0.305	0.123	0.028	-0.006	-0.010	-0.004	2.000
DB3	4.200	0.100	0.340	0.550	0.536	0.325	0.138	0.035	-0.006	-0.019	2.000
DB4	-1.805	-0.031	0.023	0.122	0.296	0.508	0.557	0.371	0.161	-0.006	2.000
DB5	-4.805	-0.016	-0.009	0.022	0.109	0.279	0.499	0.575	0.394	0.147	2.000
DB6	-7.805	-0.001	-0.009	-0.009	0.015	0.093	0.256	0.488	0.627	0.541	2.000

(2) DL하중

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	11.000	8.250	5.500	2.750	0.000	-2.750	-5.500	-8.250	-11.000	(∑)
DL1	10.200	0.521	0.322	0.138	0.036	-0.003	-0.010	-0.006	-0.001	0.003	1.000
DL2	7.200	0.212	0.303	0.270	0.152	0.060	0.012	-0.004	-0.005	-0.002	1.000
DL3	4.200	0.045	0.168	0.281	0.274	0.162	0.067	0.016	-0.004	-0.010	1.000
DL4	-1.805	-0.016	0.010	0.058	0.146	0.258	0.286	0.185	0.078	-0.006	1.000
DL5	-4.805	-0.008	-0.005	0.010	0.052	0.138	0.253	0.297	0.196	0.068	1.000
DL6	-7.805	-0.001	-0.005	-0.005	0.006	0.045	0.127	0.247	0.322	0.264	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DB1	1.044	0.639	0.277	0.073	-0.005	-0.019	-0.012	-0.002	0.006	2.000
DB2	0.438	0.594	0.531	0.305	0.123	0.028	-0.006	-0.010	-0.004	2.000
DB3	0.100	0.340	0.550	0.536	0.325	0.138	0.035	-0.006	-0.019	2.000
DB4	-0.031	0.023	0.122	0.296	0.508	0.557	0.371	0.161	-0.006	2.000
DB5	-0.016	-0.009	0.022	0.109	0.279	0.499	0.575	0.394	0.147	2.000
DB6	-0.001	-0.009	-0.009	0.015	0.093	0.256	0.488	0.627	0.541	2.000
DB12	1.482	1.233	0.807	0.378	0.118	0.008	-0.018	-0.012	0.003	4.000
DB13	1.145	0.978	0.827	0.609	0.320	0.119	0.023	-0.008	-0.013	4.000
DB14	1.013	0.661	0.398	0.369	0.503	0.537	0.359	0.159	0.001	4.000
DB15	1.028	0.630	0.299	0.182	0.274	0.479	0.563	0.391	0.154	4.000
DB16	1.043	0.630	0.268	0.088	0.087	0.236	0.476	0.625	0.548	4.000
DB22	0.877	1.189	1.061	0.611	0.247	0.056	-0.012	-0.020	-0.008	4.000
DB24	0.407	0.617	0.652	0.601	0.632	0.584	0.365	0.151	-0.010	4.000
DB25	0.422	0.586	0.553	0.414	0.402	0.527	0.569	0.384	0.143	4.000
DB26	0.437	0.586	0.522	0.320	0.216	0.283	0.482	0.617	0.537	4.000
DB34	0.069	0.362	0.671	0.832	0.833	0.695	0.406	0.155	-0.025	4.000
DB35	0.085	0.331	0.572	0.645	0.604	0.637	0.610	0.388	0.128	4.000
DB36	0.099	0.331	0.541	0.551	0.418	0.394	0.523	0.621	0.522	4.000
DB45	-0.047	0.014	0.144	0.405	0.787	1.055	0.946	0.555	0.142	4.000
DB46	-0.033	0.014	0.113	0.311	0.601	0.812	0.859	0.788	0.536	4.000
DB56	-0.017	-0.018	0.013	0.124	0.371	0.754	1.063	1.021	0.689	4.000
DB123	1.425	1.416	1.221	0.823	0.399	0.132	0.015	-0.017	-0.015	5.400
DB124	1.306	1.130	0.836	0.607	0.564	0.509	0.317	0.134	-0.003	5.400
DB125	1.320	1.102	0.746	0.439	0.357	0.457	0.501	0.343	0.135	5.400
DB126	1.333	1.102	0.718	0.354	0.190	0.238	0.423	0.553	0.490	5.400
DB134	1.002	0.901	0.853	0.815	0.745	0.608	0.354	0.138	-0.017	5.400
DB135	1.016	0.873	0.764	0.646	0.539	0.556	0.538	0.347	0.121	5.400
DB136	1.029	0.873	0.736	0.562	0.371	0.337	0.460	0.557	0.476	5.400
DB145	0.897	0.587	0.378	0.430	0.704	0.932	0.840	0.497	0.133	5.400
DB146	0.910	0.587	0.350	0.345	0.536	0.713	0.762	0.707	0.488	5.400
DB156	0.924	0.559	0.261	0.177	0.330	0.661	0.946	0.917	0.626	5.400
DB234	0.457	0.861	1.082	1.024	0.861	0.651	0.360	0.130	-0.026	5.400
DB235	0.471	0.833	0.992	0.856	0.655	0.599	0.544	0.340	0.112	5.400
DB236	0.484	0.833	0.964	0.771	0.487	0.380	0.466	0.550	0.466	5.400
DB245	0.352	0.548	0.607	0.639	0.819	0.975	0.846	0.490	0.124	5.400
DB246	0.365	0.547	0.579	0.555	0.652	0.756	0.768	0.700	0.479	5.400
DB256	0.379	0.519	0.489	0.386	0.445	0.704	0.952	0.909	0.616	5.400
DB345	0.048	0.318	0.624	0.847	1.001	1.074	0.883	0.494	0.110	5.400
DB346	0.061	0.318	0.596	0.762	0.833	0.856	0.805	0.704	0.465	5.400
DB356	0.075	0.290	0.507	0.594	0.627	0.804	0.989	0.913	0.602	5.400
DB456	-0.044	0.004	0.121	0.378	0.791	1.180	1.291	1.063	0.615	5.400
DB1234	1.164	1.197	1.109	0.908	0.714	0.528	0.291	0.107	-0.017	6.000
DB1235	1.175	1.173	1.034	0.768	0.542	0.484	0.444	0.281	0.098	6.000
DB1236	1.186	1.173	1.011	0.697	0.402	0.302	0.379	0.456	0.394	6.000
DB1245	1.077	0.935	0.713	0.587	0.679	0.798	0.696	0.407	0.108	6.000
DB1246	1.087	0.935	0.690	0.517	0.539	0.615	0.631	0.582	0.404	6.000
DB1256	1.099	0.912	0.615	0.377	0.367	0.572	0.784	0.756	0.518	6.000
DB1345	0.823	0.744	0.728	0.761	0.830	0.881	0.727	0.410	0.097	6.000

DB1346	0.834	0.744	0.704	0.690	0.691	0.698	0.662	0.585	0.392	6.000
DB1356	0.845	0.721	0.630	0.550	0.519	0.655	0.815	0.759	0.507	6.000
DB1456	0.747	0.483	0.309	0.369	0.656	0.969	1.066	0.885	0.517	6.000
DB2345	0.369	0.711	0.918	0.935	0.927	0.916	0.731	0.404	0.089	6.000
DB2346	0.380	0.711	0.895	0.864	0.787	0.734	0.666	0.579	0.384	6.000
DB2356	0.391	0.687	0.820	0.724	0.615	0.691	0.819	0.753	0.499	6.000
DB2456	0.292	0.450	0.499	0.544	0.752	1.004	1.071	0.879	0.509	6.000
DB3456	0.039	0.259	0.513	0.717	0.903	1.087	1.102	0.882	0.498	6.000
DB12345	1.152	1.190	1.126	0.990	0.923	0.902	0.722	0.402	0.094	7.500
DB12346	1.163	1.190	1.102	0.919	0.783	0.719	0.657	0.577	0.389	7.500
DB12356	1.174	1.166	1.028	0.779	0.611	0.676	0.810	0.752	0.504	7.500
DB12456	1.075	0.929	0.706	0.599	0.748	0.990	1.062	0.877	0.514	7.500
DB13456	0.822	0.738	0.721	0.772	0.900	1.073	1.093	0.880	0.503	7.500
DB23456	0.368	0.704	0.911	0.946	0.996	1.108	1.097	0.874	0.495	7.500
DB123456	1.151	1.183	1.119	1.001	0.992	1.093	1.088	0.872	0.500	9.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DL1	0.521	0.322	0.138	0.036	-0.003	-0.010	-0.006	-0.001	0.003	1.000
DL2	0.212	0.303	0.270	0.152	0.060	0.012	-0.004	-0.005	-0.002	1.000
DL3	0.045	0.168	0.281	0.274	0.162	0.067	0.016	-0.004	-0.010	1.000
DL4	-0.016	0.010	0.058	0.146	0.258	0.286	0.185	0.078	-0.006	1.000
DL5	-0.008	-0.005	0.010	0.052	0.138	0.253	0.297	0.196	0.068	1.000
DL6	-0.001	-0.005	-0.005	0.006	0.045	0.127	0.247	0.322	0.264	1.000
DL12	0.734	0.625	0.409	0.188	0.057	0.002	-0.010	-0.006	0.001	2.000
DL13	0.567	0.490	0.420	0.310	0.158	0.057	0.010	-0.005	-0.006	2.000
DL14	0.505	0.332	0.197	0.182	0.255	0.276	0.179	0.077	-0.002	2.000
DL15	0.513	0.317	0.148	0.088	0.135	0.243	0.290	0.195	0.071	2.000
DL16	0.521	0.317	0.133	0.042	0.041	0.117	0.241	0.321	0.267	2.000
DL22	0.425	0.607	0.541	0.304	0.120	0.025	-0.008	-0.011	-0.004	2.000
DL24	0.196	0.313	0.329	0.299	0.318	0.299	0.181	0.073	-0.007	2.000
DL25	0.205	0.298	0.280	0.204	0.198	0.265	0.293	0.191	0.066	2.000
DL26	0.212	0.299	0.265	0.158	0.104	0.139	0.243	0.317	0.262	2.000
DL34	0.029	0.178	0.340	0.420	0.420	0.353	0.201	0.074	-0.015	2.000
DL35	0.037	0.163	0.291	0.326	0.299	0.320	0.313	0.192	0.058	2.000
DL36	0.045	0.164	0.276	0.280	0.206	0.194	0.263	0.318	0.254	2.000
DL45	-0.024	0.005	0.068	0.199	0.396	0.539	0.482	0.274	0.062	2.000
DL46	-0.017	0.005	0.053	0.153	0.303	0.413	0.432	0.400	0.258	2.000
DL56	-0.008	-0.010	0.004	0.058	0.182	0.380	0.544	0.518	0.332	2.000
DL123	0.701	0.714	0.621	0.416	0.197	0.062	0.005	-0.009	-0.007	2.700
DL124	0.646	0.572	0.420	0.301	0.283	0.260	0.157	0.064	-0.004	2.700
DL125	0.653	0.558	0.376	0.216	0.175	0.230	0.258	0.171	0.063	2.700
DL126	0.660	0.559	0.363	0.175	0.091	0.116	0.213	0.284	0.239	2.700
DL134	0.495	0.450	0.430	0.411	0.375	0.309	0.175	0.066	-0.011	2.700
DL135	0.503	0.437	0.386	0.326	0.267	0.279	0.276	0.172	0.056	2.700
DL136	0.509	0.437	0.373	0.284	0.183	0.165	0.231	0.285	0.232	2.700
DL145	0.448	0.294	0.186	0.211	0.353	0.476	0.428	0.245	0.059	2.700
DL146	0.454	0.294	0.172	0.170	0.270	0.362	0.383	0.359	0.235	2.700
DL156	0.462	0.281	0.128	0.085	0.161	0.333	0.484	0.465	0.302	2.700
DL234	0.218	0.433	0.549	0.515	0.432	0.329	0.177	0.062	-0.015	2.700
DL235	0.225	0.420	0.505	0.430	0.323	0.299	0.278	0.168	0.051	2.700

