구조안전성능 자료 _ 금남IC RAMP-A교(상)

구조안전성능 자료 _구조계산서

1.1 교량 형식 ; POST TENSIONING TYPE P.S.C BEAM 교

1.2 교량연장 ; 2 @ 30.00 = 60.00

1.3 교량폭원 ; 14.538 m ,평면선형: 직선 m

1.4 포 장 ; ASPHALT 포장

1.5 교량등급 ; 1 등교

1.6 PSC형 길이 ; 29.90 m

1.7 지 간 장 ; 29.10 m

1.8 활 하 중

1.8.1 차 륜 하 중 ; DB 24 & DL 24

1.8.2 충 격 계 수 ;

DB,DL : i = 15 / (40 + L) ≤ 0.3

1.9 재료 의 강도 및 허용응력(도.설P307~309,콘.설P185~186)

1.9.1 P.S.C BEAM

1) 콘크리트 설계기준강도 ; fck = 400 kgf/㎠

2) 철근의 항복강도 ; fy = 3,000 kgf/㎠ (SD 30)

3) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 허용응력

(1) 허용휨 압축응력 (fci = 0.800 x fck = 320.0)

fca = 0.55 x fci = 176.000 kgf/㎠

(2) 허용휨 인장응력

- 부착된 철근이 없는 인장구역 ; fcat = 14.000 kgf/㎠

fta = 0.800 x √fci = 14.311 kgf/㎠

∴ fcat = 14.000 kgf/㎠

- 부착된 철근이 있는 인장구역 ;

fta = 1.600 x √fci = 28.622 kgf/㎠

4) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력

(1) 허용휨 압축응력

fcaw = 0.400 x fck = 160.000 kgf/㎠

· 윤하중 분포폭 (E)

$$\frac{PL}{4E} = \frac{L + 0.6}{9.6} \times P$$

$$\because \; E = \frac{2.4\,L}{L + 0.6} = \frac{2.4 \times 1.800}{1.800 + 0.6} = 1.8$$

⑥ 하중조합

구 분	고정하중	DB , DL	원심하중			합 계	비 고
CASE 1	1.3	2.15	1.3				2.2.1
사용하중	사용성 검토						
CASE 1	0.262	2.496	0.000			2.758	2.2.1
극한하중	단면 검토						
CASE 1	0.341	5.366	0.000			5.707	2.2.1

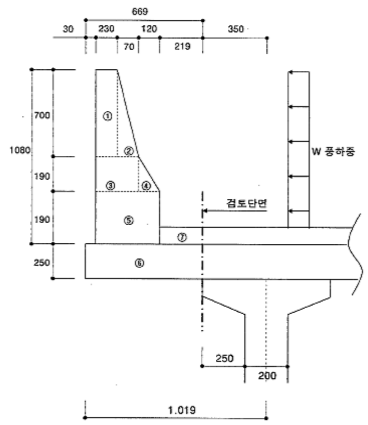
∴ 적용하중

· M = 2.758 tonf-m/m

· Mu = 5.707 tonf-m/m

단면검토 (OUTPUT 참조)

B = 100 cm , D = 21 cm , D' = 4 cm



작용하중 산정

① 고정하중

구 분	작 용 하 중 (Wd)	팔길이 (Arm) (m)	모멘트 (Md) (tonf-m/m)
①	0.230 x 0.700 x 2.50 = 0.403	0.524	0.211
②	0.070 x 0.700 x 2.50 x ½ = 0.061	0.386	0.024
③	0.300 x 0.190 x 2.50 = 0.143	0.489	0.070
④	0.120 x 0.190 x 2.50 x ½ = 0.029	0.299	0.009
⑤	0.420 x 0.190 x 2.50 = 0.200	0.429	0.086
⑥	0.669 x 0.250 x 2.50 = 0.418	0.335	0.140
⑦	0.219 x 0.080 x 2.30 = 0.040	0.110	0.004
1단난간	= 0.267	0.504	0.135
Σ	= 1.561		0.679

· 방호 울타리 고정하중 = 1.103 tonf/m ΣWd = 1.561 tonf/m

H = 1.00 tonf (직선구간 : 1.0 tonf/m, 곡선구간 : 2.0 tonf/m)

∴ Mco = 1.00 x 1.080 m = 1.080 tonf-m/m

③ 풍하중

∴ Pw = 300 kgf/m

$$Mw = 0.300 \times \frac{1.000}{2} = 0.150 \text{ tonf-m/m}$$

④ 하중조합

구 분	고정하중	충돌하중	풍하중			합 계	비 고
CASE 1	1.3	–	1.3				2.2.2
CASE 2	1.3	1.3	–				2.2.8
CASE 3	1.2	1.2	1.2				2.2.9
사용하중	사용성 검토						
CASE 1	0.679		0.150			0.829	2.2.2
CASE 2	0.679	1.080				1.759	2.2.8
CASE 3	0.679	1.080	0.150			1.909	2.2.9
극한하중	단면 검토						
CASE 1	0.883		0.195			1.078	2.2.2
CASE 2	0.883	1.404				2.287	2.2.8
CASE 3	0.815	1.296	0.180			2.291	2.2.9

∴ 적용하중

· M = 1.909 tonf-m/m

· Mu = 2.291 tonf-m/m

단면검토 (OUTPUT 참조)

