

1. 검토 조건

- 1) 형 식 : Steel Plate Girder + PSC BEAM, RC Rahmen(대림역)
- 2) 교 장 : L = 35 @ 20.000 = 700.000 m (PSC BEAM)
 L = 188.1 = 188.100 m (대림철교 Steel Plate Girder)
 총연장 = 888.100 m
- 3) 폭 원 : B = 10.000 m
- 4) 지 간 : L = 19.700 m
- 5) BEAM 제원 : 간격 1.650 m 높이 H = 1.500 m
- 6) 활 하 중 : EL- 18
- 7) 충격 계 수 : $i = (1.44/\sqrt{L_c} - 0.2) - 0.18 = 0.160 \leq 0.670$
- 8) 사용재료

▷ 콘크리트

- (1) 슬래브 : $f_{ck} = 24$ Mpa
- (2) PSC BEAM : $f_{ck} = 35$ MPa

▷ 강 재

- (1) 슬래브 : SD 24
- (2) PSC BEAM : ① SD 24
 ② SWPC1 12 Φ 7.0 mm 강선 AP = 461.8 mm²

9) 허용응력

▷ 콘크리트

- (1) 슬래브 $f_{ca} = 0.4f_c = 10.00$ Mpa
- (2) PSC BEAM
 - ① 프리스트레스 도입시의 압축강도 $f_{ci} = 0.8f_{ck} = 28.00$ Mpa
 - ② 프리스트레스 도입직후
 - 허용압축응력 $0.55f_{ci}' = 15.00$ Mpa
 - 허용인장응력 $0.25\sqrt{f_{ci}'} = 1.32$ MPa
 - ③ 설계하중 작용시
 - 허용압축응력 $0.40f_{ck} = 14.00$ Mpa
 - 허용인장응력 $0.50\sqrt{f_{ck}} = 2.96$ Mpa
 - 균열응력 $0.63\sqrt{f_{ck}} = 3.73$ Mpa

▷ P.S 강재

- ① 강 도 :
 - 극한 강도 $f_{pu} = 1550.000$ N/mm²
 - 항복 강도 $f_{py} = 1350.000$ N/mm²
- ② 프리스트레싱시 정착부에서의 응력 $0.83f_{py} = 1120.000$ N/mm²
- ③ JACK에 의한 최대긴장력 $P_{max} = 1.120 \times 461.800 = 517.216$ kN
- ④ 프리스트레싱직후 정착부에서의 응력 $0.70f_{py} = 1085.000$ N/mm²
- ⑤ 손실이 일어난후 사용하중 상태에서의 응력 $0.80f_{py} = 1080.000$ N/mm²

10) 탄성계수

- ▷ 콘크리트 : $E_c = 3,300\sqrt{f_{ck}} + 7,700$ (Mpa) ($f_{ck} > 30$ MPa)
 $= 4,700\sqrt{f_{ck}}$ (Mpa) ($f_{ck} \leq 30$ MPa)
- ▷ 강 재 : $E_s = 2.0 \times 10^5$ (Mpa)

2. 바닥판의 검토

2.1 캔틸레버판의 검토

1) 바닥판 두께 검토

- 가. 캔틸레버 바닥판의 지간 :- 고정하중에 의한 지간 $L = 0.60 \text{ m}$
 - 활 하중에 의한 지간 $L = 0.25 \text{ m}$

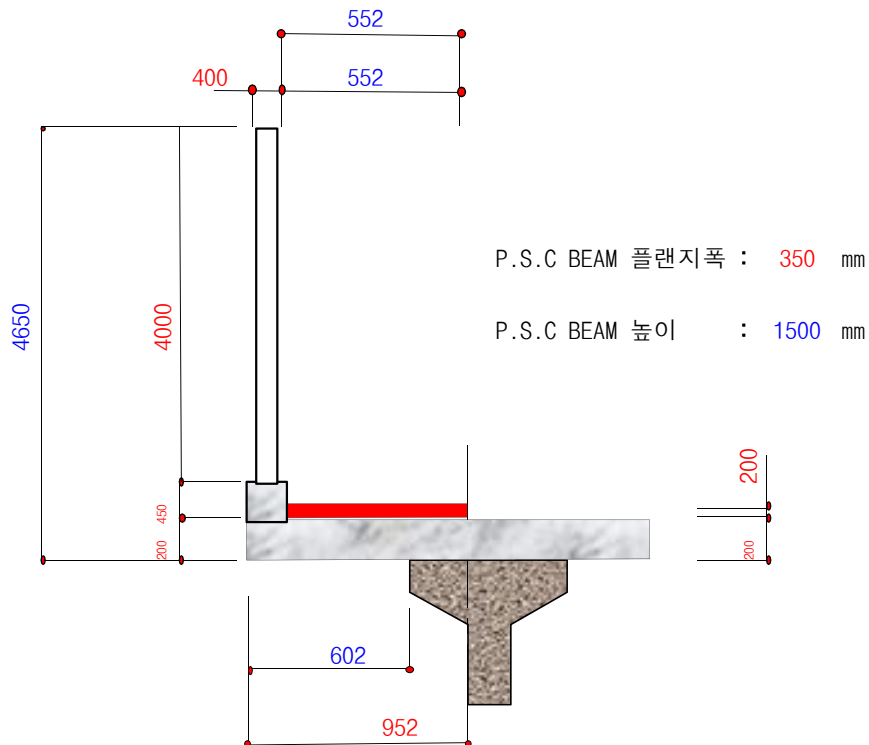
나. 바닥판의 최소두께

열차하중의 영향이 없으므로 보도부분 바닥판 최소두께 검토 = 140.00 mm

다. 캔틸레버 바닥판의 두께

$$t = 400.00 \text{ mm} > t_{\min} = 140.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 하중 및 단면력 산정