DL236	0.231	0.420	0.492	0.389	0.239	0.185	0.233	0.282	0.227	2.700
DL245	0.170	0.277	0.305	0.316	0.410	0.496	0.430	0.242	0.055	2.700
DL246	0.176	0.278	0.291	0.274	0.326	0.383	0.385	0.355	0.231	2.700
DL256	0.184	0.264	0.247	0.189	0.218	0.353	0.486	0.461	0.297	2.700
DL345	0.019	0.156	0.314	0.425	0.502	0.545	0.448	0.243	0.048	2.700
DL346	0.026	0.156	0.301	0.384	0.418	0.432	0.403	0.356	0.224	2.700
DL356	0.033	0.143	0.257	0.299	0.310	0.402	0.504	0.463	0.290	2.700
DL456	-0.022	0.000	0.057	0.184	0.396	0.599	0.656	0.536	0.294	2.700
DL1234	0.572	0.603	0.561	0.456	0.357	0.267	0.143	0.051	-0.010	3.000
DL1235	0.578	0.592	0.525	0.386	0.267	0.242	0.227	0.139	0.045	3.000
DL1236	0.584	0.592	0.514	0.351	0.197	0.147	0.190	0.234	0.192	3.000
DL1245	0.532	0.473	0.357	0.290	0.339	0.406	0.354	0.201	0.048	3.000
DL1246	0.538	0.473	0.347	0.255	0.270	0.311	0.316	0.295	0.195	3.000
DL1256	0.544	0.462	0.310	0.185	0.179	0.286	0.400	0.384	0.250	3.000
DL1345	0.407	0.371	0.366	0.381	0.416	0.447	0.368	0.202	0.042	3.000
DL1346	0.412	0.372	0.355	0.347	0.346	0.352	0.331	0.296	0.189	3.000
DL1356	0.419	0.360	0.318	0.276	0.256	0.327	0.415	0.385	0.244	3.000
DL1456	0.373	0.242	0.151	0.180	0.328	0.492	0.542	0.446	0.247	3.000
DL2345	0.175	0.357	0.465	0.469	0.463	0.464	0.370	0.199	0.038	3.000
DL2346	0.181	0.358	0.454	0.434	0.393	0.369	0.333	0.293	0.185	3.000
DL2356	0.187	0.347	0.417	0.363	0.303	0.344	0.417	0.382	0.240	3.000
DL2456	0.141	0.228	0.250	0.268	0.375	0.509	0.544	0.443	0.243	3.000
DL3456	0.016	0.126	0.258	0.359	0.452	0.549	0.558	0.444	0.238	3.000
DL12345	0.566	0.599	0.569	0.495	0.461	0.456	0.366	0.198	0.041	3.750
DL12346	0.572	0.599	0.558	0.461	0.391	0.362	0.328	0.292	0.188	3.750
DL12356	0.578	0.588	0.521	0.390	0.300	0.337	0.412	0.381	0.243	3.750
DL12456	0.532	0.469	0.354	0.294	0.373	0.501	0.539	0.442	0.246	3.750
DL13456	0.407	0.368	0.362	0.386	0.449	0.542	0.554	0.443	0.240	3.750
DL23456	0.175	0.354	0.461	0.473	0.496	0.559	0.556	0.440	0.236	3.750
DL123456	0.566	0.595	0.565	0.500	0.494	0.551	0.551	0.439	0.239	4.500

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	8215.5	8215.5	8215.5	순 단 면	
합성전 고정하중	5133.5	5514.7	5133.5	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	2561.3	2865.1	2883.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4230.6	3543.7	4223.7		
DL 활하중	4552.4	3760.9	4543.8		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4552.4	3760.9	4543.8		
합 계	20462.7	20356.2	20776.1		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	725.9	725.9	725.9	순 단 면	
합성전 고정하중	407.7	427.3	407.7	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	268.1	198.9	352.6	바닥판 합성단면	
DB 활하중	421.2	424.1	421.2		
DL 활하중	430.3	412.9	430.2		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	430.3	424.1	430.2		
합 계	1832.0	1776.1	1916.4		

8.3 반력종합

8.3.1 S2 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		437.988	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	437.988	
합성후		283.122	189.818	150.864	134.857	133.678	131.352	144.793	199.025	305.637	-
		283.029	192.497	155.624	142.636	145.341	146.535	158.772	196.720	251.992	내측풍하중
		190.984	190.217	176.578	164.357	159.437	152.603	160.278	202.052	276.640	외측풍하중
ADD		1471.602	1421.079	1382.125	1366.118	1364.939	1362.613	1376.054	1430.286	1494.117	-
		1471.509	1423.758	1386.885	1373.897	1376.602	1377.796	1390.033	1427.981	1440.472	내측풍하중
		1379.464	1421.478	1407.839	1395.618	1390.698	1383.864	1391.539	1433.313	1465.120	외측풍하중
우측편재하	DB1	1.673	0.852	2.276	6.483	14.146	44.022	104.519	196.431	275.893	
	DB2	0.487	3.587	8.202	21.483	50.234	98.684	154.548	173.723	141.634	
	DB3	2.443	9.611	24.351	54.847	101.338	150.285	154.297	108.944	55.526	
	DB4	21.385	63.157	112.807	154.374	143.326	94.520	49.932	20.764	7.174	
	DB5	69.837	122.597	161.049	141.776	89.787	46.395	19.368	7.334	1.957	
	DB6	167.424	181.275	146.661	86.560	41.414	16.584	6.578	2.347	0.383	
	DB12	1.067	3.894	9.856	23.328	62.756	142.263	258.751	369.977	417.429	
	DB13	2.129	9.493	23.118	56.370	113.657	193.736	258.432	305.182	331.245	
	DB14	20.983	62.381	111.396	155.797	155.560	137.647	153.358	215.740	275.669	
	DB15	70.784	122.090	159.836	143.279	101.985	89.523	122.938	200.957	273.664	
	DB16	168.414	180.861	145.474	88.010	53.499	59.674	108.413	196.280	275.197	
	DB22	0.975	7.175	16.405	42.988	100.467	197.365	309.073	347.422	283.261	
	DB24	21.086	64.098	119.194	175.481	193.302	192.784	203.714	193.173	141.497	
	DB25	68.670	123.451	167.414	162.867	139.706	144.638	173.253	178.338	139.434	
	DB26	166.296	182.200	153.051	107.599	91.241	114.791	158.729	173.662	140.968	
	DB34	23.362	71.201	136.857	209.025	244.539	244.458	203.490	128.406	55.444	
	DB35	67.377	129.982	184.723	196.258	190.912	196.301	172.964	113.490	53.290	
	DB36	165.008	188.754	170.363	140.991	142.448	166.455	158.441	108.814	54.823	
	DB45	89.857	185.498	273.721	296.056	233.016	140.729	69.019	26.050	8.721	
	DB46	187.397	244.193	259.295	240.754	184.499	110.733	54.166	20.783	6.935	
	DB56	237.207	303.864	307.647	228.246	131.076	62.774	23.863	9.442	2.134	
	DB123	2.228	11.630	26.940	69.969	147.427	263.120	371.660	431.012	425.561	
	DB124	18.606	57.124	106.122	159.273	185.050	212.596	277.080	350.462	375.489	
	DB125	62.790	110.751	149.644	147.985	136.820	169.297	249.704	337.153	373.656	
	DB126	150.659	163.630	136.720	98.236	93.197	142.431	236.608	332.938	375.040	
	DB134	20.656	63.519	122.028	189.477	231.163	259.121	276.888	292.181	298.048	
	DB135	61.620	116.629	165.229	178.049	182.901	215.789	249.430	278.796	296.130	
	DB136	149.493	169.531	152.307	128.301	139.279	188.903	236.354	274.581	297.515	
	DB145	81.582	166.393	245.149	267.753	220.702	165.334	154.924	198.359	246.229	
	DB146	169.449	219.272	232.204	218.024	177.081	138.471	141.831	194.167	247.617	
	DB156	214.285	273.002	275.788	206.741	128.852	95.172	114.442	180.848	245.794	
	DB234	20.939	65.100	129.068	207.206	265.142	308.735	322.207	271.866	177.279	
	DB235	59.709	117.856	172.050	195.661	216.858	265.381	294.710	258.434	175.327	
	DB236	147.579	170.737	159.128	145.935	173.239	238.519	281.635	254.218	176.690	
	DB245	79.689	167.601	251.949	285.386	254.661	214.949	200.207	177.999	125.427	
	DB246	167.534	220.477	239.023	235.636	211.039	188.085	187.113	173.807	126.815	
	DB256	212.375	274.231	282.612	224.378	162.816	144.792	159.750	160.513	124.998	

우측편재하	DB345	78.519	173.479	267.535	315.450	300.742	261.441	199.933	119.642	47.901	
	DB346	166.388	226.358	254.610	265.700	257.119	234.554	186.854	115.423	49.263	
	DB356	211.205	280.107	298.194	254.418	208.892	191.259	159.470	102.131	47.467	
	DB456	231.458	330.082	378.289	344.242	246.788	141.273	65.947	23.511	7.668	
	DB1234	17.136	53.760	106.593	173.782	230.163	289.863	346.619	373.747	354.510	
	DB1235	50.591	97.927	142.522	164.222	189.959	253.757	323.746	362.580	352.914	
	DB1236	123.799	141.988	131.744	122.784	153.604	231.369	312.835	359.058	354.055	
	DB1245	67.228	139.371	209.105	238.992	221.444	211.718	244.962	295.552	311.321	
	DB1246	140.439	183.453	198.328	197.535	185.090	189.332	234.073	292.033	312.464	
	DB1256	177.812	228.228	234.665	188.142	144.919	153.239	211.248	280.952	310.966	
	DB1345	66.253	144.270	222.094	264.046	259.859	250.445	244.750	246.901	246.721	
	DB1346	139.488	188.356	211.319	222.589	223.504	228.058	233.840	243.402	247.866	
	DB1356	176.837	233.126	247.653	213.196	183.314	191.987	211.037	232.320	246.348	
	DB1456	193.478	274.595	314.240	287.970	214.823	149.952	132.257	165.298	204.778	
	DB2345	64.671	145.303	227.785	278.740	288.156	291.788	282.482	229.946	146.039	
	DB2346	137.878	189.362	217.005	237.281	251.802	269.404	271.597	226.454	147.209	
	DB2356	175.248	234.134	253.318	227.886	211.609	233.329	248.770	215.369	145.689	
	DB2456	191.892	275.605	319.929	302.663	243.121	191.297	170.011	148.345	104.098	
	DB3456	190.913	280.498	332.891	327.689	281.508	230.016	169.773	99.690	39.496	
	DB12345	65.504	145.011	226.943	279.918	297.401	324.397	360.619	377.161	352.857	
	DB12346	138.711	189.069	216.161	238.456	261.021	301.987	349.728	373.662	354.003	
	DB12356	176.062	233.861	252.476	229.063	220.852	265.916	326.906	362.582	352.506	
	DB12456	192.698	275.304	319.059	303.814	252.359	223.880	248.145	295.558	310.915	
	DB13456	191.747	280.206	332.049	328.867	290.752	262.625	247.911	246.905	246.313	
	DB23456	190.137	281.212	337.734	343.558	319.048	303.947	285.663	229.951	145.633	
	DB123456	190.973	280.941	336.872	344.735	328.291	336.556	363.800	377.166	352.451	
	DL1	1.641	1.044	2.855	8.255	18.176	49.022	106.619	192.651	278.149	
	DL2	0.531	4.471	10.403	24.317	51.618	96.024	147.267	168.507	147.927	
	DL3	2.937	12.169	27.158	55.844	97.407	141.260	145.351	106.992	62.207	
	DL4	27.308	65.019	108.074	145.096	134.492	91.211	51.175	23.851	8.912	
	DL5	77.170	119.400	152.481	133.140	86.843	47.888	22.044	9.212	2.323	
	DL6	174.615	175.161	140.582	85.119	43.346	19.369	8.301	2.883	0.400	
	DL12	1.056	4.789	12.407	28.401	67.969	144.395	253.477	360.950	425.999	
	DL13	2.447	11.928	26.630	59.581	113.500	189.503	251.472	299.408	340.133	
	DL14	26.424	64.087	107.283	148.687	150.469	139.021	156.360	214.564	279.618	
	DL15	77.857	118.893	151.980	136.783	102.763	95.715	127.406	198.855	276.229	
	DL16	175.303	174.711	140.140	88.720	59.149	67.114	112.131	193.110	277.291	
	DL22	1.061	8.938	20.799	48.625	103.192	192.007	294.532	337.018	295.897	
	DL24	26.753	66.916	116.462	168.880	185.740	186.667	197.461	190.624	149.509	
	DL25	75.856	121.243	160.861	156.882	138.010	143.336	168.453	174.846	146.042	
	DL26	173.294	177.048	148.972	108.770	94.350	114.723	153.170	169.097	147.103	
	DL34	29.553	75.466	134.767	200.717	231.725	232.016	195.590	129.150	63.824	
	DL35	75.077	129.011	178.688	188.474	183.942	188.634	166.493	113.236	60.272	
	DL36	172.569	184.836	166.850	140.408	140.291	160.025	151.207	107.477	61.288	
	DL45	101.880	183.860	260.189	278.043	221.186	138.856	72.858	31.012	10.615	
	DL46	199.211	239.581	248.266	229.938	177.533	110.065	57.161	24.504	8.434	
	DL56	251.714	294.556	293.008	218.136	130.021	66.968	28.400	11.762	2.428	