B = 100 cm , D = 19 cm , D' = 6 cm

3.2.1 철 근 량 산 정

<< Input Data >>

· CON'C설계기준강도 fck = 270.0 kgf/㎠

· 철근항복강도 fy = 4,000 kgf/㎠

· 극한MOMENT Mu = 5.707 tf.m · 강도감소계수(휨) Φf = 0.850

· 극한전단력 Su = 0.000 tf · 강도감소계수(전단) Φs = 0.800

· 극한축하중 Nu = 0.000 tf · 강도감소계수(축력) Φc = 0.650

· 단면의 폭 b = 100.0 cm · 편심거리 e = 0.000 cm

· 단면의 높이 h = 25.0 cm · CON'C피복두께 d' = 4.000 cm

· 유효높이 d = 21.0 cm

*** 소요철근량 산정 ***

k1=0.850 fck<280 : K=0.85
fck>280 : K=0.85- (fck-280)*0.007/10

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.1743As

Mu = Φ · As · fy · (d-a/2)

296.296 As^2 – 71400.000 As + 570700.000 = 0

As(req) = 8.277 ㎠

4/3*As(req) = 11.036 ㎠ 최소 소요철근량 As'= 8.277 ㎠

As(min) = 14/fy x bxd = 7.350 ㎠

사용철근량 = H 16 @ 125 = 15.880 ㎠ < As(max) -- ok

As(max) = 0.75×0.85×k1×(fck/fy)×(6000/(6000+fy)) x bxd

= 46.086 ㎠

ΦMn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 1059114 = 10.591 tf.m

∴ ΦMn = 10.591 tf.m > Mu = 5.707 tf.m -- OK

· 윤하중 분포폭 (E)

$$\frac{PL}{4E} = \frac{L + 0.6}{9.6} \times P$$

$$\because \quad E = \frac{2.4\,L}{L + 0.6} = \frac{2.4 \times 1.800}{1.800 + 0.6} = 1.8$$

⑥ 하중조합

구　분	고정하중	DB , DL	원심하중			합 계	비　고
CASE 1	1.3	2.15	1.3				2.2.1
사용하중	사용성 검토						
CASE 1	0.262	2.496	0.000			2.758	2.2.1
극한하중	단면 검토						
CASE 1	0.341	5.366	0.000			5.707	2.2.1

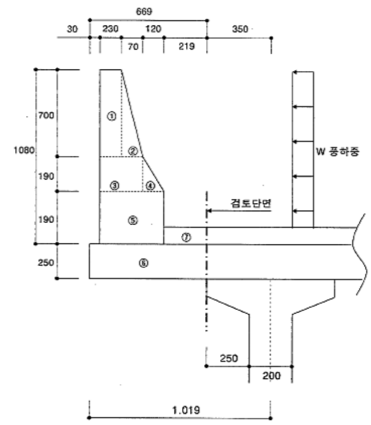
∴ 적용하중

· M = 2.758 tonf-m/m

· Mu = 5.707 tonf-m/m

——— 단면검토 (OUTPUT 참조)

B = 100 cm , D = 21 cm , D' = 4 cm



——— 작용하중 산정

① 고정하중

구 분	작 용 하 중 (Wd)	팔길이 (Arm) (m)	모멘트 (Md) (tonf-m/m)
①	0.230 x 0.700 x 2.50 = 0.403	0.524	0.211
②	0.070 x 0.700 x 2.50 x ½ = 0.061	0.386	0.024
③	0.300 x 0.190 x 2.50 = 0.143	0.489	0.070
④	0.120 x 0.190 x 2.50 x ½ = 0.029	0.299	0.009
⑤	0.420 x 0.190 x 2.50 = 0.200	0.429	0.086
⑥	0.669 x 0.250 x 2.50 = 0.418	0.335	0.140
⑦	0.219 x 0.080 x 2.30 = 0.040	0.110	0.004
1단난간	= 0.267	0.504	0.135
Σ	= 1.561		0.679

· 방호 울타리 고정하중 = 1.103 tonf/m　　ΣWd = 1.561 tonf/m

H = 1.00 tonf (직선구간 : 1.0 tonf/m, 곡선구간 : 2.0 tonf/m)

∴ Mco = 1.00 x 1.080 m = 1.080 tonf-m/m

③ 풍하중

∴ Pw = 300 kgf/m

$$Mw = 0.300 \times \frac{1.000}{2} = 0.150 \quad \text{tonf-m/m}$$

④ 하중조합

구　분	고정하중	충돌하중	풍하중			합 계	비　고
CASE 1	1.3	-	1.3				2.2.2
CASE 2	1.3	1.3	-				2.2.8
CASE 3	1.2	1.2	1.2				2.2.9
사용하중	사용성 검토						
CASE 1	0.679		0.150			0.829	2.2.2
CASE 2	0.679	1.080				1.759	2.2.8
CASE 3	0.679	1.080	0.150			1.909	2.2.9
극한하중	단면 검토						
CASE 1	0.883		0.195			1.078	2.2.2
CASE 2	0.883	1.404				2.287	2.2.8
CASE 3	0.815	1.296	0.180			2.291	2.2.9

∴ 적용하중

· M = 1.909 tonf-m/m

· Mu = 2.291 tonf-m/m

——— 단면검토 (OUTPUT 참조)