가. 고정하중

방음벽	$0.45 \times 0.40 \times 24.50$	4.410×0.752	3.316
바닥판	$0.20 \times 0.95 \times 24.50$	4.665×0.476	2.221
보강콘크리트	$0.20 \times 0.55 \times 24.50$	2.705×0.276	0.747
투명방음판 자중		2.690×0.752	2.023
소계		14.470	8.307
총계		14.470	8.307

나. 활하중 : (균중하중+ 방음벽 축력)

균중하중	0.55	×	5.00	2.760	×	0.276	0.762
방음벽축력	0.40	×	4.00	1.600	×	0.752	1.203
소계				4.360			1.965

다. 방음벽에 작용하는 풍하중

풍하중	3.00	×	4.65	13.950	×	2.325	32.434
소계				13.950			32.434

마. 극한하중의 산정

$$\begin{aligned}
 - M_u &= 1.35 \times M_d + 1.85 \times M_L \\
 &= 14.850 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (10.272 \text{ kN}\cdot\text{m}) \\
 - M_u &= 1.60 \times M_d + 1.60 \times M_L \\
 &= 16.435 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (10.272 \text{ kN}\cdot\text{m}) \\
 - M_u &= 1.35 \times M_d + 1.35 \times M_w \\
 &= 55.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (40.741 \text{ kN}\cdot\text{m}) \\
 - M_u &= 1.35 \times M_d + 1.40 \times M_L + 0.680 \times M_w \\
 &= 36.021 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (42.706 \text{ kN}\cdot\text{m}) \\
 \therefore M_u &= 55.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (42.706 \text{ kN}\cdot\text{m}) \\
 &(\quad) \text{ 은 사용하중 상태에서의 모멘트}
 \end{aligned}$$

◎ 검토조건

설계모멘트	: $M_u = 55.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$	사용 모멘트	: $M = 42.706 \text{ kN}\cdot\text{m}$
유효 높이	: $d = 400.0 \text{ mm}$	덮개	: $d' = 250.0 \text{ mm}$
철근의 항복강도	: $f_y = 240 \text{ Mpa}$	콘크리트 강도	: $f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$
휨강도감소계수	: $\phi_f = 0.85$	$\beta_1 = 0.9$	
폭	: $b = 1000 \text{ mm}$	$A_s \text{ D } 16 @ 300 = 662.0 \text{ mm}^2$	
		$D 16 @ 300 = 662.0 \text{ mm}^2$	

◎ 휨검토

$$\begin{aligned}
 - a &= A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} = 0.01176 A_s \\
 - M_u &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 1.20 A_s - 81600 A_s + 55000000 = 0 \text{ 에서} \\
 - A_s(\text{req}) &= 680.834 \text{ mm}^2 \\
 - \text{단면철근비} &: P = A_s / (b \times d) = 0.0017 \\
 - \text{최대철근비} &: P_{\max} = 0.75 \times (0.85 \times \beta_1 \times (f_{ck} / f_y)) \times (600 / (6 \times f_y)) = 0.0387
 \end{aligned}$$

- 최소철근비 : $P_{min} = 1.4 / f_y, 0.25\sqrt{f_{ck}} / f_y$ 중에 큰값 이 $\geq$ 0.0058
- $A_s(req) = 680.834$
- $A_s(min) = 2320.000 \quad \therefore A_s = 907.779 \text{ cm}^2$ 이상 사용하여야 한다.
- $4/3 \times A_s = 907.779$
- 사용철근량 $A_s = 1324.000 \text{ mm}^2$ ----- OK

$$\phi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a) = 105.935 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 15.576 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi M_n = 105.935 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 55.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{----- OK}$$

◎ 균열폭 검토

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

$$k = -np + \sqrt{(2np + (np)^2)} \quad \therefore n = 9$$

$$= -9 \times 0.0033 + \sqrt{(2 \times 9 \times 0.0033 + (9 \times 0.0033)^2)} = 0.2161$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.2161 / 3 = 0.9280$$

$$f_s = \frac{M}{A_s \cdot d \cdot j} = \frac{12.706 \times 1000000}{4.000 \times 400 \times 0.928} = 86.898 \text{ Mpa}$$

$$\text{철근 1개당 CON'C 면적} A = 2 \cdot d_c \cdot B / N = 2 \times 250 \times 1000 / 7 = 75000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A} = 86.898 \times \sqrt[3]{250 \times 75000} = 23085.75 \text{ kN/mm}$$

$$W_a = 0.005 \times [\because \text{일반환경 적용}]$$

$$= 0.005 \times [250 - 16 / 3] = 1.210 \text{ mm}$$

$$W = 1.08 \cdot \beta_c \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A} \cdot 10^{-5} [\beta_c : \text{슬라브} = 1.35 \text{ 보} = 1.2]$$

$$= 1.08 \times 1.35 \times 23086 \times 10^{-5}$$

$$= 0.337 \text{ mm} < 1.210 \text{ mm} \quad \text{----- O.K}$$

2. 2 중간바닥판의 검토

1) 바닥판 두께 검토

가. 중간바닥판의 지간

$$L = 1.650 - 0.200 = 1.450 \text{ m}$$

나. 바닥판의 최소두께

$$t_{min} = 40L + 110 = 40 \times 1.450 + 110 = 168.00 \text{ mm}$$

$$t_{max} = 200 \text{ mm}$$

다. 바닥판의 두께

$$t = 200.00 \text{ mm} = t_{max} = 200.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 하중 및 단면력 산정