우측편재하	DL123	2.478	14.524	32.016	75.289	148.434	256.844	358.791	421.138	439.210	
	DL124	23.522	59.598	104.299	155.296	181.620	211.386	273.223	344.726	384.662	
	DL125	69.050	108.773	144.425	144.568	138.695	172.394	247.152	330.542	381.590	
	DL126	156.785	159.009	133.748	101.296	99.398	146.647	233.380	325.383	382.555	
	DL134	26.039	67.276	120.791	183.933	223.000	252.226	271.537	289.371	307.574	
	DL135	68.355	115.748	160.493	173.020	180.035	213.197	245.395	275.130	304.404	
	DL136	156.101	166.024	149.823	129.751	140.738	187.445	231.611	269.921	305.313	
	DL145	92.144	164.852	233.605	253.517	213.455	167.843	159.831	198.829	250.043	
	DL146	179.834	215.078	222.921	210.241	174.155	142.064	146.092	193.672	251.011	
	DL156	227.051	264.600	263.265	199.574	131.251	103.127	120.065	179.542	247.998	
	DL234	26.332	69.817	129.034	202.122	254.746	295.089	308.536	267.842	190.485	
	DL235	66.554	117.886	168.462	191.053	211.718	256.059	282.336	253.499	187.235	
	DL236	154.289	168.124	157.786	147.783	172.453	230.280	268.562	248.337	188.198	
	DL245	90.334	166.954	241.570	271.581	245.137	210.674	196.775	177.233	132.882	
	DL246	178.024	217.184	230.893	228.315	205.882	184.939	183.045	172.083	133.853	
	DL256	225.240	266.702	271.230	217.638	162.934	145.958	157.009	157.947	130.837	
	DL345	89.648	173.964	257.639	299.999	286.473	251.470	195.008	121.781	55.685	
	DL346	177.383	224.204	246.968	256.735	247.217	225.732	181.273	116.620	56.611	
	DL356	224.557	273.716	287.305	246.093	204.274	186.756	155.239	102.485	53.596	
	DL456	248.690	323.079	360.663	326.717	237.815	141.987	70.976	28.565	9.196	
	DL1234	21.473	57.644	107.058	171.168	224.317	282.052	336.701	367.507	367.158	
	DL1235	56.134	97.952	140.094	162.050	188.487	249.534	314.890	355.584	364.499	
	DL1236	129.237	139.814	131.186	125.982	155.780	228.087	303.415	351.273	365.293	
	DL1245	75.902	138.810	200.990	229.119	216.363	211.733	243.607	292.042	319.211	
	DL1246	149.022	180.715	192.123	193.056	183.625	190.284	232.129	287.728	320.004	
	DL1256	188.375	221.954	225.729	184.194	147.846	157.822	210.432	275.947	317.504	
	DL1345	75.352	144.666	214.404	252.823	250.803	245.727	242.146	245.839	254.855	
	DL1346	148.456	186.530	205.498	216.787	218.064	224.279	230.669	241.526	255.648	
	DL1356	187.819	227.803	239.105	207.892	182.281	191.813	208.969	229.744	253.149	
	DL1456	207.604	268.707	300.045	274.970	210.162	154.012	137.680	166.162	207.849	
	DL2345	73.854	146.413	221.032	267.870	277.220	281.434	272.909	227.815	157.239	
	DL2346	146.974	188.319	212.165	231.806	244.482	259.985	261.431	223.502	158.033	
	DL2356	186.282	229.547	245.764	222.943	208.704	227.527	239.741	211.760	155.544	
	DL2456	206.113	270.461	306.712	290.027	236.590	189.731	168.490	148.185	110.250	
	DL3456	205.556	276.310	320.087	313.722	271.021	223.717	166.989	101.975	45.889	
	DL12345	74.495	146.144	220.734	270.699	289.282	317.603	352.517	372.153	365.718	
	DL12346	147.603	188.010	211.862	234.634	256.546	296.159	341.077	367.846	366.517	
	DL12356	186.957	229.251	245.471	225.779	220.806	263.704	319.385	356.097	363.984	
	DL12456	206.742	270.152	306.408	292.851	248.649	225.897	248.092	292.513	318.684	
	DL13456	206.186	276.001	319.783	316.546	283.081	259.885	246.597	246.314	254.367	
	DL23456	204.694	277.755	326.450	331.603	309.508	295.602	277.401	228.326	156.723	
	DL123456	205.323	277.447	326.146	334.427	321.565	331.767	357.002	372.625	365.191	
좌측편재하	DB1	278.410	192.716	104.662	43.470	14.029	6.423	2.232	0.711	1.658	
	DB2	143.462	172.471	154.846	98.165	49.952	21.305	8.019	3.075	0.536	
	DB3	56.398	109.220	154.843	149.999	101.018	54.571	23.959	8.778	2.576	
	DB4	7.034	21.723	50.494	94.789	143.512	154.371	112.143	62.298	21.148	
	DB5	1.842	8.114	19.715	46.658	90.116	142.126	160.552	122.553	68.773	

좌측편재하	DB6	0.349	2.784	6.725	16.737	41.669	87.098	146.406	182.958	165.426	
	DB12	421.765	364.996	259.184	141.187	62.348	23.092	9.646	3.239	1.100	
	DB13	334.617	301.723	259.112	192.892	113.209	56.029	22.699	8.508	2.255	
	DB14	277.995	213.082	154.049	137.362	155.616	155.730	110.708	61.372	20.751	
	DB15	276.016	198.055	123.419	89.232	102.185	143.566	159.313	121.917	69.718	
	DB16	277.642	192.979	108.697	59.277	53.629	88.484	145.192	182.420	166.416	
	DB22	286.918	344.918	309.667	196.328	99.903	42.631	16.040	6.152	1.073	
	DB24	143.143	192.998	204.567	192.539	193.202	175.295	118.349	62.733	20.928	
	DB25	141.105	177.920	173.894	144.387	139.751	163.033	166.735	122.887	67.690	
	DB26	142.730	172.844	159.173	114.433	91.216	107.952	152.614	183.368	164.383	
	DB34	56.138	129.760	204.592	244.448	244.402	208.746	135.803	69.511	23.276	
	DB35	54.004	114.602	173.853	196.283	190.920	196.328	183.839	129.034	66.486	
	DB36	55.630	109.527	159.132	166.330	142.386	141.249	169.720	189.537	163.183	
	DB45	8.448	27.782	69.929	141.262	233.530	296.403	272.561	184.572	88.565	
	DB46	6.737	22.171	54.875	111.163	184.943	241.289	258.378	244.998	185.176	
	DB56	1.979	10.659	24.357	63.195	131.662	229.135	306.895	305.508	234.150	
	DB123	430.238	426.770	372.540	261.893	146.769	69.498	26.398	10.284	2.389	
	DB124	379.222	346.943	277.969	211.873	184.844	159.046	105.337	55.762	18.463	
	DB125	377.411	333.415	250.404	168.567	136.744	148.076	149.008	110.130	61.900	
	DB126	378.878	328.841	237.130	141.606	93.058	98.495	136.300	164.568	148.929	
	DB134	300.923	290.038	278.001	258.608	230.924	189.167	121.055	61.863	20.577	
	DB135	299.025	276.435	250.352	215.269	182.793	178.054	164.408	115.663	60.810	
	DB136	300.493	271.862	237.098	188.288	139.107	128.475	151.702	170.123	147.844	
	DB145	248.188	196.717	155.858	165.319	221.048	268.009	244.085	165.443	80.422	
	DB146	249.659	192.165	142.587	138.360	177.363	218.449	231.357	219.879	167.450	
	DB156	247.859	178.627	115.008	95.056	129.265	207.484	275.089	274.362	211.536	
	DB234	179.542	271.958	323.466	308.258	264.763	206.789	127.954	63.127	20.926	
	DB235	177.608	258.309	295.776	264.897	216.610	195.557	171.088	116.537	58.976	
	DB236	179.053	253.734	282.523	237.938	172.928	146.000	158.383	170.977	146.006	
	DB245	126.771	178.592	201.285	214.970	254.867	285.533	250.746	166.298	78.605	
	DB246	128.242	174.040	188.013	188.010	211.182	235.952	238.036	220.732	165.612	
	DB256	126.450	160.527	160.461	144.712	163.089	225.012	281.773	275.238	209.702	
	DB345	48.385	121.612	201.233	261.671	300.916	315.511	266.146	171.830	77.516	
	DB346	49.829	117.035	187.977	234.689	257.229	265.930	253.438	226.268	164.545	
	DB356	48.058	103.522	160.403	191.388	209.132	254.966	297.170	280.769	208.612	
	DB456	7.371	25.455	66.899	141.899	247.483	345.039	377.016	330.764	228.504	
	DB1234	358.271	371.023	347.769	289.046	229.751	173.384	105.644	52.004	17.124	
	DB1235	356.692	359.675	324.736	252.934	189.656	164.086	141.699	96.734	49.973	
	DB1236	357.901	355.854	313.677	230.466	153.249	122.790	131.102	142.093	122.482	
	DB1245	314.318	293.246	245.962	211.316	221.519	239.066	208.081	138.192	66.319	
	DB1246	315.530	289.427	234.924	188.850	185.112	197.750	197.484	183.572	138.830	
	DB1256	314.052	278.162	211.942	152.752	145.049	188.622	233.945	228.974	175.578	
	DB1345	249.001	245.742	245.935	250.218	259.907	264.049	220.915	142.802	65.411	
	DB1346	250.215	241.944	234.877	227.751	223.499	222.733	210.320	188.186	137.946	
	DB1356	248.717	230.679	211.916	191.675	183.417	213.605	246.778	233.584	174.670	
	DB1456	206.367	164.255	133.146	150.061	215.305	288.588	313.163	275.065	191.020	
	DB2345	147.807	230.650	283.787	291.590	288.088	278.651	226.489	143.542	63.892	