B = 100 cm , D = 19 cm , D' = 6 cm

3.2.1 철 근 량 산 정

<< Input Data >>

· CON'C설계기준강도　fck = 270.0 kgf/㎠

· 철근항복강도　fy = 4,000 kgf/㎠

· 극한MOMENT　Mu = 5.707 tf.m　· 강도감소계수(휨)　Φf = 0.850

· 극한전단력　Su = 0.000 tf　· 강도감소계수(전단)　Φs = 0.800

· 극한축하중　Nu = 0.000 tf　· 강도감소계수(축력)　Φc = 0.650

· 단면의 폭　b = 100.0 cm　· 편심거리　e = 0.000 cm

· 단면의 높이　h = 25.0 cm　· CON'C피복두께　d' = 4.000 cm

· 유효높이　d = 21.0 cm

*** 소요철근량 산정 ***

k1=0.850　fck<280 :　K=0.85
　　　　　fck>280 :　K=0.85- (fck-280)*0.007/10

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.1743As

Mu = Φ · As · fy · (d-a/2)

$296.296 \; As^2 - 71400.000 \; As + 570700.000 = 0$

As(req) = 8.277 ㎠

4/3*As(req) = 11.036 ㎠　　최소 소요철근량 As'= 8.277 ㎠

As(min) = 14/fy x bxd = 7.350 ㎠

사용철근량 = H 16 @ 125 = 15.880 ㎠　< As(max) -- ok

As(max) = 0.75×0.85×k1×(fck/fy)×(6000/(6000+fy)) x bxd

= 46.086 ㎠

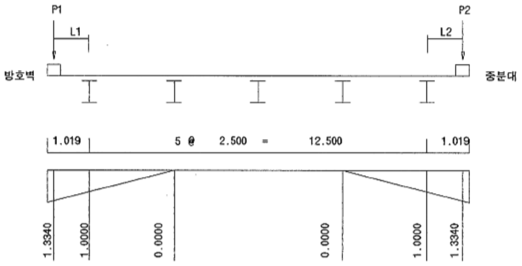
ΦMn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 1059114 = 10.591 tf.m

∴ ΦMn = 10.591 tf.m > Mu = 5.707 tf.m -- OK

§4. 반력 및 GIRDER 설계하중 산정

4.1 반력 산정

(1) 사하중



P1 = 방호벽 자중 = 1.103 tf
L1 = 0.535 / 1.103 + 0.350 = 0.835 m

① 외측 BEAM

포 장	2.3 * 0.08 * (0.569 + 1.25)	=	0.335	tf/m
슬 래 브	2.5 * 0.25 * (1.019 + 1.25)	=	1.418	tf/m
방 호 벽	1.103 * 1.334	=	1.471	tf/m
	total Wd	=	3.224	tf/m

P.S.C BEAM 2.5 tf/m3 x 24.613 m^3 = 61.533 tf
CROSS BRAM 0.3 x 1.77 x (2.50 - 0.7) x 2.5 x 1/2 x 1ea
+ 0.4 x 0.70 x (2.50 - 0.7) x 2.5 x 1/2 x 2ea = 2.455 tf
TOTAL Rd : 3.224 * 30 + 61.533 + 2.455 = 160.708 tf
Ra : Rd / 2 = 80.354 tf

② 내측 BEAM

포 장	2.3 * 0.08 * 2.500	=	0.460	tf/m
슬 래 브	2.5 * 0.25 * 2.500	=	1.563	tf/m
	total Wd	=	2.023	tf/m

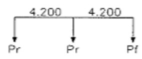
P.S.C BEAM 2.5 tf/m3 x 24.613 m^3 = 61.533 tf
CROSS BRAM 0.3 x 1.77 x (2.50 - 0.7) x 2.5 x 1ea
+ 0.4 x 0.70 x (2.50 - 0.7) x 2.5 x 2ea = 4.910 tf
TOTAL Rd : 2.023 * 30 + 61.533 + 4.91 = 127.133 tf
반력 Ra : Rd / 2 = 63.567 tf

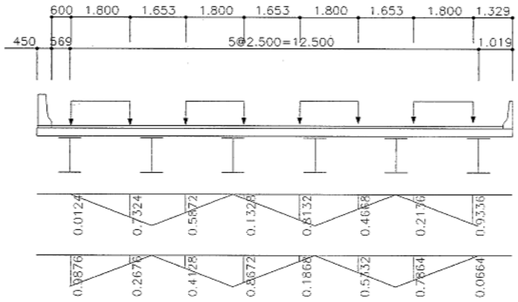
(2) 활하중

설계차선폭 산정 : (14.538 - 0.450 - 0.275)/ 4 = 3.453 m

1) DB-24 하중

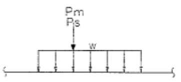
* Pr = 9.6 tf , Pf = 2.4 tf
* 충격계수 : I = 15 / (29.1 + 40) = 0.217
* GIRDER 지간 : 29.100 M

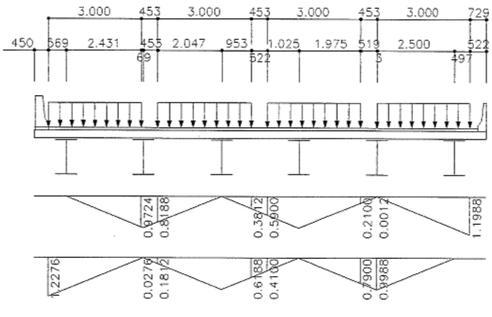




2) DL-24 하중

* Pm = 10.8 tf , Ps = 15.6 tf ,
* W = 1.27 tf/M
* 충격계수 : I = 15 / (29.1 + 40) = 0.217
* GIRDER 지간 : 29.100 M