가. 고정하중

침목, 레일, 기둥	3.0	/	3.05	0.984
콘크리트케도 도상	0.3	×	24.50	7.350

보조도상	0.2	×	24.50	4.900
슬래브	0.2	×	24.50	4.900
총 계				18.134

$$M_D = wL^2 / 10 = 3.813 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

나. 활하중 : EL-18

- 충격계수(I)

$$i = (1.44 / \sqrt{L_c - 0.2}) - 0.1$$

$$1.254 > 0.67$$

$$\therefore i = 0.670$$

- 모멘트 (M_L)

활하중	180.00 / (1.190 + 4.000)	34.682
충격계수	34.68 * 0.67	23.237
소계		57.919

$$M_L = wL^2 / 10 = 12.177 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

라. 극한하중의 산정

$$\begin{aligned} - M_u &= 1.35 \times M_d + 1.85 \times M_{L+i} \\ &= 27.675 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (15.990 \text{ kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - M_u &= 1.60 \times M_d + 1.60 \times M_{L+i} \\ &= 25.584 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (15.990 \text{ kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

$$\therefore M_u = 27.675 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (15.990 \text{ kN}\cdot\text{m})$$

() 은 사용하중 상태에서의 모멘트

◎ 검토 조건

설계모멘트	: $M_u = 27.675 \text{ kN}\cdot\text{m}$	사용 모멘트	: $M = 15.990 \text{ kN}\cdot\text{m}$
유효 높이	: $d = 200.0 \text{ mm}$	덮개	: $d' = 50.0 \text{ mm}$
철근의 항복강도	: $f_y = 240 \text{ Mpa}$	콘크리트 강도	: $f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$
휨강도감소계수	: $\phi_f = 0.85$	$\beta_1 = 0.9$	
폭	: $b = 1000 \text{ mm}$	$A_s \quad D \quad 16 @ 300 = 662.0 \text{ mm}^2$	
		$D \quad 16 @ 300 = 662.0 \text{ mm}^2$	

◎ 휨 검토

$$- a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot = 0.01176 A_s$$

$$- M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - 1.20 A_s - 40800 A_s + 27675000 = 0 \text{ 에서}$$

$$- A_s(\text{req}) = 692.404 \text{ mm}^2$$

$$- \text{단면철근비} : P = A_s / (b \times d) = 0.0035$$

- 최대철근비 : $P_{max} = 0.75 \times (0.85 \times \beta_1 \times (f_{ck} / f_y)) \times (600 / (600 - 60)) = 0.0387$
- 최소철근비 : $P_{min} = 1.4 / f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y}$ 중에 큰값 이다 = 0.0058
- $A_s(REQ)$ = 692.404
- $A_s(min)$ = 1160.000 $\therefore A_s = 923.205 \text{ cm}^2$ 이상 사용하여야 한다.
- $4/3 \times A_s$ = 923.205
- 사용철근량 $A_s = 1324.000 \text{ mm}^2$ ----- OK

$$\phi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a) = 51.916 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 15.576 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi M_n = 51.916 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 27.675 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ ----- OK}$$

◎ 균열 폭 검토

$$\text{사용철근비} : P = A_s / (b \times d) = 0.0066$$

$$k = -np + \sqrt{(2np + (np)^2)} \quad \therefore n = 9$$

$$= -9 \times 0.0066 + \sqrt{(2 \times 9 \times 0.0066 + (9 \times 0.0066)^2)} = 0.2907$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.2907 / 3 = 0.9031$$

$$f_s = \frac{M}{A_s \cdot d \cdot j} = \frac{15.990 \times 1000000}{4.000 \times 200 \times 0.9031} = 66.865 \text{ Mpa}$$

$$\text{철근 1개당 CON'C 면적} A_c = 2 \cdot d_c \cdot B / N = 2 \times 50 \times 1000 / 7 = 15000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore Z = f_s \cdot \sqrt[3]{(d_c \cdot A_c)} = 66.865 \times \sqrt[3]{(50 \times 15000)} = 6075.07 \text{ kN/mm}$$

$$W_a = 0.005 \times [\because \text{일반환경 적용}]$$

$$= 0.005 \times [50 - 16 / 2] = 0.210 \text{ mm}$$

$$W = 1.08 \cdot \beta_c \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{(d_c \cdot A_c)} \cdot 10^{-5} [\beta_c : \text{슬라브} = 1.35 \text{ 보} = 1.2]$$