좌측편재하	DB2346	149.047	226.858	272.754	269.126	251.681	237.334	215.890	188.899	136.400	
	DB2356	147.546	215.590	249.770	233.047	211.596	228.203	252.327	234.298	173.145	
	DB2456	105.176	149.165	171.020	191.435	243.486	303.190	318.736	275.782	189.497	
	DB3456	39.855	101.658	170.968	230.330	281.846	328.145	331.543	280.387	188.586	
	DB12345	356.502	375.064	362.026	323.780	297.236	279.781	225.626	143.156	64.719	
	DB12346	357.717	371.265	350.987	301.290	260.804	238.460	215.024	188.512	137.226	
	DB12356	356.240	360.002	328.007	265.214	220.742	229.332	251.463	233.930	173.952	
	DB12456	313.869	293.576	249.256	223.600	252.628	304.293	317.844	275.387	190.297	
	DB13456	248.550	246.071	249.207	262.519	290.994	329.275	330.680	280.001	189.412	
	DB23456	147.358	230.980	287.079	303.871	319.173	343.874	336.249	280.714	187.866	
	DB123456	356.053	375.394	365.318	336.060	328.320	345.003	335.365	280.348	188.695	
	DL1	283.495	186.568	106.793	48.309	18.062	8.201	2.797	0.869	1.612	
	DL2	151.049	166.262	147.609	95.208	51.226	24.101	10.191	3.822	0.595	
	DL3	63.353	107.171	146.208	140.743	96.862	55.461	26.659	11.107	3.121	
	DL4	8.681	25.064	51.945	91.657	134.856	145.062	107.030	64.006	27.125	
	DL5	2.166	10.205	22.477	48.244	87.375	133.772	151.724	119.575	75.682	
	DL6	0.355	3.437	8.468	19.548	43.691	85.928	140.320	178.092	171.040	
	DL12	434.455	352.602	253.984	142.860	67.438	28.137	12.173	3.954	1.097	
	DL13	346.605	293.477	252.493	188.264	112.817	59.131	26.112	10.674	2.623	
	DL14	284.600	209.848	157.277	138.753	150.693	148.589	106.223	62.876	26.249	
	DL15	281.320	193.829	128.004	95.354	103.155	137.351	151.202	118.907	76.353	
	DL16	282.541	187.556	112.468	66.587	59.355	89.466	139.854	177.488	171.715	
	DL22	302.140	332.527	295.215	190.376	102.409	48.193	20.375	7.641	1.190	
	DL24	152.278	189.771	198.554	186.304	185.710	168.621	115.204	65.252	26.675	
	DL25	148.915	173.684	169.225	142.879	138.151	157.286	159.890	120.746	74.485	
	DL26	150.136	167.408	153.682	114.100	94.302	109.351	148.494	179.314	169.838	
	DL34	64.624	130.726	197.200	231.953	231.542	200.302	133.222	73.383	29.584	
	DL35	61.171	114.504	167.779	188.476	183.929	188.719	177.439	128.007	73.869	
	DL36	62.346	108.219	152.233	159.701	140.091	140.830	166.093	186.596	169.276	
	DL45	10.197	33.223	74.068	139.657	222.084	278.639	258.394	182.956	100.252	
	DL46	8.127	26.267	58.103	110.704	178.243	230.712	246.967	241.437	195.503	
	DL56	2.221	13.301	28.997	67.517	130.897	219.578	291.990	297.667	246.658	
	DL123	447.839	413.775	360.017	254.994	147.467	74.680	31.360	12.817	2.697	
	DL124	391.947	338.461	274.354	210.410	181.468	155.004	103.147	57.928	23.450	
	DL125	388.970	323.999	247.996	171.334	138.695	144.873	143.529	108.185	67.793	
	DL126	390.079	318.364	233.989	145.438	99.230	101.760	133.295	160.909	153.651	
	DL134	313.086	285.291	273.133	251.520	222.710	183.500	119.382	65.228	26.065	
	DL135	310.007	270.773	246.701	212.406	179.898	173.182	159.347	114.704	67.246	
	DL136	311.059	265.090	232.682	186.504	140.432	130.072	149.120	167.468	153.115	
	DL145	254.312	195.561	161.045	167.926	214.135	253.999	231.975	163.892	90.671	
	DL146	255.425	189.928	147.071	141.997	174.668	210.882	221.735	216.605	176.484	
	DL156	252.510	175.519	120.758	102.977	131.915	200.815	262.330	267.251	222.491	
	DL234	194.004	267.238	310.292	294.297	254.228	201.543	127.446	67.361	26.445	
	DL235	190.842	252.620	283.799	255.181	211.353	191.067	167.142	116.383	65.563	
	DL236	191.950	246.983	269.791	229.253	171.920	147.956	156.910	169.109	151.421	
	DL245	135.156	177.443	198.146	210.670	245.591	271.915	239.767	165.535	88.980	
	DL246	136.271	171.818	184.182	184.786	206.167	228.808	229.533	218.251	174.793	

좌측편재하	DL256	133.354	157.401	157.859	145.722	163.371	218.731	270.121	268.893	220.800	
	DL345	56.182	124.177	196.842	251.735	286.788	300.189	255.586	172.089	88.440	
	DL346	57.252	118.543	182.872	225.848	247.364	257.084	245.358	224.816	174.299	
	DL356	54.334	104.127	156.552	186.788	204.573	247.043	285.946	275.452	220.263	
	DL456	8.755	31.048	72.220	142.883	238.934	327.983	358.813	324.905	244.017	
	DL1234	374.085	362.423	338.286	280.850	223.781	170.636	105.719	55.453	21.565	
	DL1235	371.501	350.269	316.234	248.261	188.079	162.013	138.976	96.584	55.290	
	DL1236	372.415	345.562	304.563	226.690	155.232	126.078	130.437	140.518	126.828	
	DL1245	325.101	287.634	244.873	211.189	216.636	229.349	199.469	137.510	74.755	
	DL1246	326.015	282.925	233.199	189.616	183.758	193.418	190.971	181.488	146.310	
	DL1256	323.597	270.910	211.264	157.085	148.105	185.056	224.786	223.663	184.656	
	DL1345	259.264	243.254	243.797	245.407	250.961	252.933	212.675	142.986	74.327	
	DL1346	260.178	238.546	232.125	223.834	218.082	217.030	204.138	186.923	145.867	
	DL1356	257.760	226.530	210.187	191.299	182.426	208.634	237.954	229.133	184.221	
	DL1456	211.349	163.856	138.821	154.227	210.988	275.979	298.492	270.106	203.704	
	DL2345	159.986	228.129	274.692	281.042	277.189	267.857	219.157	144.351	72.929	
	DL2346	160.900	223.419	263.018	259.469	244.310	231.926	210.660	188.329	144.483	
	DL2356	158.493	211.444	241.090	226.941	208.659	223.563	244.469	230.494	182.784	
	DL2456	112.088	148.777	169.762	189.874	237.226	290.913	305.013	271.477	202.311	
	DL3456	46.245	104.390	168.647	224.084	271.542	314.488	318.180	276.947	201.877	
	DL12345	372.460	367.884	354.423	316.671	289.146	270.637	218.841	143.964	73.550	
	DL12346	373.380	363.181	342.788	295.102	256.270	234.705	210.338	187.903	145.094	
	DL12356	370.928	351.200	320.858	262.578	220.657	226.349	244.157	230.081	183.440	
	DL12456	324.516	288.523	249.487	225.499	249.181	293.689	304.691	271.051	202.922	
	DL13456	258.719	244.145	248.378	259.711	283.498	317.264	317.858	276.521	202.488	
	DL23456	159.412	229.056	279.313	295.356	309.736	332.198	324.379	277.892	201.095	
	DL123456	371.875	368.773	359.038	330.979	321.689	334.973	324.057	277.467	201.706	
ENV		447.839	426.770	378.289	344.735	328.320	345.039	377.016	431.012	439.210	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1919.441	1850.528	1786.128	1740.353	1719.018	1728.903	1768.555	1864.325	1933.327	

8.3.2 S2 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		437.988	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	437.988	
합성후		276.457	196.415	149.872	135.429	133.750	130.885	145.879	191.399	313.061	-
		276.494	198.904	154.503	143.109	145.281	145.973	159.816	191.178	257.891	내측풍하중
		186.943	193.232	175.577	165.032	159.656	152.251	161.557	195.877	283.021	외측풍하중
ADD		1464.937	1427.676	1381.133	1366.690	1365.011	1362.146	1377.140	1422.660	1501.541	
		1464.974	1430.165	1385.764	1374.370	1376.542	1377.234	1391.077	1422.439	1446.371	
		1375.423	1424.493	1406.838	1396.293	1390.917	1383.512	1392.818	1427.138	1471.501	
우측편재하	DB1	1.658	0.711	2.232	6.423	14.029	43.470	104.665	192.716	278.410	
	DB2	0.536	3.075	8.019	21.305	49.953	98.167	154.852	172.471	143.462	
	DB3	2.576	8.778	23.959	54.572	101.021	150.004	154.850	109.220	56.398	
	DB4	21.148	62.300	112.146	154.375	143.516	94.791	50.495	21.723	7.034	
	DB5	68.773	122.557	160.556	142.130	90.118	46.659	19.715	8.114	1.842	
	DB6	165.426	182.963	146.410	87.100	41.670	16.737	6.725	2.784	0.349	
	DB12	1.100	3.239	9.646	23.092	62.349	141.190	259.195	364.996	421.765	
	DB13	2.255	8.508	22.699	56.030	113.211	192.896	259.123	301.723	334.617	
	DB14	20.751	61.373	110.711	155.735	155.620	137.365	154.054	213.082	277.995	
	DB15	69.718	121.921	159.317	143.569	102.187	89.233	123.423	198.055	276.016	
	DB16	166.416	182.425	145.196	88.486	53.629	59.277	108.700	192.979	277.642	
	DB22	1.073	6.152	16.040	42.631	99.905	196.333	309.681	344.918	286.918	
	DB24	20.928	62.735	118.352	175.299	193.206	192.544	204.575	192.998	143.143	
	DB25	67.690	122.890	166.740	163.037	139.754	144.390	173.901	177.920	141.105	
	DB26	164.383	183.373	152.617	107.954	91.217	114.436	159.180	172.844	142.730	
	DB34	23.276	69.512	135.807	208.751	244.408	244.454	204.601	129.760	56.138	
	DB35	66.486	129.037	183.844	196.333	190.925	196.288	173.860	114.602	54.004	
	DB36	163.183	189.543	169.724	141.252	142.390	166.334	159.139	109.527	55.630	
	DB45	88.565	184.577	272.568	296.411	233.536	141.266	69.931	27.782	8.448	
	DB46	185.176	245.005	258.385	241.295	184.947	111.165	54.877	22.171	6.737	
	DB56	234.150	305.517	306.904	229.141	131.664	63.196	24.357	10.659	1.979	
	DB123	2.389	10.284	26.398	69.499	146.772	261.899	372.556	426.770	430.238	
	DB124	18.463	55.763	105.340	159.050	184.848	211.877	277.979	346.943	379.222	
	DB125	61.900	110.133	149.012	148.079	136.747	168.571	250.413	333.415	377.411	
	DB126	148.929	164.573	136.304	98.497	93.060	141.609	237.139	328.841	378.878	
	DB134	20.577	61.864	121.058	189.172	230.930	258.614	278.012	290.038	300.923	
	DB135	60.810	115.666	164.412	178.059	182.797	215.274	250.361	276.435	299.025	
	DB136	147.844	170.128	151.706	128.478	139.110	188.292	237.107	271.862	300.493	
	DB145	80.422	165.447	244.092	268.016	221.053	165.322	155.863	196.717	248.188	
	DB146	167.450	219.886	231.363	218.455	177.368	138.363	142.591	192.165	249.659	
	DB156	211.536	274.370	275.096	207.489	129.267	95.057	115.012	178.627	247.859	
	DB234	20.926	63.129	127.957	206.794	264.770	308.266	323.479	271.958	179.542	
	DB235	58.976	116.540	171.093	195.561	216.615	264.903	295.788	258.309	177.608	
	DB236	146.006	170.981	158.387	146.003	172.932	237.944	282.535	253.734	179.053	
	DB245	78.605	166.302	250.752	285.540	254.873	214.975	201.292	178.592	126.771	
	DB246	165.612	220.738	238.042	235.958	211.187	188.014	188.020	174.040	128.242	
	DB256	209.702	275.246	281.781	225.018	163.092	144.715	160.467	160.527	126.450	