(2차선 재하시)

G1 = 1/2*1.2276*3.069 = 1.884
G2 = 1.0*2.5-1/2*(0.9724+0.8188)*0.522 = 2.032
G3 = 1.0*2.5-1/2*(0.0276+0.1812)*0.453-1/2*0.6188*1.547 = 1.974
G4 = 1/2*0.3812*0.953 = 0.182

(3차선 재하시)

G1 = 0.9*(1/2*1.2276*3.069) = 1.696
G2 = 0.9*(1.0*2.5-1/2*(0.9724+0.8188)*0.522) = 1.829
G3 = 0.9*(1.0*2.5-1/2*(0.0276+0.1812)*0.522-1/2*(0.6188+0.4100)*0.522) = 1.959
G4 = 0.9*(1.0*2.5-1/2*(0.3812+0.5900)*0.522-1/2*(0.2100+0.0012)*0.519) = 1.973
G5 = 0.9*(1/2*2.5-1/2*0.7900*1.975) = 0.423

4.2 GIRDER 설계하중 산정

(1) 외측 BEAM

1) 합성전 사하중

GIRDER 61.533 / 30.000 = 2.051 tf/m
SLAB + CROSS BEAM 1.418 + 2.455 / 30.000 = 1.500 tf/m

2) 합성후 사하중

포장 + 방호벽 = 0.335 + 1.471 = 1.806 tf/m

3) 활하중 (충격계수가 포함된 값임, 횡분배 참조)

- DB-24 Pr = 14.665 tf , Pf = 3.666 tf
- DL-24 Wdl= 0.971 tf/M , Ps = 11.923 tf

Pm = 1.884 * 10.8 / 3 * (1 + 0.217) = 8.254 tf

(2) 내측 BEAM

1) 합성전 사하중

GIRDER 61.533 / 30.000 = 2.051 tf/m
SLAB + CROSS BEAM 1.563 + 4.91 / 30.000 = 1.727 tf/m

2) 합성후 사하중

포장 = 0.460 tf/m

3) 활하중 (충격계수가 포함된 값임, 횡분배 참조)

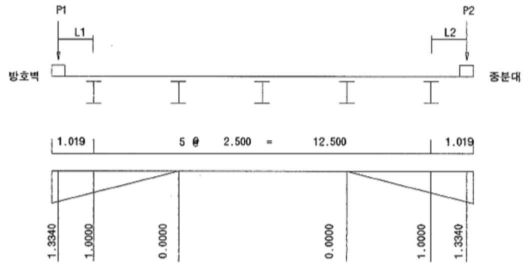
- DB-24 Pr = 17.137 tf , Pf = 4.284 tf
- DL-24 Wdl= 1.047 tf/M , Ps = 12.859 tf

Pm = 2.032 * 10.8 / 3 * (1 + 0.217) = 8.903 tf

§4. 반력 및 GIRDER 설계하중 산정

4.1 반력 산정

(1) 사하중



P1 = 방호벽 자중 = 1.103 tf

L1 = 0.535 / 1.103 + 0.350 = 0.835 m

① 외측 BEAM

포 장	2.3 * 0.08 * (0.569 + 1.25)	=	0.335	tf/m
슬 래 브	2.5 * 0.25 * (1.019 + 1.25)	=	1.418	tf/m
방 호 벽	1.103 * 1.334	=	1.471	tf/m
	total Wd	=	3.224	tf/m

P.S.C BEAM	2.5 tf/m3 x 24.613 m^3	=	61.533	tf
CROSS BRAM	0.3 x 1.77 x (2.50 - 0.7) x 2.5 x 1/2 x 1ea			
	+ 0.4 x 0.70 x (2.50 - 0.7) x 2.5 x 1/2 x 2ea	=	2.455	tf
TOTAL Rd :	3.224 * 30 + 61.533 + 2.455	=	160.708	tf
Ra :	Rd / 2	=	80.354	tf

② 내측 BEAM

포 장	2.3 * 0.08 * 2.500	=	0.460	tf/m
슬 래 브	2.5 * 0.25 * 2.500	=	1.563	tf/m
	total Wd	=	2.023	tf/m

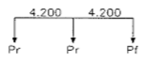
P.S.C BEAM	2.5 tf/m3 x 24.613 m^3	=	61.533	tf
CROSS BRAM	0.3 x 1.77 x (2.50 - 0.7) x 2.5 x 1ea			
	+ 0.4 x 0.70 x (2.50 - 0.7) x 2.5 x 2ea	=	4.910	tf
TOTAL Rd :	2.023 * 30 + 61.533 + 4.91	=	127.133	tf
반력 Ra :	Rd / 2	=	63.567	tf