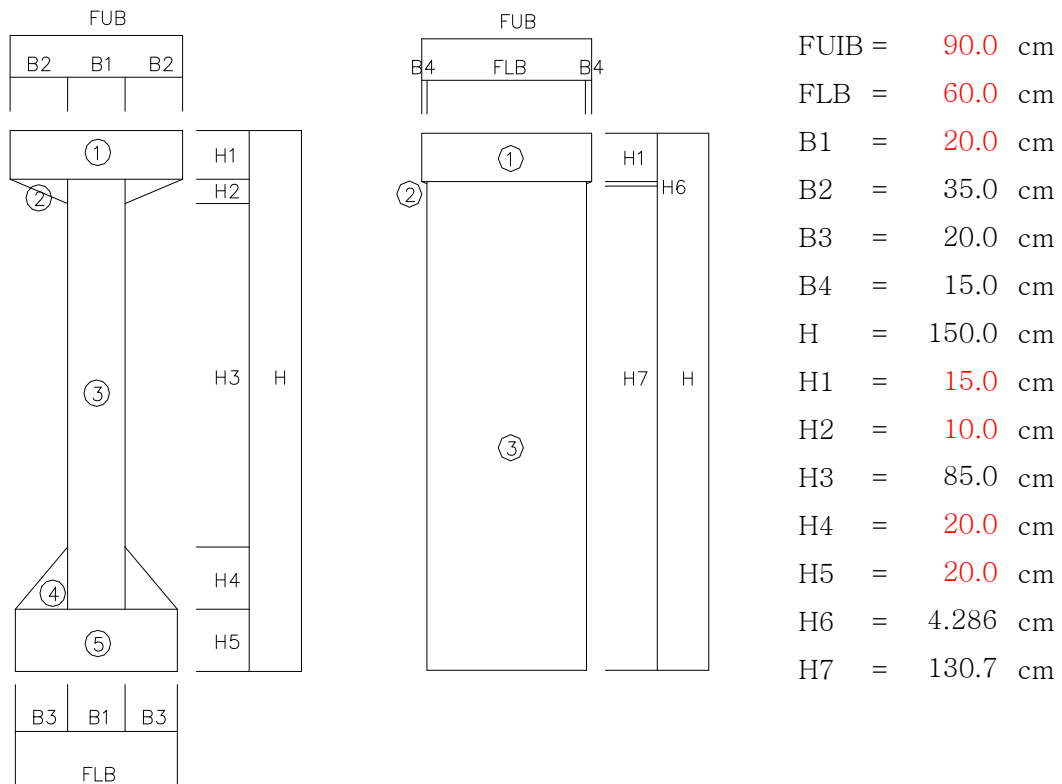
$$= 1.08 \times 1.35 \times 6075 \times 10^{-5}$$

$$= 0.089 \text{ mm} < 0.210 \text{ mm} \text{ ----- O.K}$$

3. PSC BEAM 검토

3.1 단면특성

1) 종단면



번호	B(cm)	H(cm)	A(cm ²)	Y(cm)	A·Y (cm ³)	A·Y ² (cm ⁴)	I0 (cm ⁴)
1	90.0	15.0	1,350.00	7.500	10,125	75,938	25,313
2	35.0	10.0	350.00	18.333	6,417	117,635	1,944
3	20.0	115.0	2,300.00	72.500	166,750	12,089,375	2,534,792
4	20.0	20.0	400.00	123.333	49,333	6,084,412	8,889
5	60.0	20.0	1,200.00	140.000	168,000	23,520,000	40,000
계			5,600.00		400,625	41,887,360	2,610,938

$$\begin{aligned}
 \cdot y_{t1} &= (A \cdot Y) / A = 400,625 / 5,600 = 71.54 \text{ cm} \\
 \cdot y_{b1} &= H - y_{t1} = 150.0 - 71.5400 = 78.46 \text{ cm} \\
 \cdot I_{c1} &= ((A \cdot Y^2) + I_0) - (A \cdot y_{t1}^2) \\
 &= 41,887,360 + 2,610,938 - 5,600 \times 71.5400^2 = 15,837,657 \text{ cm}^4 \\
 \cdot Z_{t1} &= I_{c1} / y_{t1} = 15,837,657 / 71.54 = 221,382 \text{ cm}^3 \\
 \cdot Z_{b1} &= I_{c1} / y_{b1} = 15,837,657 / 78.46 = 201,856 \text{ cm}^3 \\
 \cdot r_1^2 &= I_{c1} / A = 15,837,657 / 5600.00 = 2,828 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

2) 순단면

구 분	개 수	위 치	구 분	개 수	위 치	구 분	개 수	위 치
1 단	5	8.0	2 단	3	16.0	3 단	0	0.0

$$y' = 11.000 \text{ cm} \quad N = 8 \quad EA$$

$$\triangleright \text{SHEATH } \Phi \text{ 45.0 mm} \times 8 \quad EA \quad (A = 127.230 \text{ cm}^2)$$

구 분	A(cm ²)	Y(cm)	A·Y (cm ³)	A·Y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
총 단 면	5,600.00	-	400,625	41,887,360	2,610,938
SHEATH	-127.23	139.0	-17,685	-2,458,211	-
계	5,472.77	-	382,940	39,429,149	2,610,938

$$\cdot y_{t2} = (A \cdot Y) / A = 382,940 / 5,472.770 = 69.97 \text{ cm}$$

$$\cdot y_{b2} = H - y_{t2} = 150.0 - 69.97 = 80.03 \text{ cm}$$

$$\cdot e_{p2} = y_{b2} - \text{하연에서 sheath 도심까지의 거리} = 80.03 - 11.0 = 69.03 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \cdot I_{c2} &= ((A \cdot Y^2) + I_0) - (A \cdot y_{t2}^2) \\ &= 2,610,938 + 39,429,149 - 5472.77 \times 69.97^2 = 15,246,495 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\cdot Z_{t2} = I_{c2} / y_{t2} = 15,246,495 / 69.97 = 217,900 \text{ cm}^3$$

$$\cdot Z_{b2} = I_{c2} / y_{b2} = 15,246,495 / 80.03 = 190,510 \text{ cm}^3$$

$$\cdot Z_{p2} = I_{c2} / e_{p2} = 15,246,495 / 69.03 = 220,868 \text{ cm}^3$$

3) P.S 강선 환산단면

$$\text{USE } 12 \text{ EA } \Phi \text{ 7.0 mm} = 4.618 \text{ cm}^2$$

$$N_p = E_s / E_c = 200,000 / 27,223 = 7.347$$

$$\text{총단면적(A)} = 4.618 \times 8 \text{ EA} \times 7.347 = 271.420 \text{ cm}^2$$