우측편재하	DB345	77.516	171.835	266.153	315.520	300.924	261.678	201.241	121.612	48.385	
	DB346	164.545	226.274	253.444	265.937	257.236	234.695	187.984	117.035	49.829	
	DB356	208.612	280.777	297.178	254.972	209.137	191.392	160.409	103.522	48.058	
	DB456	228.504	330.774	377.026	345.048	247.490	141.902	66.901	25.455	7.371	
	DB1234	17.124	52.005	105.646	173.389	229.757	289.052	347.783	371.023	358.271	
	DB1235	49.973	96.736	141.703	164.090	189.660	252.940	324.749	359.675	356.692	
	DB1236	122.482	142.097	131.105	122.792	153.252	230.472	313.690	355.854	357.901	
	DB1245	66.319	138.195	208.086	239.072	221.524	211.321	245.971	293.246	314.318	
	DB1246	138.830	183.577	197.489	197.755	185.116	188.854	234.933	289.427	315.530	
	DB1256	175.578	228.981	233.951	188.626	145.052	152.755	211.950	278.162	314.052	
	DB1345	65.411	142.806	220.921	264.056	259.913	250.224	245.944	245.742	249.001	
	DB1346	137.946	188.191	210.326	222.738	223.505	227.756	234.886	241.944	250.215	
	DB1356	174.670	233.591	246.785	213.610	183.421	191.679	211.924	230.679	248.717	
	DB1456	191.020	275.073	313.172	288.596	215.310	150.064	133.150	164.255	206.367	
	DB2345	63.892	143.545	226.495	278.658	288.095	291.597	283.798	230.650	147.807	
	DB2346	136.400	188.904	215.896	237.339	251.687	269.133	272.765	226.858	149.047	
	DB2356	173.145	234.305	252.334	228.208	211.601	233.053	249.780	215.590	147.546	
	DB2456	189.497	275.790	318.744	303.198	243.492	191.440	171.027	149.165	105.176	
	DB3456	188.586	280.395	331.552	328.153	281.853	230.335	170.974	101.658	39.855	
	DB12345	64.719	143.159	225.632	279.788	297.243	323.787	362.040	375.064	356.502	
	DB12346	137.226	188.517	215.030	238.465	260.810	301.297	351.001	371.265	357.717	
	DB12356	173.952	233.937	251.470	229.337	220.747	265.220	328.020	360.002	356.240	
	DB12456	190.297	275.395	317.853	304.300	252.633	223.604	249.265	293.576	313.869	
	DB13456	189.412	280.009	330.688	329.283	291.001	262.525	249.216	246.071	248.550	
	DB23456	187.866	280.721	336.257	343.882	319.181	303.878	287.090	230.980	147.358	
	DB123456	188.695	280.355	335.374	345.011	328.328	336.068	365.332	375.394	356.053	
	DL1	1.612	0.869	2.797	8.201	18.062	48.309	106.793	186.568	283.495	
	DL2	0.595	3.822	10.191	24.101	51.226	95.208	147.611	166.262	151.049	
	DL3	3.121	11.107	26.659	55.461	96.862	140.743	146.209	107.171	63.353	
	DL4	27.125	64.006	107.030	145.062	134.856	91.657	51.945	25.064	8.681	
	DL5	75.682	119.574	151.724	133.772	87.375	48.244	22.477	10.205	2.166	
	DL6	171.040	178.091	140.320	85.928	43.691	19.548	8.468	3.437	0.355	
	DL12	1.097	3.954	12.173	28.137	67.438	142.860	253.986	352.601	434.455	
	DL13	2.623	10.674	26.112	59.131	112.816	188.264	252.495	293.477	346.605	
	DL14	26.249	62.876	106.223	148.589	150.693	138.753	157.278	209.848	284.600	
	DL15	76.353	118.907	151.202	137.351	103.155	95.354	128.005	193.829	281.320	
	DL16	171.715	177.487	139.854	89.466	59.355	66.587	112.469	187.556	282.541	
	DL22	1.190	7.641	20.375	48.193	102.409	190.376	295.218	332.527	302.140	
	DL24	26.675	65.252	115.204	168.621	185.710	186.304	198.556	189.771	152.278	
	DL25	74.485	120.746	159.889	157.286	138.151	142.879	169.227	173.684	148.915	
	DL26	169.839	179.313	148.494	109.351	94.302	114.100	153.683	167.407	150.136	
	DL34	29.584	73.383	133.222	200.302	231.542	231.953	197.201	130.726	64.624	
	DL35	73.869	128.007	177.439	188.719	183.929	188.476	167.781	114.504	61.171	
	DL36	169.276	186.596	166.093	140.830	140.091	159.701	152.234	108.219	62.346	
	DL45	100.252	182.956	258.394	278.639	222.084	139.658	74.068	33.223	10.197	
	DL46	195.503	241.437	246.966	230.712	178.243	110.704	58.103	26.267	8.127	
	DL56	246.658	297.667	291.990	219.578	130.897	67.517	28.997	13.301	2.221	

우측편재하	DL123	2.697	12.817	31.360	74.680	147.467	254.994	360.020	413.775	447.839	
	DL124	23.450	57.927	103.147	155.004	181.468	210.410	274.356	338.461	391.947	
	DL125	67.793	108.185	143.529	144.873	138.695	171.334	247.998	323.999	388.970	
	DL126	153.651	160.909	133.295	101.760	99.230	145.438	233.991	318.364	390.079	
	DL134	26.065	65.228	119.381	183.500	222.710	251.520	273.135	285.291	313.086	
	DL135	67.246	114.704	159.347	173.182	179.898	212.406	246.703	270.773	310.007	
	DL136	153.115	167.467	149.120	130.072	140.432	186.504	232.684	265.090	311.059	
	DL145	90.671	163.892	231.975	253.999	214.135	167.926	161.046	195.561	254.312	
	DL146	176.484	216.604	221.734	210.882	174.668	141.997	147.071	189.928	255.425	
	DL156	222.491	267.250	262.330	200.815	131.915	102.977	120.759	175.519	252.510	
	DL234	26.445	67.361	127.446	201.543	254.228	294.297	310.294	267.238	194.004	
	DL235	65.563	116.383	167.142	191.067	211.353	255.181	283.802	252.619	190.842	
	DL236	151.421	169.108	156.910	147.956	171.920	229.253	269.793	246.983	191.950	
	DL245	88.980	165.534	239.766	271.915	245.591	210.670	198.148	177.443	135.156	
	DL246	174.793	218.250	229.532	228.808	206.167	184.786	184.183	171.818	136.271	
	DL256	220.800	268.893	270.121	218.731	163.371	145.722	157.861	157.401	133.354	
	DL345	88.441	172.089	255.586	300.189	286.788	251.735	196.844	124.177	56.182	
	DL346	174.299	224.815	245.357	257.085	247.364	225.848	182.874	118.543	57.252	
	DL356	220.263	275.451	285.946	247.043	204.573	186.788	156.554	104.127	54.334	
	DL456	244.018	324.904	358.812	327.983	238.934	142.883	72.220	31.048	8.755	
	DL1234	21.565	55.453	105.719	170.636	223.781	280.850	338.289	362.423	374.085	
	DL1235	55.290	96.583	138.975	162.013	188.078	248.261	316.236	350.269	371.501	
	DL1236	126.828	140.518	130.437	126.078	155.231	226.690	304.565	345.562	372.415	
	DL1245	74.755	137.509	199.468	229.349	216.636	211.189	244.875	287.634	325.101	
	DL1246	146.310	181.487	190.971	193.418	183.758	189.616	233.201	282.925	326.015	
	DL1256	184.656	223.663	224.786	185.056	148.105	157.085	211.266	270.910	323.597	
	DL1345	74.327	142.986	212.675	252.933	250.961	245.407	243.799	243.254	259.264	
	DL1346	145.868	186.922	204.138	217.030	218.082	223.834	232.126	238.546	260.178	
	DL1356	184.222	229.133	237.954	208.634	182.426	191.299	210.189	226.530	257.760	
	DL1456	203.704	270.105	298.491	275.979	210.988	154.227	138.822	163.856	211.349	
	DL2345	72.929	144.351	219.157	267.857	277.189	281.042	274.694	228.129	159.986	
	DL2346	144.483	188.329	210.660	231.926	244.310	259.469	263.021	223.419	160.900	
	DL2356	182.784	230.494	244.468	223.563	208.659	226.941	241.092	211.444	158.493	
	DL2456	202.312	271.476	305.013	290.913	237.226	189.874	169.763	148.777	112.088	
	DL3456	201.877	276.946	318.180	314.488	271.542	224.084	168.648	104.390	46.245	
	DL12345	73.550	143.964	218.841	270.637	289.146	316.671	354.426	367.884	372.460	
	DL12346	145.094	187.903	210.338	234.705	256.270	295.102	342.791	363.181	373.379	
	DL12356	183.440	230.081	244.157	226.349	220.657	262.578	320.860	351.200	370.927	
	DL12456	202.922	271.051	304.690	293.689	249.181	225.499	249.489	288.523	324.516	
	DL13456	202.488	276.520	317.857	317.264	283.498	259.711	248.380	244.145	258.719	
	DL23456	201.096	277.892	324.379	332.198	309.735	295.356	279.315	229.056	159.412	
	DL123456	201.706	277.466	324.056	334.973	321.689	330.979	359.041	368.773	371.875	
좌측편재하	DB1	275.893	196.436	104.521	44.022	14.146	6.483	2.276	0.852	1.673	
	DB2	141.634	173.729	154.553	98.686	50.235	21.484	8.202	3.587	0.487	
	DB3	55.526	108.947	154.301	150.289	101.341	54.848	24.351	9.611	2.443	
	DB4	7.174	20.764	49.933	94.522	143.330	154.378	112.812	63.157	21.385	
	DB5	1.957	7.334	19.368	46.396	89.790	141.780	161.056	122.597	69.837	

좌측편재하	DB6	0.383	2.347	6.578	16.584	41.415	86.562	146.667	181.275	167.424	
	DB12	417.429	369.988	258.757	142.266	62.757	23.328	9.856	3.894	1.067	
	DB13	331.245	305.191	258.438	193.741	113.660	56.371	23.118	9.493	2.129	
	DB14	275.669	215.746	153.361	137.650	155.564	155.801	111.400	62.381	20.983	
	DB15	273.664	200.962	122.940	89.524	101.987	143.283	159.843	122.090	70.784	
	DB16	275.197	196.285	108.415	59.674	53.500	88.011	145.480	180.861	168.414	
	DB22	283.261	347.432	309.081	197.370	100.469	42.989	16.405	7.175	0.975	
	DB24	141.497	193.178	203.719	192.788	193.307	175.486	119.198	64.098	21.086	
	DB25	139.434	178.343	173.257	144.641	139.709	162.871	167.421	123.451	68.670	
	DB26	140.968	173.667	158.733	114.794	91.243	107.601	153.057	182.200	166.296	
	DB34	55.444	128.409	203.495	244.465	244.545	209.030	136.862	71.201	23.362	
	DB35	53.290	113.493	172.969	196.306	190.916	196.263	184.731	129.982	67.377	
	DB36	54.823	108.817	158.445	166.459	142.451	140.994	170.370	188.754	165.008	
	DB45	8.721	26.051	69.021	140.732	233.022	296.064	273.733	185.498	89.857	
	DB46	6.935	20.783	54.167	110.735	184.503	240.760	259.306	244.193	187.397	
	DB56	2.134	9.442	23.863	62.774	131.079	228.252	307.660	303.864	237.207	
	DB123	425.561	431.024	371.670	263.127	147.431	69.970	26.940	11.630	2.228	
	DB124	375.489	350.472	277.086	212.601	185.054	159.276	106.126	57.124	18.606	
	DB125	373.656	337.163	249.710	169.300	136.822	147.989	149.650	110.751	62.790	
	DB126	375.040	332.948	236.613	142.434	93.199	98.238	136.725	163.630	150.659	
	DB134	298.048	292.189	276.894	259.127	231.168	189.482	122.032	63.519	20.656	
	DB135	296.130	278.803	249.436	215.794	182.905	178.054	165.236	116.629	61.620	
	DB136	297.515	274.589	236.360	188.908	139.282	128.303	152.313	169.531	149.493	
	DB145	246.229	198.364	154.927	165.337	220.707	267.760	245.159	166.393	81.582	
	DB146	247.617	194.172	141.834	138.473	177.085	218.029	232.214	219.272	169.449	
	DB156	245.794	180.853	114.444	95.173	128.855	206.746	275.800	273.002	214.285	
	DB234	177.279	271.874	322.216	308.743	265.149	207.211	129.072	65.100	20.939	
	DB235	175.327	258.441	294.718	265.388	216.863	195.666	172.056	117.856	59.709	
	DB236	176.690	254.225	281.642	238.525	173.243	145.938	159.134	170.737	147.579	
	DB245	125.427	178.004	200.212	214.954	254.667	285.393	251.960	167.601	79.689	
	DB246	126.815	173.812	187.118	188.089	211.044	235.641	239.032	220.477	167.534	
	DB256	124.998	160.518	159.754	144.795	162.820	224.384	282.624	274.231	212.375	
	DB345	47.901	119.644	199.938	261.448	300.750	315.458	267.546	173.479	78.519	
	DB346	49.263	115.426	186.859	234.560	257.125	265.706	254.620	226.358	166.388	
	DB356	47.467	102.134	159.474	191.263	208.897	254.424	298.207	280.107	211.205	
	DB456	7.668	23.511	65.948	141.276	246.794	344.251	378.305	330.082	231.458	
	DB1234	354.510	373.758	346.628	289.870	230.169	173.786	106.597	53.760	17.136	
	DB1235	352.914	362.590	323.754	253.763	189.963	164.225	142.528	97.927	50.591	
	DB1236	354.055	359.069	312.843	231.374	153.607	122.787	131.749	141.988	123.799	
	DB1245	311.321	295.561	244.968	211.723	221.449	238.998	209.114	139.372	67.228	
	DB1246	312.464	292.041	234.078	189.336	185.094	197.540	198.336	183.453	140.439	
	DB1256	310.966	280.960	211.253	153.242	144.922	188.147	234.675	228.228	177.812	
	DB1345	246.721	246.908	244.756	250.451	259.865	264.053	222.103	144.270	66.253	
	DB1346	247.866	243.409	233.846	228.063	223.509	222.595	211.327	188.356	139.488	
	DB1356	246.348	232.326	211.042	191.991	183.318	213.201	247.663	233.126	176.837	
	DB1456	204.778	165.302	132.259	149.955	214.828	287.978	314.254	274.595	193.478	
	DB2345	146.039	229.953	282.489	291.795	288.163	278.747	227.794	145.303	64.671	