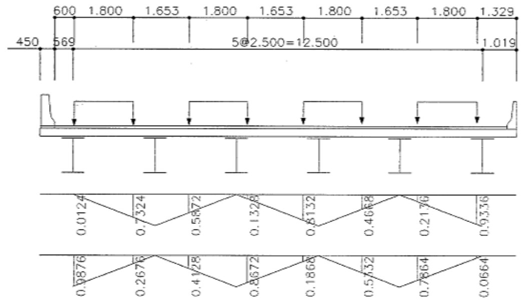
(2) 활하중

설계차선폭 산정 : (14.538 - 0.450 - 0.275)/ 4 = 3.453 m

1) DB-24 하중

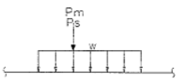
* Pr = 9.6 tf , Pf = 2.4 tf
* 충격계수 : I = 15 / (29.1 + 40) = 0.217
* GIRDER 지간 : 29.100 M

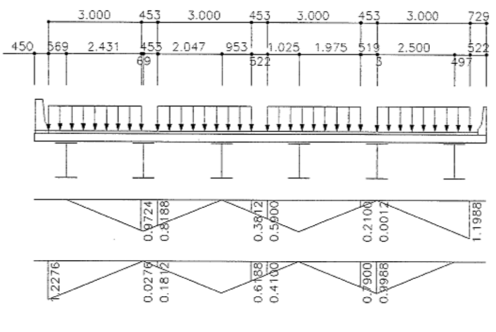




2) DL-24 하중

* Pm = 10.8 tf , Ps = 15.6 tf ,
* W = 1.27 tf/M
* 충격계수 : I = 15 / (29.1 + 40) = 0.217
* GIRDER 지간 : 29.100 M





(2차선 재하시)

G1 =	1/2*1.2276*3.069	=	1.884
G2 =	1.0*2.5-1/2*(0.9724+0.8188)*0.522	=	2.032
G3 =	1.0*2.5-1/2*(0.0276+0.1812)*0.453-1/2*0.6188*1.547	=	1.974
G4 =	1/2*0.3812*0.953	=	0.182

(3차선 재하시)

G1 =	0.9*(1/2*1.2276*3.069)	=	1.696
G2 =	0.9*(1.0*2.5-1/2*(0.9724+0.8188)*0.522)	=	1.829
G3 =	0.9*(1.0*2.5-1/2*(0.0276+0.1812)*0.522-1/2*(0.6188+0.4100)*0.522)	=	1.959
G4 =	0.9*(1.0*2.5-1/2*(0.3812+0.5900)*0.522-1/2*(0.2100+0.0012)*0.519)	=	1.973
G5 =	0.9*(1/2*2.5-1/2*0.7900*1.975)	=	0.423

4.2 GIRDER 설계하중 산정

(1) 외측 BEAM

1) 합성전 사하중

GIRDER	61.533 / 30.000	=	2.051	tf/m
SLAB + CROSS BEAM	1.418 + 2.455 / 30.000	=	1.500	tf/m

2) 합성후 사하중

포장 + 방호벽 = 0.335 + 1.471 = 1.806 tf/m

3) 활하중 (충격계수가 포함된 값임, 횡분배 참조)

- DB-24 Pr = 14.665 tf , Pf = 3.666 tf
- DL-24 Wdl= 0.971 tf/M , Ps = 11.923 tf

Pm = 1.884 * 10.8 / 3 * (1 + 0.217) = 8.254 tf

(2) 내측 BEAM

1) 합성전 사하중

GIRDER	61.533 / 30.000	=	2.051	tf/m
SLAB + CROSS BEAM	1.563 + 4.91 / 30.000	=	1.727	tf/m

2) 합성후 사하중

포장 = 0.460 tf/m

3) 활하중 (충격계수가 포함된 값임, 횡분배 참조)

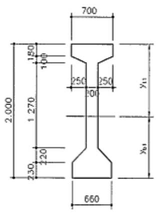
- DB-24 Pr = 17.137 tf , Pf = 4.284 tf
- DL-24 Wdl= 1.047 tf/M , Ps = 12.859 tf

Pm = 2.032 * 10.8 / 3 * (1 + 0.217) = 8.903 tf

5. 주 빔 의 설 계

5-1. 단면의 제원

1) 총단면



번 호	B(cm)	H(cm)	A(cm²)	Y(cm)	A·Y (cm³)	A·Y² (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
1	70	18	1,260	9.000	11,340	102,060	34,020
2	25	10	250	21.333	5,333	113,778	1,389
3	20	159	3,180	97.500	310,050	30,229,875	6,699,465
4	23	22	506	169.667	85,852	14,566,167	13,606
5	66	23	1,518	188.500	286,143	53,937,956	66,919
계			6,714		698,718	98,949,835	6,815,398

· $y_{t1} = (A \cdot Y) / A =$ 698,718 / 6,714 = 104.0688 cm

· $y_{b1} = H - y_{t1} =$ 200.0 − 104.0688 = 95.9312 cm

· $I_{c1} = ((A \cdot Y^2) + I_0) - (A \cdot y_{t1}^2) =$

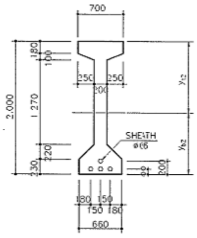
98,949,835 + 6,815,398 − 6,714 × 104.0688 ² = 33,050,497 cm⁴

· $Z_{t1} = I_{c1} / y_{t1} =$ 33,050,497 / 104.0688 = 317,583 cm³

· $Z_{b1} = I_{c1} / y_{b1} =$ 33,050,497 / 95.9312 = 344,523 cm³

· $r_1^2 = I_{c1} / A =$ 33,050,497 / 6,714 = 4923 cm²

2) 순단면



▷ SHEATH Φ66mm × 4EA (A = 135.848 cm²)