구 분	A(cm ²)	Y(cm)	A·Y (cm ³)	A·Y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
순 단 면	5,472.77	-	382,940	39,429,149	2,610,938
P.C 강선	271.42	139	37,727	5,244,106	-
계	5,744.19	-	420,667	44,673,255	2,610,938

$$\cdot y_{t3} = (A \cdot Y) / A = 420,667 / 5,744.19 = 73.23 \text{ cm}$$

$$\cdot y_{b3} = H - y_{t3} = 150.0 - 73.23 = 76.77 \text{ cm}$$

$$\cdot e_{p3} = y_{b3} - \text{하연에서 강연선 도심까지의 거리} = 76.77 - 11.0 = 65.77 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \cdot I_{c3} &= ((A \cdot Y^2) + I_0) - (A \cdot y_{t3}^2) \\ &= 2,610,938 + 44,673,255 - 5744.19 \times 73.23^2 = 16,480,211 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\cdot Z_{t3} = I_{c3} / y_{t3} = 16,480,211 / 73.23 = 225,047 \text{ cm}^3$$

$$\cdot Z_{b3} = I_{c3} / y_{b3} = 16,480,211 / 76.77 = 214,670 \text{ cm}^3$$

$$\cdot Z_{p3} = I_{c3} / e_{p3} = 16,480,211 / 65.77 = 250,573 \text{ cm}^3$$

4) 슬래브 환산단면

$$N_c = 0.846$$

(1) 외측 BEAM

$$b_1 = 95.2 + 10 = 105.2 \text{ cm}$$

b1 : 거더의 복부쪽에 돌출된 플랜지길이를 더한 거리(도로교설계기준P223)

① 유효폭 산정 (도로교설계기준 P223)

$$\begin{aligned} \triangleright 6 \cdot t + b_1 &= 6 \times 20 + 105.2 = 225.2 \text{ cm} \\ \triangleright L/12 + b_1 &= 1,970 / 12 + 105.2 = 269.4 \text{ cm} \\ \triangleright \ell/2 + b_1 &= 145 / 2 + 105.2 = 177.7 \text{ cm} \end{aligned}$$

중에서 작은값 사용

$$\text{슬래브 두께 } H = 20.0 \text{ cm}$$

$$B = 0.846 \times 177.7 = 150.33 \text{ cm}$$

$$A = 150.334 \times 20.0 = 3,006.68 \text{ cm}^2$$

구 분	A(cm ²)	Y(cm)	A·Y (cm ³)	A·Y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
P.S강선환산단면	5,744.19	-	420,667	44,673,255	2,610,938
슬 래 브	3,006.68	-10.00	-30,067	300,668	100,223
계	8,750.87	-	390,600	44,973,923	2,711,161

$$\cdot y_{t4} = (A \cdot Y) / A = 390,600 / 8,750.870 = 44.64 \text{ cm}$$

$$\cdot y_s = y_{t4} + t = 44.640 + 20 = 64.64 \text{ cm}$$

$$\cdot y_{b4} = H - y_{t4} = 150.0 - 44.64 = 105.36 \text{ cm}$$

$$\cdot e_{p4} = y_{b4} - \text{하연에서 강연선 도심까지의 거리} = 105.36 - 11.0 = 94.36 \text{ cm}$$

$$\cdot I_{c4} = ((A \cdot Y^2) + I_0) - (A \cdot y_{t4}^2)$$

$$= 2,711,161 + 44,973,923 - 8,750.870 \times 44.64^2 = 30,246,966 \text{ cm}^4$$

$$\cdot Z_{t4} = I_{c4} / y_{t4} = 30,246,966 / 44.64 = 677,575 \text{ cm}^3$$

$$\cdot Z_{b4} = I_{c4} / y_{b4} = 30,246,966 / 105.36 = 287,082 \text{ cm}^3$$

$$\cdot Z_{p4} = I_{c4} / e_{p4} = 30,246,966 / 94.36 = 320,549 \text{ cm}^3$$

$$\cdot Z_s = I_{c4} / y_s = 30,246,966 / 64.64 = 467,930 \text{ cm}^3$$

(2) 내측 BEAM

① 유효폭 산정 (도로교설계기준 P223)

▷ $12 \cdot t + b_0$	=	$12 \times 20 + 20.0$	=	260.0 cm
▷ $L / 4$	=	$1,970 / 4$	=	492.5 cm
▷ 양쪽 거더의 중심간 거리	=		=	165.0 cm

중에서 작은값 사용

$$\text{슬래브 두께 } H = 20.0 \text{ cm}$$

$$B = 0.846 \times 165.0 = 139.59 \text{ cm}$$

$$A = 139.590 \times 20 = 2,791.80 \text{ cm}^2$$

구 분	A(cm ²)	Y(cm)	A·Y (cm ³)	A·Y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
P.S강선환산단면	5,744.19	-	420,667	44,673,255	2,610,938
슬 래 브	2,791.80	-10.0	-27,918	279,180	93,060
계	8,535.99	-	392,749	44,952,435	2,703,998

$$\cdot y_{t4} = (A \cdot Y) / A = 392,749 / 8,535.99 = 46.01 \text{ cm}$$

$$\cdot y_s = y_{t4} + t = 46.0100 + 20.00 = 66.01 \text{ cm}$$

$$\cdot y_{b4} = H - y_{t4} = 150.0 - 46.01 = 103.99 \text{ cm}$$

$$\cdot e_{p4} = y_{b4} - \text{하연에서 강연선 도심까지의 거리} = 103.99 - 11.0 = 92.99 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \cdot I_{c4} &= ((A \cdot Y^2) + I_0) - (A \cdot y_{t4}^2) \\ &= 2,703,998 + 44,952,435 - 8,535.990 \times 46.01^2 = 29,586,424 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\cdot Z_{t4} = I_{c4} / y_{t4} = 29,586,424 / 46.01 = 643,043 \text{ cm}^3$$