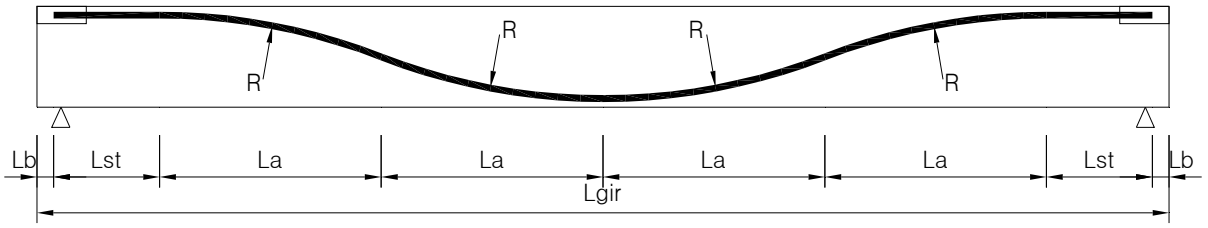
좌측편재하	DB2346	147.209	226.460	271.604	269.410	251.808	237.287	217.013	189.362	137.878	
	DB2356	145.689	215.375	248.777	233.335	211.614	227.891	253.329	234.134	175.248	
	DB2456	104.098	148.349	170.015	191.301	243.127	302.671	319.943	275.605	191.892	
	DB3456	39.496	99.692	169.777	230.022	281.515	327.698	332.904	280.498	190.913	
	DB12345	352.857	377.172	360.628	324.404	297.408	279.925	226.952	145.011	65.504	
	DB12346	354.003	373.672	349.737	301.994	261.027	238.461	216.169	189.069	138.711	
	DB12356	352.506	362.592	326.914	265.922	220.856	229.068	252.486	233.861	176.062	
	DB12456	310.915	295.566	248.151	223.885	252.365	303.822	319.072	275.304	192.698	
	DB13456	246.313	246.911	247.916	262.631	290.759	328.876	332.062	280.206	191.747	
	DB23456	145.633	229.957	285.670	303.955	319.055	343.566	337.748	281.212	190.137	
	DB123456	352.451	377.176	363.809	336.563	328.299	344.744	336.886	280.941	190.973	
	DL1	278.149	192.650	106.619	49.022	18.176	8.255	2.855	1.044	1.641	
	DL2	147.928	168.507	147.267	96.024	51.618	24.317	10.403	4.471	0.531	
	DL3	62.207	106.992	145.351	141.260	97.407	55.844	27.159	12.169	2.937	
	DL4	8.912	23.851	51.175	91.211	134.492	145.096	108.075	65.019	27.308	
	DL5	2.323	9.212	22.044	47.888	86.843	133.140	152.482	119.400	77.170	
	DL6	0.400	2.883	8.301	19.369	43.346	85.119	140.584	175.161	174.615	
	DL12	425.999	360.949	253.477	144.395	67.969	28.401	12.407	4.789	1.056	
	DL13	340.134	299.407	251.472	189.503	113.500	59.581	26.630	11.928	2.447	
	DL14	279.618	214.563	156.360	139.021	150.469	148.687	107.284	64.087	26.424	
	DL15	276.230	198.855	127.406	95.715	102.763	136.783	151.981	118.893	77.857	
	DL16	277.291	193.109	112.131	67.114	59.149	88.720	140.141	174.711	175.303	
	DL22	295.897	337.018	294.532	192.007	103.192	48.625	20.799	8.938	1.061	
	DL24	149.509	190.624	197.461	186.667	185.740	168.880	116.463	66.916	26.753	
	DL25	146.042	174.846	168.453	143.336	138.010	156.882	160.863	121.243	75.856	
	DL26	147.103	169.097	153.170	114.723	94.350	108.770	148.974	177.048	173.294	
	DL34	63.824	129.150	195.590	232.016	231.725	200.717	134.768	75.466	29.553	
	DL35	60.272	113.235	166.492	188.634	183.942	188.474	178.690	129.011	75.077	
	DL36	61.288	107.477	151.207	160.025	140.291	140.408	166.851	184.836	172.569	
	DL45	10.615	31.012	72.858	138.856	221.186	278.043	260.192	183.860	101.880	
	DL46	8.434	24.504	57.161	110.065	177.533	229.938	248.268	239.581	199.211	
	DL56	2.428	11.762	28.400	66.968	130.021	218.136	293.011	294.556	251.714	
	DL123	439.210	421.137	358.791	256.844	148.434	75.290	32.016	14.524	2.478	
	DL124	384.663	344.725	273.223	211.386	181.620	155.296	104.300	59.598	23.522	
	DL125	381.590	330.542	247.152	172.394	138.695	144.568	144.426	108.772	69.050	
	DL126	382.555	325.382	233.380	146.647	99.398	101.296	133.749	159.009	156.785	
	DL134	307.574	289.371	271.537	252.226	223.000	183.933	120.792	67.276	26.039	
	DL135	304.404	275.130	245.395	213.197	180.035	173.020	160.495	115.748	68.355	
	DL136	305.313	269.920	231.611	187.445	140.738	129.751	149.824	166.024	156.101	
	DL145	250.043	198.828	159.831	167.843	213.455	253.517	233.607	164.852	92.144	
	DL146	251.011	193.671	146.092	142.064	174.155	210.241	222.923	215.078	179.834	
	DL156	247.998	179.542	120.065	103.127	131.251	199.574	263.267	264.600	227.051	
	DL234	190.485	267.841	308.536	295.089	254.746	202.122	129.035	69.817	26.332	
	DL235	187.235	253.498	282.335	256.059	211.718	191.053	168.463	117.886	66.554	
	DL236	188.198	248.337	268.562	230.280	172.453	147.783	157.787	168.124	154.289	
	DL245	132.882	177.233	196.775	210.674	245.137	271.581	241.573	166.954	90.334	
	DL246	133.853	172.083	183.045	184.939	205.882	228.315	230.895	217.184	178.024	

좌측편재하	DL256	130.837	157.946	157.009	145.958	162.934	217.638	271.232	266.702	225.240	
	DL345	55.685	121.781	195.008	251.470	286.473	299.999	257.641	173.964	89.648	
	DL346	56.611	116.620	181.273	225.732	247.217	256.735	246.970	224.204	177.383	
	DL356	53.596	102.485	155.239	186.756	204.274	246.093	287.307	273.716	224.557	
	DL456	9.196	28.565	70.976	141.987	237.815	326.717	360.666	323.079	248.689	
	DL1234	367.159	367.506	336.701	282.052	224.317	171.168	107.059	57.644	21.473	
	DL1235	364.500	355.583	314.890	249.534	188.487	162.050	140.095	97.952	56.134	
	DL1236	365.294	351.272	303.415	228.087	155.780	125.982	131.187	139.814	129.236	
	DL1245	319.211	292.041	243.607	211.733	216.363	229.119	200.992	138.810	75.902	
	DL1246	320.004	287.727	232.129	190.284	183.625	193.056	192.125	180.715	149.022	
	DL1256	317.505	275.947	210.432	157.822	147.846	184.194	225.731	221.954	188.375	
	DL1345	254.855	245.838	242.145	245.727	250.803	252.823	214.406	144.666	75.352	
	DL1346	255.649	241.525	230.669	224.279	218.064	216.787	205.500	186.530	148.456	
	DL1356	253.149	229.744	208.969	191.813	182.281	207.892	239.107	227.803	187.819	
	DL1456	207.850	166.162	137.680	154.012	210.162	274.970	300.048	268.706	207.604	
	DL2345	157.240	227.815	272.909	281.434	277.220	267.870	221.034	146.413	73.854	
	DL2346	158.033	223.501	261.431	259.985	244.482	231.806	212.166	188.319	146.974	
	DL2356	155.544	211.760	239.741	227.527	208.704	222.943	245.766	229.547	186.282	
	DL2456	110.251	148.185	168.490	189.731	236.590	290.027	306.715	270.461	206.113	
	DL3456	45.889	101.975	166.989	223.717	271.021	313.722	320.090	276.310	205.556	
	DL12345	365.718	372.153	352.517	317.603	289.282	270.699	220.736	146.144	74.495	
	DL12346	366.517	367.846	341.077	296.159	256.546	234.634	211.863	188.010	147.603	
	DL12356	363.984	356.096	319.385	263.704	220.806	225.779	245.474	229.251	186.957	
	DL12456	318.684	292.512	248.092	225.897	248.649	292.851	306.411	270.152	206.742	
	DL13456	254.367	246.313	246.597	259.885	283.081	316.546	319.786	276.001	206.185	
	DL23456	156.723	228.325	277.401	295.602	309.508	331.603	326.453	277.755	204.694	
	DL123456	365.191	372.624	357.002	331.767	321.565	334.427	326.148	277.447	205.323	
ENV		439.210	431.024	377.026	345.048	328.328	344.744	378.305	426.770	447.839	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1904.184	1861.189	1783.864	1741.341	1719.245	1728.256	1771.123	1853.908	1949.380	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 57.853 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.315 m , La = 11.625 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

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

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.315 + 0.405 × 57.853 = 24.724 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

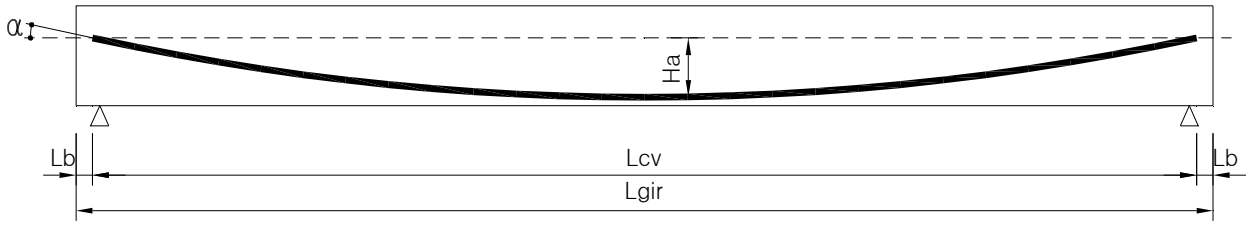
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 277806 N

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

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 24.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 246213 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 49.130 m

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

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

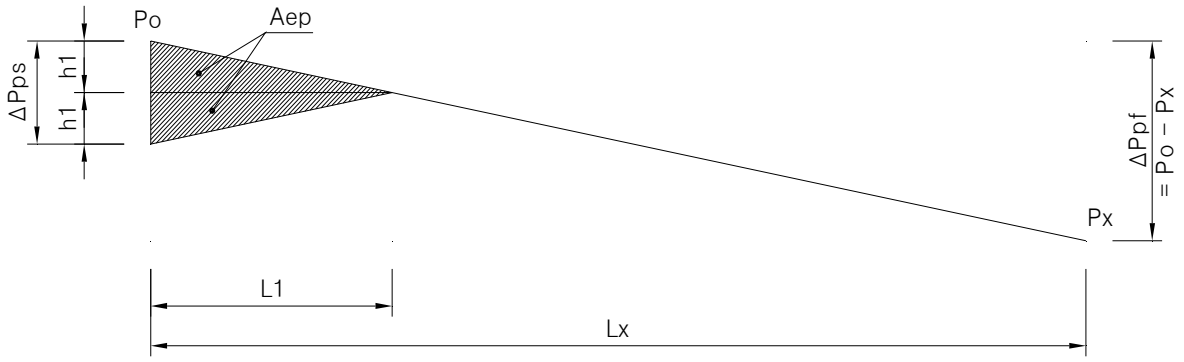
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

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

	Ha	a	α(rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.625	0.002693	0.13154	49.273	24.636	0.250	0.005	469619
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	441013
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	412094
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	382950

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell$ = 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = $\Delta \ell$ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep / p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 - Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	24.565	5011	1508400	17.349	173888	0
C2	24.565	5011	1508400	17.349	173888	0
T1	24.724	11236	1165080	10.183	228832	0
T2	24.636	19062	2663040	11.820	450611	0
T3	24.599	17928	2663040	12.188	437002	0
T4	24.576	16768	2663040	12.602	422634	0
T5	24.565	15589	2663040	13.070	407500	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

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

▶ $fcir = \varepsilon c \cdot Eci$, $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept$, $\varepsilon c = \varepsilon p$

▶ $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept = (Ept/Eci) \cdot fcir = n \cdot fcir$

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

$\Sigma fpsi =$
- ①강선 경우 : fps2 + fps3 + fps4 … fpsN
- ②강선 경우 : fps3 + fps4 … fpsN
- ③강선 경우 : fps4 … fpsN
- …
- ⓝ강선 경우 : 0