구 분	A(cm²)	Y(cm)	A·Y (cm³)	A·Y² (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
총 단 면	6,714	-	698,718	98,949,835	6,815,398
SHEATH	-137	189	-25,854	-4,888,347	-
계	6,577	-	672,854	94,061,488	6,815,398

· $y_{t2} = (A \cdot Y) / A =$ 672,854 / 6,577.152 = 102.3017 cm

· $y_{b2} = H - y_{t2} =$ 200.0 − 102.3017 = 976983 cm

· ep2 = yb2 - 하연에서 sheath 도심까지의 거리 = 97.6983 − 11.0 = 86.6983 cm

· $I_{c2} = ((A \cdot Y^2) + I_0) - (A \cdot y_{t2}^2) =$

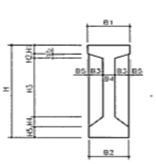
6,815,398 + 94,061,488 − 6,577.152 × 102.3017 ² = 32,042,795 cm⁴

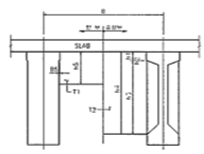
· $Z_{t2} = I_{c2} / y_{t2} =$ 32,042,795 / 102.3017 = 313,219 cm³

· $Z_{b2} = I_{c2} / y_{b2} =$ 32,042,795 / 97.6983 = 327,977 cm³

· $Z_{p2} = I_{c2} / e_{p2} =$ 32,042,795 / 86.6983 = 369,590 cm³

5-2. 고정하중





H = 2.000 m	b = 0.008 m	t1 = 0.400 m
H1 = 0.180 m	B = 2.500 m	t2 = 0.300 m
H2 = 0.100 m	B1 = 0.700 m	h1 = 0.180 m
H3 = 1.270 m	B2 = 0.660 m	h2 = 0.008 m
H4 = 0.220 m	B3 = 0.230 m	h3 = 1.582 m
H5 = 0.230 m	B4 = 0.200 m	h4 = 1.770 m
a = 0.092 m	B5 = 0.020 m	h5 = 0.700 m

1) BEAM 콘크리트 BLOCK 중량 (횡빔 연결부)

① : 0.300 × 0.230 × 1.270 × 2.500 × 2 EA = 0.4382 tonf

② : 0.300 × 0.230 × 0.220 × 2.500 × 2 EA × 0.5 = 0.0380 tonf

③ : 0.300 × 0.230 × 0.092 × 2.500 × 2 EA × 0.5 = 0.0159 tonf

④ : 0.230 × 0.230 × 1.270 × 2.500 × 4 EA × 0.5 = 0.3359 tonf

⑤ : 0.230 × 0.230 × 0.220 × 2.500 × 4 EA × 0.5 × 1/3 = 0.0194 tonf

⑥ : 0.230 × 0.230 × 0.092 × 2.500 × 4 EA × 0.5 × 1/3 = 0.0081 tonf

0.8554 tonf

2) 횡 BEAM 중량

(1) 외측 BEAM

① 중앙부: W =(1.770 × 1.840 -(0.180 × 0.020 + 0.020 × 0.008 × 1/2) × 2 EA) × 0.300 × 2.500 × 1/2 = 1.2190 tonf

② 단 부: W =(0.700 × 1.840 -(0.180 × 0.020 + 0.020 × 0.008 × 1/2) × 2 EA) × 0.400 × 2.500 × 1/2 = 0.6403 tonf

(2) 내측 BEAM

① 중앙부: W = 1.2190 × 2 EA = 2.4380 tonf

② 단 부: W = 0.6403 × 2 EA = 1.2806 tonf

3) 주 BEAM 단위중량

① 중앙부: W = 0.6714 × 2.500 = 1.6785 tonf/m

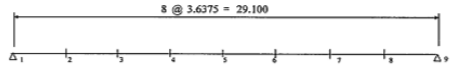
② 단 부: W = 1.6785 +(1.582 + 1.270) × 1/2 × 0.230 × 2 EA × 2.500 = 3.3184 tonf/m

4) 주 BEAM 총중량

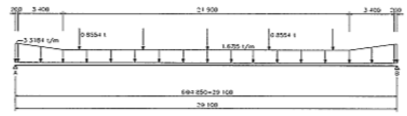
W_T =(3.3184 × 0.6 +(3.3184 + 1.6785)×1/2 × 3.400 + 1.6785 × 10.950)× 2 EA + 0.8554 × 1 EA = 58.586 tonf

5-3. 고정하중에 의한 전단력 및 모멘트

1) FRAME



2) 주 BEAM



(1) 반력

R_A = 3.3184 × 0.200 +(3.3184 + 1.6785)× 1/2 × 3.400 + 1.6785 × 21.900 × 1/2 + 3.3184 × 0.400 + 0.8554 × 0.5 EA = 29.293 tonf

$R_B = R_A$

(2) 모멘트

M_1 = 0.000 tonf-m

M_2 = 27.9656 × 3.6375 − 1.6785 × 3.6375 ² ×1/2 − 1.6399 × 0.200 × 3.5375 − 1.6399 × 3.400 ×1/2 × 2.3042 = 83.037 tonf-m