$$\cdot Z_{b4} = I_{c4} / y_{b4} = 29,586,424 / 103.99 = 284,512 \text{ cm}^3$$

$$\cdot Z_{p4} = I_{c4} / e_{p4} = 29,586,424 / 92.99 = 318,168 \text{ cm}^3$$

$$\cdot Z_s = I_{c4} / y_s = 29,586,424 / 66.01 = 448,211 \text{ cm}^3$$

3. 2 하중계산

1) 합성전고정하중

가. PSC BEAM 자중

중앙단면				단부			
번호	B(cm)	H(cm)	A(cm ²)	번호	B(cm)	H(cm)	A(cm ²)
1	90.0	15.0	1,350.00	1	90.0	15.0	1,350.00
2	35.0	10.0	350.00	2	15.0	4.3	64.29
3	20.0	115.0	2,300.00	3	60.0	135.0	8,100.00
4	20.0	20.0	400.00	4			
5	60.0	20.0	1,200.00	5			
계			5,600.00	계			9,514.29
중량	0.560	x 24.5	13.720	중량	0.951	x 24.5	23.310

$$W1 = 23.310 \text{ kN/m}$$

$$W2 = 13.720 \text{ kN/m}$$

① BEAM 콘크리트 BLOCK 중량 (횡빔 연결부)

$$B1 = 0.200 \text{ m} \quad H1 = 0.057 \text{ m}$$

$$B2 = 0.250 \text{ m} \quad H2 = 0.850 \text{ m}$$

$$d = 0.200 \text{ m} \quad H3 = 0.200 \text{ m}$$

$$0.250 \times 0.850 \times 0.200 \times 24.5 \times 2 \text{ EA} = 2.083 \text{ kN}$$

$$0.250 \times 0.057 \times 0.200 \times 24.5 \times 2 \text{ EA} \times 0.5 = 0.070 \text{ kN}$$

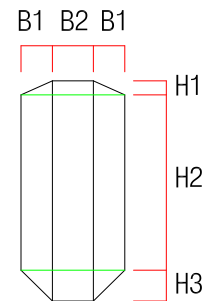
$$0.250 \times 0.200 \times 0.200 \times 24.5 \times 2 \text{ EA} \times 0.5 = 0.245 \text{ kN}$$

$$0.200 \times 0.850 \times 0.200 \times 24.5 \times 4 \text{ EA} \times 0.5 = 1.666 \text{ kN}$$

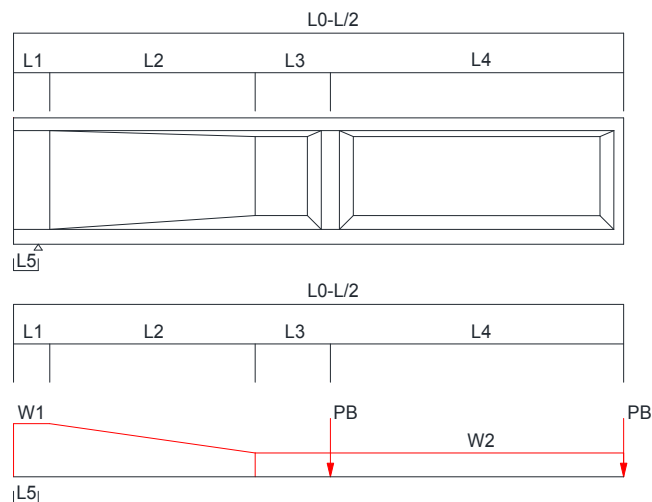
$$0.200 \times 0.057 \times 0.200 \times 24.5 \times 4 \text{ EA} \times 0.5 \times \frac{1}{3} = 0.037 \text{ kN}$$

$$0.200 \times 0.200 \times 0.200 \times 24.5 \times 4 \text{ EA} \times 0.5 \times \frac{1}{3} = 0.131 \text{ kN}$$