$fpsi = Pr / Anet + Pr \cdot e^2 / Inet$

- 긴장회수(N) = 4 회
- PS 강연선의 탄성계수(Ept) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(Eci) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- Pr = Po - ΔPpf - ΔPps
- fcir : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : Anet = 1.01095 m^2 , Inet = 0.87631 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 8215500 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3250000	-469619	0	2780381	-1.002517	4
T3	3250000	-441013	0	2808987	-1.002517	1
T4	3250000	-412094	0	2837906	-1.002517	2
T5	3250000	-382950	0	2867050	-1.002517	3

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	6.000	18.125	-2.350	15.776	108.536	240.864
T4	6.062	12.063	-2.350	9.714	66.830	148.309
T5	6.124	5.939	-2.350	3.589	24.695	54.803
T2	5.939	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-35.875
Σ	24.125	36.127	-9.399	26.729	183.895	408.100

Δfpe의 평균치 : 45.974 MPa

ΔPpe의 평균치 : 102.025 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	-690000	123106	0	0	-566894	1.34748	-763880
C2	-690000	123106	0	0	-566894	1.34748	-763880
PS강봉 소계(압축)					-1133787	1.34748	-1527759
T1	1380000	-277806	0	0	1102194	-1.01252	-1115990
T2	3250000	-469619	0	35875	2816256	-1.00252	-2823344
T3	3250000	-441013	0	-240864	2568123	-1.00252	-2574586
T4	3250000	-412094	0	-148309	2689598	-1.00252	-2696366
T5	3250000	-382950	0	-54803	2812248	-1.00252	-2819325
PS강연선 소계(인장)					11988418	-1.00383	-12029610

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1134	1.347	-1527.76	
	강선	gs	11988	-1.004	-12029.61	
합성전 고정하중		bl			5133.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2561.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4552.40	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10855 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1134}{0.002514} = 450.989 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11988}{0.0098477} = -1217.383 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5133.50}{0.96846} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			8.009	-5.772	47.564	-33.114	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2561.30}{1.98104} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fal	MPa	1.377	1.098	1.220	-2.142	6.851	-12.827	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4552.4 + 0}{1.98104} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fll	MPa	2.448	1.951	2.168	-3.807	12.178	-22.798	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

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

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

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

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6731} + n \cdot \frac{549.3}{1.9810} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fsh	MPa	0.103	0.043	0.047	-0.674	0.082	4.138	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.86 - 7 \times 7.10 = 152.601$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26.27 + -9.41 = 16.86$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.11 + -1.98 = -7.10$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \quad -1.004 = 26.267 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5134}{0.96846} \quad -0.965 = -5.115 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2561}{1.98104} \quad -1.532 = -1.981 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -152.601 \times 0.0098 = -1502.766$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1502.766}{1.6731} + n \cdot \frac{2302.902}{1.9810} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fcr	MPa	0.430	0.179	0.199	-2.824	0.345	17.348	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$

$= (\ 450.99\ + 47.56 + 6.85\ ) \times 0.03 = 15.162$ Mpa

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.162 \times 0.0025 = -38.118$ kN

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.118}{1.6731} + n \cdot \frac{-31.201}{1.9810} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
frgb	MPa	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.009	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	286.132	0.000	36.400	152.601	5.521
T2	0.002219	211.616	16.166	36.400	152.601	9.120
T3	0.002219	198.726	-108.536	36.400	152.601	22.493
T4	0.002219	185.695	-66.830	36.400	152.601	19.234
T5	0.002219	172.5621	-24.695	36.400	152.601	15.940
∑	0.009848	1054.732	-183.895	182.000	763.003	72.308
avg	0.001970	210.946	-36.779	36.400	152.601	14.462

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.462 \times 0.0098 = -142.41$ kN

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-142.41}{1.6731} + n \cdot \frac{218.24}{1.9810} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
frgs	MPa	0.041	0.017	0.019	-0.268	0.033	1.644	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 9.6846E+11 / 27804.0636 \times 2794176000 = 385.081$

$B = 1 + m = 1 + 385.081 = 386.081$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 385.081 \times 0.12 = -44.699$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 385.081 \times 0.005 + 385.081 \times 0.014$

$= 10.564$

$P = (1383.68 + 1152.42423) / 2 \times (138.7 \times 71)$

$= 12487397$ N

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1676423.223$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -199649.213$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 115645.849$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13388.949$ N.m

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.815$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.945$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.800$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.536$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.178$ MPa

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

$= -0.220$ MPa

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

$= 0.400$ MPa

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

$= -0.106$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.815	2.945	-5.800	1.536	-5.321	1.361	
fsh2	MPa	-0.178	-0.220	0.400	-0.106	0.366	-0.094	
f2	MPa	2.637	2.726	-5.401	1.431	-4.954	1.268	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G8거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1134	1.347	-1527.76	
	강선	gs	11988	-1.004	-12029.61	
합성전 고정하중		bl			5514.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2865.10	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3760.90	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10855 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1134}{0.002514} = 450.989 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11988}{0.0098477} = -1217.383 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5514.70}{0.96846} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			8.604	-6.201	51.096	-35.573	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2865.10}{1.99444} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fal	MPa	1.520	1.210	1.345	-2.390	7.543	-14.322	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3760.9 + 0}{1.99444} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fll	MPa	1.996	1.589	1.765	-3.138	9.901	-18.800	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

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

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

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

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.685} + n \cdot \frac{549.3}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fsh	MPa	0.100	0.041	0.045	-0.671	0.069	4.123	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 16.86 - 7 \times 7.70 = 148.401$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26 + -9.41 = 16.86$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.49 + -2.20 = -7.70$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \quad -1.004 = 26.267 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5515}{0.96846} \quad -0.965 = -5.495 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2865}{1.99444} \quad -1.532 = -2.201 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -148.401 \times 0.0098 = -1461.410$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1461.410}{1.6850} + n \cdot \frac{2239.526}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fcr	MPa	0.408	0.165	0.184	-2.736	0.281	16.810	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 450.99\ + 51.10 + 7.54\ ) \times 0.03 = 15.289\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.289 \times 0.0025 = -38.436\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.436}{1.6850} + n \cdot \frac{-31.462}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
frgb	MPa	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.010	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	286.132	0.000	36.400	148.401	5.731
T2	0.002219	211.616	16.166	36.400	148.401	9.330
T3	0.002219	198.726	-108.536	36.400	148.401	22.703
T4	0.002219	185.695	-66.830	36.400	148.401	19.444
T5	0.002219	172.562	-24.695	36.400	148.401	16.150
∑	0.009848	1054.732	-183.895	182.000	742.006	73.358
avg	0.001970	210.946	-36.779	36.400	148.401	14.672

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.672 \times 0.0098 = -144.48\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-144.48}{1.6850} + n \cdot \frac{221.41}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
frgs	MPa	0.040	0.016	0.018	-0.270	0.028	1.662	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00279418 = 385.081$

$B = 1 + m = 1 + 385.081 = 386.081$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 385.081 \times 0.12 = -44.699 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 385.081 \times 0.005 + 385.081 \times 0.014$

$= 10.564$

$P = (1383.68 + 1156.95881) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12509724 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1766103.554 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -210785.748 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 115645.849 \ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13388.949 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.985$ MPa

$f_{C2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 3.083$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.111$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.619$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.178$ MPa

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

$= -0.220$ MPa

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

$= 0.400$ MPa

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

$= -0.106$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.985	3.083	-6.111	1.619	-5.606	1.435	
fsh2	MPa	-0.178	-0.220	0.400	-0.106	0.366	-0.094	
f2	MPa	2.807	2.864	-5.712	1.513	-5.239	1.341	

10.3 G9거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1134	1.347	-1527.76	
	강선	gs	11988	-1.004	-12029.61	
합성전 고정하중		bl			5133.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2883.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4543.80	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10855 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1134}{0.002514} = 450.989 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11988}{0.0098477} = -1217.383 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5133.50}{0.96846} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			8.009	-5.772	47.564	-33.114	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2883.30}{1.98104} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fal	MPa	1.550	1.236	1.373	-2.411	7.713	-14.440	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4543.8 + 0}{1.98104} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fll	MPa	2.443	1.948	2.164	-3.799	12.155	-22.755	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

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

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

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

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6731} + n \cdot \frac{549.3}{1.9810} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fsh	MPa	0.103	0.043	0.047	-0.674	0.082	4.138	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.86 - 7 \times 7.35 = 150.857$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26.27 + -9.41 = 16.86$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.11 + -2.23 = -7.35$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \quad -1.004 = 26.267 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5134}{0.96846} \quad -0.965 = -5.115 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2883}{1.98104} \quad -1.532 = -2.230 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -150.857 \times 0.0098 = -1485.595$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1485.595}{1.6731} + n \cdot \frac{2276.589}{1.9810} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fcr	MPa	0.425	0.177	0.196	-2.792	0.341	17.150	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$

$= (\ 450.99\ + 47.56\ + 7.71\ ) \times 0.03 = 15.188$ Mpa

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.188 \times 0.0025 = -38.183$ kN

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.183}{1.6731} + n \cdot \frac{-31.254}{1.9810} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
frgb	MPa	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.009	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	286.132	0.000	36.400	150.857	5.608
T2	0.002219	211.616	16.166	36.400	150.857	9.207
T3	0.002219	198.726	-108.536	36.400	150.857	22.580
T4	0.002219	185.695	-66.830	36.400	150.857	19.322
T5	0.002219	172.562	-24.695	36.400	150.857	16.027
∑	0.009848	1054.732	-183.895	182.000	754.286	72.744
avg	0.001970	210.946	-36.779	36.400	150.857	14.549

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.549 \times 0.0098 = -143.27$ kN

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-143.27}{1.6731} + n \cdot \frac{219.56}{1.9810} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
frgs	MPa	0.041	0.017	0.019	-0.269	0.033	1.654	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00279418 = 385.081$

$B = 1 + m = 1 + 385.081 = 386.081$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 385.081 \times 0.12 = -44.699 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 385.081 \times 0.005 + 385.081 \times 0.014$

$= 10.564$

$P = (1383.68 + 1154.30691) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12496667 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1675836.597 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -199569.712 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 115645.849 \ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13388.949 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.813$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.945$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.798$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.536$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.178$ MPa

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

$= -0.220$ MPa

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

$= 0.400$ MPa

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

$= -0.106$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.813	2.945	-5.798	1.536	-5.319	1.361	
fsh2	MPa	-0.178	-0.220	0.400	-0.106	0.366	-0.094	
f2	MPa	2.635	2.725	-5.399	1.430	-4.952	1.267	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.833**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	
계				1.761	17.610	450.989	-1217.383	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	8.009	-5.772	47.564	-33.114	
4	fal	1.377	1.098	1.220	-2.142	6.851	-12.827	
5	fll	2.448	1.951	2.168	-3.807	12.178	-22.798	
6	fsh	0.103	0.043	0.047	-0.674	0.082	4.138	
7	fcr	0.430	0.179	0.199	-2.824	0.345	17.348	
8	frgb	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.009	
9	frgs	0.041	0.017	0.019	-0.268	0.033	1.644	
10	f2	2.637	2.726	-5.401	1.431	-4.954	1.268	
계		6.998	5.979	7.985	3.559	512.858	-1261.716	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-566.894	-566.894	1102.194	2816.256	2568.123	2689.598	±2812.248
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	±0.0022
fps	(MPa)	-450.989	-450.989	1135.229	1269.041	1157.229	1211.967	±1267.235
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.000
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

11.2 G2~G8거더 응력산출

1) G2~G8거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.836**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	
계				1.761	17.610	450.989	-1217.383	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	8.604	-6.201	51.096	-35.573	
4	fal	1.520	1.210	1.345	-2.390	7.543	-14.322	
5	fll	1.996	1.589	1.765	-3.138	9.901	-18.800	
6	fsh	0.100	0.041	0.045	-0.671	0.069	4.123	
7	fcr	0.408	0.165	0.184	-2.736	0.281	16.810	
8	frgb	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.010	
9	frgs	0.040	0.016	0.018	-0.270	0.028	1.662	
10	f2	2.807	2.864	-5.712	1.513	-5.239	1.341	
계		6.834	5.851	7.973	3.721	514.437	-1262.132	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-566.894	-566.894	1102.194	2816.256	2568.123	2689.598	2812.248
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-450.989	-450.989	1135.229	1269.041	1157.229	1211.967	1267.235
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