M_3 = 27.9656 × 7.2750 − 1.6785 × 7.2750 ² ×1/2 − 1.6399 × 0.200 × 7.1750 − 1.6399 × 3.400 ×1/2 × 5.9417 = 140.115 tonf-m

M_4 = 27.9656 × 10.9125 − 1.6785 × 10.9125 ² ×1/2 − 1.6399 × 0.200 × 10.8125 − 1.6399 × 3.400 ×1/2 × 9.5792 = 174.984 tonf-m

M_5 = 27.9656 × 14.5500 − 1.6785 × 14.5500 ² ×1/2 − 1.6399 × 0.200 × 14.4500 − 1.6399 × 3.400 ×1/2 × 13.2167 = 187.644 tonf-m

(3) 전단력

S_1 = 27.9656 tonf

S_2 = 27.9656 − 1.6399 × 0.200 − 1.6399 × 3.400 ×1/2 − 1.6785 × 3.6375 = 18.744 tonf

S_3 = 27.9656 − 1.6399 × 0.200 − 1.6399 × 3.400 ×1/2 − 1.6785 × 7.2750 = 12.639 tonf

S_4 = 27.9656 − 1.6399 × 0.200 − 1.6399 × 3.400 ×1/2 − 1.6785 × 10.9125 = 6.533 tonf

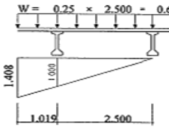
S_5 = 27.9656 − 1.6399 × 0.200 − 1.6399 × 3.400 ×1/2 − 1.6785 × 14.5500 = 0.428 tonf

3) 슬래브 및 횡BEAM (합성전)

(1) 외측 BEAM

① 슬래브 중량

W = 0.25 × 2.500 = 0.625 tonf/m²

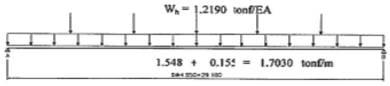


W_S = 0.625 × 1.408 × 3.519 ×1/2 = 1.548 tonf/m

② 슬래브 거푸집 중량 : 슬래브 중량의 10% 정도로 추정계산

W_G = 1.548 × 0.10 = 0.155 tonf/m

③ 횡 BEAM 중량 :



④ 반력

R_A = (1.703 × 29.100 + 1.2190 × 1 EA + 0.6403 × 2 EA) ×1/2 = 26.028 tonf

$R_B = R_A$

⑤ 모멘트

M_1 = 0.000 tonf-m

M_2 = 25.3877 × 3.6375 − 1.7030 × 3.6375 ² ×1/2 = 81.081 tonf-m

M_3 = 25.3877 × 7.2750 − 1.7030 × 7.2750 ² ×1/2 = 139.629 tonf-m

M_4 = 25.3877 × 10.9125 − 1.7030 × 10.9125 ² ×1/2 = 175.644 tonf-m

M_5 = 25.3877 × 14.5500 − 1.7030 × 14.5500 ² ×1/2 = 189.126 tonf-m

⑥ 전단력

S_1 = 25.3877 tonf

S_2 = 25.3877 − 1.7030 × 3.6375 = 19.193 tonf

S_3 = 25.3877 − 1.7030 × 7.2750 = 12.998 tonf

S_4 = 25.3877 − 1.7030 × 10.9125 = 6.804 tonf

S5 = 25.3877 − 1.7030 × 14.5500 = 0.609 tonf

4) 설계하중 작용시의 휨응력의 합성

(1) 외측 BEAM

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	주 BEAM 의 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정,활하중)	계
주 BEAM	상 연	-60.404	59.910	-0.494	-53.355	145.020	91.665
	하 연	201.602	-57.210	144.392	178.075	-176.180	1.895
허 용 응 력		-13.42 < 계 < 176.00			-30.00 < 계 < 160.00		
SLAB						38.430	38.430
허 용 응 력					0.00 < 계 < 108.00		

(2) 내측 BEAM

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	주 BEAM 의 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정,활하중)	계
주 BEAM	상 연	-60.404	59.910	-0.494	-52.727	144.430	91.703
	하 연	201.602	-57.210	144.392	175.978	-173.300	2.678
허 용 응 력		-13.42 < 계 < 176.00			-30.00 < 계 < 160.00		
SLAB						33.380	33.380
허 용 응 력					0.00 < 계 < 108.00		

25%

5-7. 극한강도에 의한 검토

1) 외측 BEAM

B = 228.000 cm (단면제원산출의 슬래브 환산단면 참조)

bl= 20 cm (웨브두께)

dp = 200 + 25 − 11.0 = 214.0 cm

A_p = 11.845 × 4 = 47.380 cm²

fpe = 9,026.251 kgf/cm² (유효프리스트레스)

0.5·fpu = 0.5 × 19,000.0 = 9,500 kgf/cm²

fpe < 0.5 · fpu 이므로 근사값 대신 변형도 적합조건에 의하여 시산한다.

fps = 0.93 · fpu = 0.93 × 19,000.0 = 17,670 kgf/cm²

(가정치 :"P.C교의 설계계산 예" P 220 ,건설도서)

Ap ·fps = 0.85 ·fck ·β_1·c ·B

==> c = (47.380 × 17,670 / 0.85 × 270 × 0.85 × 228.000) = 18.823 cm

a = β_1 c = 0.850 × 18.823 = 16.000 cm < h = 25 cm

∴ 직사각형 단면으로 취급하여 계산!!