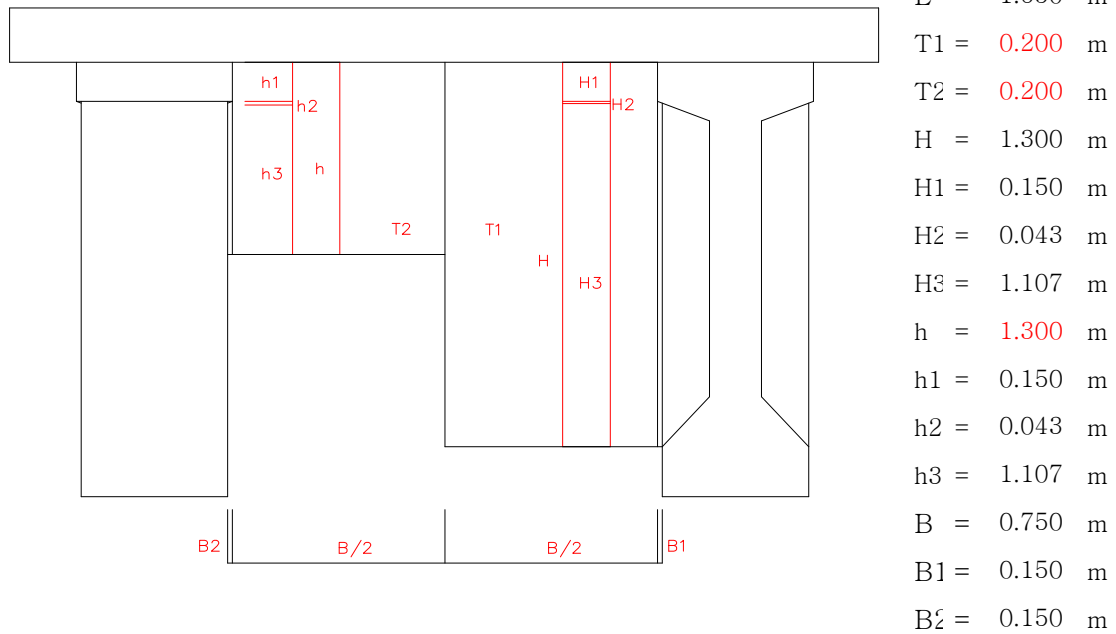
$$PB = 4.232 \text{ kN}$$



② 하중재하도



나. 횡 BEAM 중량



① 내측 BEAM

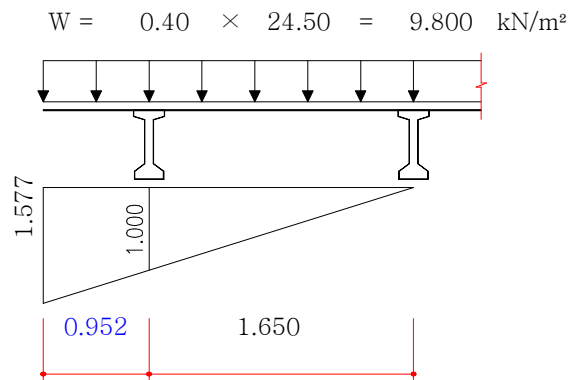
$\triangleright$ 중앙부: $W = (0.750 \times 1.300 + (1.107 + 1.150) \times 0.150 \times 1/2 \times 2 \text{ EA}) \times 0.200 \times 24.500 = 6.437 \text{ kN}$
 $\triangleright$ 단 부: $W = (0.750 \times 1.300 + (1.107 + 1.150) \times 0.150 \times 1/2 \times 2 \text{ EA}) \times 0.200 \times 24.500 = 6.437 \text{ kN}$

② 외측 BEAM

$\triangleright$ 중앙부: $W = 6.437 / 2 = 3.219 \text{ kN}$
 $\triangleright$ 단 부: $W = 6.437 / 2 = 3.219 \text{ kN}$

다. 슬래브 중량

① 외측 BEAM



$W_{SO} = 9.800 \times 1.577 \times 2.602 \times 1/2 = 20.106 \text{ kN/m}$

② 내측 BEAM

$$W_{SI} = 4.900 \times 1.650 = 8.085 \text{ kN/m}$$

③ 합성전 횡분배 결과(바닥판+ 보강콘크리트 포함)

구분	G1	G2	G3	비고
적용하중(kN/m)	13.607	5.218	7.635	

2) 합성후 고정하중

가. 방음벽

① $0.450 \times 24.500 = 11.025 \text{ (kN/m)}$

② 2.690 (kN/m)

나. 보강 콘크리트

$$0.200 \times 24.500 = 4.900 \text{ (kN/m)}$$

다. 침목, 레일, 기타

$$0.984 \text{ (kN/m)}$$

라. 콘크리트레도 및 보조도상

$$0.500 \times 24.500 = 12.250 \text{ (kN/m)}$$

마. 합성후 횡분배 결과

구분	G1	G2	G3	비고
적용하중(kN/m)	14.755	21.682	11.532	

3) 활하중

가. 균중하중

$$W = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

나. 균중하중 횡분배 결과

구분	G1	G2	G3	비고
적용하중(kN/m)	1.624	-0.382	0.062	

다. 활하중 : EL-18

라. 충격계수(I)

$$I = (1.44/\sqrt{Lc} - 0.2) - 0.18 = 0.160 < 0.7$$
$$\therefore I = 0.160$$

마. 활하중 재하

프로그램에서 이동하중으로 재하

4) 풍하중

가. 열차가 없을때 작용하중

$$\text{수평하중 } W = 6.150 \times 3.000 = 18.450 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{편심모멘트 } M = 18.450 \times 1.066 = 19.668 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

나. 열차가 있을때 작용하중

① 수평하중

$$\text{풍상층 } W = 6.150 \times 1.500 = 9.225 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{열차 } W = 3.750 \times 1.500 = 5.625 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{작용하중 } 14.850 \text{ (kN/m)}$$

② 편심모멘트

$$\text{풍상층 } M = 9.225 \times 1.066 = 9.834 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

$$\text{열차 } M = 5.625 \times 1.066 = 5.996 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

$$\text{작용하중 } 15.830 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

5) 시동하중, 제동하중

① 1차량 길이 : 20 m

② 부재에 최대영향을 주는 하중재하길 ϕ 19.700 m

③ 축하중 : 180 kN

1) 시동하중

$$Q = 217.035$$

$$W = 11.017$$

2) 제동하중

$$Q = 225.9$$

$$W = 11.467$$

3) SE = 22.484 (kN/m)

3.3 작용 응력 계산

1) 단면력 집계표

구 분	B E A M 자 중	합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활 하 중	균중하중	풍하중(열차X)	풍하중(열차O)	시제동하중	계
외측	671.683	721.604	764.590	764.030	37.950	142.710	114.860	32.620	3,250.047
내측	671.683	657.050	710.930	938.980	20.970	-5.500	-4.430	79.470	3,069.153