11.3 G9거더 응력산출

1) G9거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.834**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	
계				1.761	17.610	450.989	-1217.383	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	8.009	-5.772	47.564	-33.114	
4	fal	1.550	1.236	1.373	-2.411	7.713	-14.440	
5	fll	2.443	1.948	2.164	-3.799	12.155	-22.755	
6	fsh	0.103	0.043	0.047	-0.674	0.082	4.138	
7	fcr	0.425	0.177	0.196	-2.792	0.341	17.150	
8	frgb	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.009	
9	frgs	0.041	0.017	0.019	-0.269	0.033	1.654	
10	f2	2.635	2.725	-5.399	1.430	-4.952	1.267	
계		7.160	6.111	8.134	3.327	513.694	-1263.474	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-566.894	-566.894	1102.194	2816.256	2568.123	2689.598	2812.248
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-450.989	-450.989	1135.229	1269.041	1157.229	1211.967	1267.235
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

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

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5133.50	30891	0.9685	42.92
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9810	7.06
프리스트레스 도입직후	-13557.37	30891	0.8763	-125.26
프리스트레스 손실	2400.38	30891	1.9810	9.81
활하중	4552.40	30891	1.9810	18.61

(2) G2~G8 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5514.70	30891	0.9685	46.10
합성후 고정하중	2865.10	30891	1.9944	12.11
프리스트레스 도입직후	-13557.37	30891	0.8763	-125.26
프리스트레스 손실	2400.38	30891	1.9810	9.81
활하중	3760.90	30891	1.9810	15.37

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

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

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 259.443 mm

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

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

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

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

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

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

= 1.47 ×2.425 ×0.482 = 1.718

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

= 1.718 × 0.48 = 0.825

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

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

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

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

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 259.443

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

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

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

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

= 1.22 ×2.425 ×0.391 = 1.157

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

= 1.157 × 0.98 = 1.134

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -125.26) = -40.72 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 42.92 + 7.06 + -115.45)

= 11.83 mm

(4) G2~G8 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -125.26) = -40.72 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 46.10 + 12.11 + -115.45)

= 21.17 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G8 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-49.35	-49.35	δ_{do}+ δ_{ps}
바닥판 타설 전	-90.07	-90.07	
바닥판 타설 후	-47.15	-43.97	δ_{do}+ δ_{ps}+ δ_{d1}+ $\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-18.46	-0.88	δ_{do}+ δ_{d1}+ δ_{d2}+ δ_{pe}+ $\delta_{\Phi 1}$+ $\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	18.61	15.37	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 49 / 800 = 61.25 mm

(1) G1 거더

δv = 18.61 < δa = 61.25 ---------- **O.K**

(2) G2~G8 거더

δv = 15.37 < δa = 61.25 ---------- **O.K**

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 30471050.0 N·m

2) 단면 제원

b = 2750.0 mm (압축 플랜지의 폭)

dp = 2716.0 mm

Ap1 = 0.0098477 m^2 = 9847.7 mm^2 (강연선 총면적)

Ap2 = 0.002514 m^2 = 2514 mm^2 (강봉 총면적)

Fck = 27 MPa (슬래브 콘크리트 강도)

Fck = 40 MPa (빔 콘크리트 강도)

Fput = 1900 MPa (극한인장강도)

Fpyt = 1600 MPa (항복강도)

Fpuc = 1050 MPa (극한인장강도)

Fpyc = 950 MPa (항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

$\beta 1$ = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

$\rho p1$ = Ap / (b × dp) = 0.001318

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

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

Fps = Fput ×[1 - (rp1/$\beta 1$) × $\rho p1$ × (Fput / Fck)] = 1842.4 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 287.5 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 287.5 mm ---------- **플랜지단면**

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.090

qp (=0.09) < 0.36 × $\beta 1$ (=0.309) ---------- **O.K**

7) 극한 저항 모멘트 검토

$\Phi \cdot Mn = \Phi$ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))

'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 58882.89 kN·m

$\Phi \cdot Mn$ (=58882.889) > Mu (=30471.05) ---------- **O.K**

8) 균열 모멘트 검토

1.2·Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -34171.752 kN·m

fpe = 23.471 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.777 m^3

1.2·Mcr (=-34171.752 < $\Phi \cdot Mn$ (=58882.889) ---------- **O.K**

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G9 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	725.88	5.54
합성전	407.68	1.64
합성후	268.12	18.74
활하중	430.29	26.08

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2747.3 kN

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

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 12484.0 kN·m

fpe = 23.471 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 82.57 kN·m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 725.88 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1803.66 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 273965.61 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1473.37 kN

∴ Vci = 273965.61 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10597129 N = 10597.13 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10309958 / 1010953 = 10.198 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9176171 × 0.2675 = 2454181.99 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10597.1 kN

3) øVc = 0.80 × 10597.1 = 8477.7 kN

1/2 øVc = 4,238.852 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G9 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	695.79	385.42
합성전	398.79	220.14
합성후	260.80	126.71
활하중	422.15	222.32

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2669.6 kN

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

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 12484.0 kN·m

fpe = 23.471 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 928.89 kN·m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 695.79 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1765.09 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 24549.46 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 24549.46 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4489918.77 N = 4489.92 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10309958 / 1010953 = 10.198 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9176171 × 0.2675 = 2454181.99 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4489.9 kN

3) øVc = 0.80 × 4489.9 = 3591.9 kN

1/2 øVc = 1,795.968 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1950mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- **O.K**

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = **D13** × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- **O.K**

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G9 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	533.73	2806.60
합성전	334.11	1685.90
합성후	207.53	1063.40
활하중	366.32	1637.70

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2185.6 kN

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

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 12484.0 kN·m

fpe = 23.471 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.7772 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 7095.15 kN·m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 533.73 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1491.72 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 3289.97 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 3289.97 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4489918.77 N = 4489.92 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10309958 / 1010953 = 10.198 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9176171 × 0.2675 = 2454181.99 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3290.0 kN

3) øVc = 0.80 × 3290.0 = 2632.0 kN

1/2 øVc = 1,315.989 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1950mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Av = (V_u - ϕV_c) S / (ϕ f_y d)

= (2185.6 - 2632.0) × 400

/ (0.80 × 300 × 2080.00)

= - 357.70 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 93.33 mm^2

Avuse = **D13** × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- **O.K**

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.074$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.55 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 797500$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.074 \times 797500 = 59015$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 59015 / (2.75 \times 0.80)$

$= 0.054$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.193$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.66 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 957000$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.193 \times 957000 = 184701$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 184701 / (2.75 \times 0.80)$

$= 0.168$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vd = 1401.7 x 1000 /(0.800 x 2.272) = 0.771 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 m ≤ 0.8 x 2.8 = 2.272 m

dp = 2.272 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 430.3 x 1000 /{ 0.800 x 2.272) = 0.237 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 m ≤ 0.8 x 2.8 = 2.272 m

dp = 2.272 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.771 + 2.15 x 0.237

= 1.512 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

② 1.3 x vd + 1.3 x vl + 1.3 x vt

= 1.3 x(0.771 + 0.237 + 0.054)

= 1.381 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.054 + 0.168)

= 0.289 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 ㎜ 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.
- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = **0.8** x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ 전단철근 최대 간격 s = 0.600 m

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D **13** x **2** ea = 0.000254 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req.\ s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272\ m$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D **16** x **2** ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req.\ s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426\ m$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

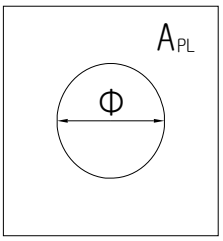
- 사용 철근량 Use Av = D **16** x **2** ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req.\ s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426\ m$$

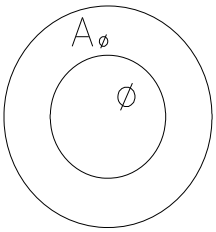
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(㎡)	AΦ(㎡)	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,250,000	2,816,256	2,345,573
T3	3,250,000	2,568,123	2,138,910
T4	3,250,000	2,689,598	2,240,083
T5	3,250,000	2,812,248	2,342,234

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 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 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- A_b = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	35.2	**O.K**
T3	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	35.2	**O.K**
T4	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	35.2	**O.K**
T5	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	35.2	**O.K**

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$fap = 0.5 \times fck \times \sqrt{(Ab'/Ab)} \leq 0.9 \times fck$

• fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/16연선	2,816,256	0.107	26.3	33.9	**O.K**
T3	15.2/16연선	2,568,123	0.107	24.0	33.9	**O.K**
T4	15.2/16연선	2,689,598	0.107	25.1	33.9	**O.K**
T5	15.2/16연선	2,812,248	0.107	26.3	33.9	**O.K**

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 295 mm

h(정착단면의 치수) = 2600 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.137706146

∑Po (도입긴장력) = 13000000 N

1) 파열력 산정

$T_{burst} = 0.25 \times \sum P_o \times \{1 - (a/h)\} + (0.5 \times \sum P_o \times \sin\alpha)$

$= 0.25 \times 13000000 \times \{1 - (885 / 2600)\}$

$+ 0.5 \times 13000000 \times \sin 0.13771$

$= 3038840.0$ N

2) 보강철근량 산정

$1.2\ T_{burst} = \Phi\ T_n = \Phi\ A_s f_y$

Req'd As = $1.2 \times 3038839.95 / (0.8 \times 300.0) = 15194.2$ mm²

e = $2600 / 2 - (250 \times 4 + 500 \times 2 + 500 \times 1) / 4$

= 675 mm

dburst = $0.5 \times (h - 2e) + 5e \times \sin 0.13771$

= $0.5 \times (2600 - 2 \times 67.50) + 5 \times 67.50 \times \sin 0.13771$

= 1233.3 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 1233.3 = 3083.25 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm²) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm²

---------- **O.K**

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

$T_{spall} = 0.02 \times \sum P_o = 0.02 \times 3038839.950 = 60776.799$ N

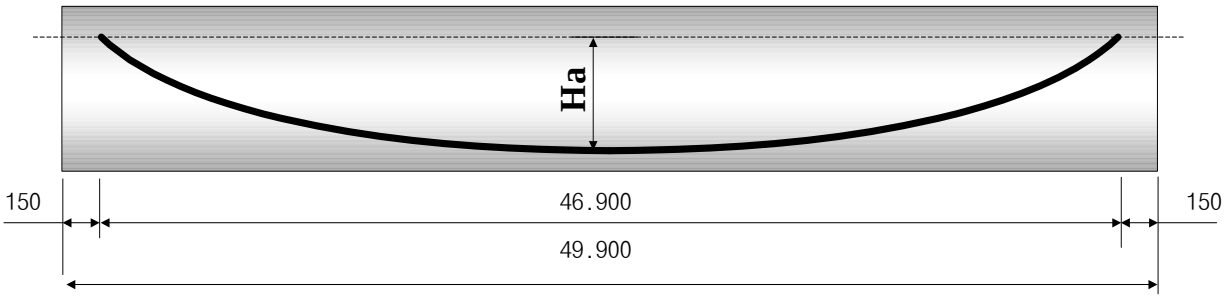
2) 보강철근량 산정

$f_s = 0.6 \times f_y = 0.6 \times 300 = 180$ MPa

$A_s = T_{spall} / f_s = 60776.799 / 180 = 337.649$ mm²

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	49.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	49.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	2.360	49.449	0.40464
T2	0.0022192	200000	1.625	49.273	0.13154
T3	0.0022192	200000	1.125	49.199	0.09134
T4	0.0022192	200000	0.625	49.151	0.05084
T5	0.0022192	200000	0.125	49.131	0.01018

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

△L = (Po + Pnet)×(Lps/2)/(Ap×Ep)

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	5	-690.00	-566.89	49.130	-122.815
C2	5	-690.00	-566.89	49.130	-122.815
T1	5	1380.00	1102.19	49.449	316.051
T2	4	3250.00	2816.26	49.273	336.723
T3	1	3250.00	2568.12	49.199	322.463
T4	2	3250.00	2689.60	49.151	328.878
T5	3	3250.00	2812.25	49.131	335.530

17. 신축이음의 설계 (복현삼교 A1, A2)

가) 신축량 계산 (BICON 거더교)

① 온도변화에 의한 이동량

ΔLt = ΔT × α × L -신축거더의 길이는 고정단으로부터의 거리(도로교 설계기준 2005 2.4.2.2)

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃) -콘크리트교의 경우 온도변화 40℃(도로설계요령 6.2.2)

α : 선팽창계수(0.00001) 강교:1.2*10⁻5 콘크리트교:1.0*10⁻5

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 50 = **0.0200** m

② 건조 수축 신축량

ΔLsh = 0.1 × L

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 50 = **0.005** m

③ creep 신축량

ΔLsh = 0.2 × L

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 50 = **0.010** m

④ 신축 여유량

(20 mn+ 5.000 mn + 10.000 mn) × 20 % + 10.0 mn = **17.0** mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 20 mn + 5.000 mn + 10.000 mn + 17.0 = 52.0 mm

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	설계
	20.0	5.0	10.0	17.0	52.0	