$\varepsilon_p = \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$ = 0.0356 > 0.015 ("P.C교의 설계계산 예" P 221 ,건설도서)

여기서,

ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대 변형도 (= 0.003)

ε_{pe} = fpe / Ep = 9,026.251 / $2.0 \cdot 10^6$ = 0.004513

∴ fps = 0.93 · fpu = 17,670 kgf/cm² 으로 사용!!

▷ 최대 PS 강재량

qp = ρp· fps / fck ≤ 0.36 β_1

여기서, ρ_p = Ap / B·dp = 0.00097

qp = 0.00097 × 17,670 ÷ 400 = 0.0429 < 0.36 β_1 = 0.3060

▷ 극한 저항 모멘트 Mu

Mu = ΦMn = Φ(Ap·fps·dp·{1-0.59ρ_p·fps/fck})

= 0.85 ×(47.380 × 17,670 × 214.00 ×{ 1 − 0.59 × 0.00097 × 17,670 ÷ 270 })

= 146,577,524.238 kgf-cm = 1,465.775 tonf-m

▷ 극한하중 작용시의 휨모멘트 M

M =1.3 ×(주빔+합성전고정하중+합성후고정하중) + 2.15 ×(활하중)

= 1.30 ×(187.644 + 189.126 + 138.137)+ 2.15 × 219.966 = 1,142.306 tonf-m

▷ Fs = Mu / M = 1,465.775 / 1,142.306 = 1.28 > 1.0 ⟶ O.K !!!

2) 내측 BEAM

B = 250.000 cm (단면제원산출의 슬래브 환산단면 참조)

bl= 20 cm (웨브두께)

d = 200 + 25 − 11.0 = 214.0 cm

A_p = 11.845 × 4 = 47.380 cm²

Δ pe 8,919.651 kgf/cm² (유효프리스트레스)

0.5·fpu = 0.5 × 19,000.0 = 9,500 kgf/cm²

fpe < 0.5 · fpu 이므로 근사값 대신 변형도적합조건에 의하여 시산한다.

fps = 0.93 · fpu = 0.93 × 19,000.0 = 17,670 kgf/cm²

(가정치 :"P.C교의 설계계산 예" P 220 ,건설도서)

Ap ·fps = 0.85 ·fck ·β_1·c ·B

==> c = (47.380 × 17,670 / 0.85 × 270 × 0.85 × 250.000) = 17.167 cm

a = β_1 c = 0.850 × 17.167 = 14.592 cm < h = 25 cm

∴ 직사각형 단면으로 취급하여 계산!!

$\varepsilon_p = \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$ = 0.0389 > 0.015 ("P.C교의 설계계산 예" P 221 ,건설도서)

여기서,

ε_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대 변형도 (= 0.003)

ε_{pe} = fpe / Ep = 8,919.651 / $2.0 \cdot 10^6$ = 0.00446

∴ fps = 0.93 · fpu = 17,670 kgf/cm² 으로 사용!!

▷ 최대 PS 강재량

qp = ρ_p· fps / fck ≤ 0.36 β_1

여기서, ρp = Ap / B·dp = 0.00089

qp = 0.00089 × 17,670 ÷ 270 = 0.0580 < 0.36 β_1 = 0.3060

▷ 극한 저항 모멘트 Mu

Mu = ΦMn = Φ(Ap·fps·dp·{1-0.59ρ_p·fps/fck})

= 0.85 ×(47.380 × 17,670 × 214.00 ×{ 1 − 0.59 × 0.00089 × 17,670 ÷ 270 })

= 147,080,003.578 kgf-cm = 1,470.800 tonf-m

▷ 극한하중 작용시의 휨모멘트 M

M =1.3 ×(주빔+합성전고정하중+합성후고정하중) + 2.15 ×(활하중)

= 1.30 ×(187.644 + 199.674 + 32.147)+ 2.15 × 299.053 = 1,188.268 tonf-m

▷ Fs = Mu / M = 1,470.800 / 1,188.268 = 1.24 > 1.0 ⟶ O.K !!!

① 외측BEAM, 바닥판

구 분		프리스트레스 도입직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	주BEAM의 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정,활하중)	계
주 BEAM	상 연	-60.404	59.910	-0.494	-53.355	145.020	91.665
	하 연	201.602	-57.210	144.392	178.075	-176.180	1.895
허용응력		-13.42 < 계 < 176.00			-30.00 < 계 < 160.00		
SLAB		-	-	-	-	38.430	38.430
허용응력		-			0.00 < 계 < 108.00		

② 내측BEAM, 바닥판

구 분		프리스트레스 도입직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	주BEAM의 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정,활하중)	계
주 BEAM	상 연	-60.404	59.910	-0.494	-52.727	144.430	91.703
	하 연	201.602	-57.210	144.392	175.978	-173.300	2.678
허용응력		-13.42 < 계 < 176.00			-30.00 < 계 < 160.00		
SLAB		-	-	-	-	33.380	33.380
허용응력		-			0.00 < 계 < 108.00		

구 분	ØMn (tonf-m)	M (tonf-m)	SF(안전율)	비 고
외측 BEAM	1.465.775	1.142.306	1.283	SF = 1.0 이상
내측 BEAM	1.470.800	1.188.268	1.238	SF = 1.0 이상