2) 응력 계산

▷ 휨응력은 다음식으로 구한다

· PSC BEAM 및 SLAB

$$f = \frac{M}{Z}$$

· PC 강선

$$f = \frac{M}{Z} \cdot N_p \quad (N_p = 7.193 : E_p / E_c)$$

· F 슬래브

$$f = \frac{M}{Z} N_c \quad (N_c = 0.846 : E_{CG} / E_{CS})$$

(1) 외측 BEAM

구 분	모 멘 트 (kN.m)	단면계수 (m³)	콘크리트단면 휨 응력 (MPa)				PC 강선
			SLAB	PSC BEAM			(MPa)
			상 연	상 연	하 연	PC 강선 도심위치	PC 강선 도심위치
주 BEAM	671.683	0.2179	-	3.083	-	-	-
		-0.1905	-	-	-3.526	-	-
		-0.2209	-	-	-	-3.041	21.870
합성전 고정하중	721.604	0.2250	-	3.206	-	-	-
		-0.2147	-	-	-3.361	-	-
		-0.2506	-	-	-	-2.880	20.710
합성후 고정하중	764.590	0.6776	-	1.128	-	-	-
		-0.2871	-	-	-2.663	-	-
		0.4679	1.382	-	-	-	-
활하중	764.030	-0.3205	-	-	-	-2.385	17.160
		0.6776	-	1.128	-	-	-
		-0.2871	-	-	-2.661	-	-
균중하중	37.950	0.4679	1.381	-	-	-	-
		-0.3205	-	-	-	-2.384	17.140
		0.6776	-	0.056	-	-	-
풍하중(열차X)	142.710	-0.2871	-	-	-0.132	-	-
		0.4679	0.069	-	-	-	-
		-0.3205	-	-	-	-0.118	0.850
풍하중(열차O)	114.860	0.6776	-	0.211	-	-	-
		-0.2871	-	-	-0.497	-	-
		0.4679	0.258	-	-	-	-
시제동하중	32.620	-0.3205	-	-	-	-0.445	3.200
		0.6776	-	0.170	-	-	-
		-0.2871	-	-	-0.400	-	-
계	3,250.047	0.4679	0.208	-	-	-	-
		-0.3205	-	-	-	-0.358	2.580
		0.6776	-	0.048	-	-	-
계	3,250.047	-0.2871	-	-	-0.114	-	-
		0.4679	0.059	-	-	-	-
		-0.3205	-	-	-	-0.102	0.730
계	3,250.047	-	3.357	9.029	-13.355	-11.713	62.370

(2) 내측 BEAM

구 분	모 멘 트 (kN.m)	단면계수 (m³)	콘크리트단면 휨 응력 (kgf/cm²)				PC 강선
			SLAB	PSC BEAM			(MPa)
			상 연	상 연	하 연	PC 강선 도심위치	PC 강선 도심위치
주 BEAM	671.683	0.2179	-	3.083	-	-	-
		-0.1905	-	-	-3.526	-	-
		-0.2209	-	-	-	-3.041	21.870
합성전 고정하중	657.050	0.2250	-	2.920	-	-	-
		-0.2147	-	-	-3.061	-	-
		-0.2506	-	-	-	-2.622	18.860
합성후 고정하중	710.930	0.6430	-	1.106	-	-	-
		-0.2845	-	-	-2.499	-	-
		0.4482	1.342	-	-	-	-
		-0.3182	-	-	-	-2.234	16.070
활하중	938.980	0.6430	-	1.460	-	-	-
		-0.2845	-	-	-3.300	-	-
		0.4482	1.772	-	-	-	-
		-0.3182	-	-	-	-2.951	21.230
균중하중	20.970	0.6430	-	0.033	-	-	-
		-0.2845	-	-	-0.074	-	-
		0.4482	0.040	-	-	-	-
		-0.3182	-	-	-	-0.066	0.470
풍하중(열차X)	-5.500	0.6430	-	-0.009	-	-	-
		-0.2845	-	-	0.019	-	-
		0.4482	-0.010	-	-	-	-
		-0.3182	-	-	-	0.017	-0.120
풍하중(열차O)	-4.430	0.6430	-	-0.007	-	-	-
		-0.2845	-	-	0.016	-	-
		0.4482	-0.008	-	-	-	-
		-0.3182	-	-	-	0.014	-0.100
시제동하중	79.470	0.6430	-	0.124	-	-	-
		-0.2845	-	-	-0.279	-	-
		0.4482	0.150	-	-	-	-
		-0.3182	-	-	-	-0.250	1.800
계	3,069.153	-	3.285	8.709	-12.704	-11.133	58.210

3. 4 프리스트레스

1) 소요 P.S 강선 개수 검토

▷ 유효계수 $\eta = P_e / P_t = 0.70$ 로 가정

▷ (Pt) : 강선의 소요인장력 (P.S.C 교의 설계 계산예 : 건설도서 P158)

$$P_e = \frac{(\Sigma f_{ft} - f_{ct}) A_c}{1 + \frac{y_{b2}}{r_2^2} \cdot e_{p2}} = 2,207,963 \text{ N}$$

여기서, P_e : P.S 강선의 유효인장력 (kN)

f_{ft} : BEAM의 하연 휨 인장응력 (MPa)

f_{ct} : 프리스트레스 도입직후 허용인장응력 (MPa)

A_c : 주 빔의 순단면적 (mm²)

y_{b2} : 주 빔의 순단면의 도심에서 하연까지의 거리 (mm)

r_2^2 : 주 빔 순단면의 단면2차반경 (mm²)

$$I_{c2} / A = 152,464,950,000 / 547,277 = 278,588 \text{ mm}^2$$

$$fPt = P_e / \eta = 2,207,963 / 0.70 = 3,154,233 \text{ N} = 3,154.233 \text{ kN}$$

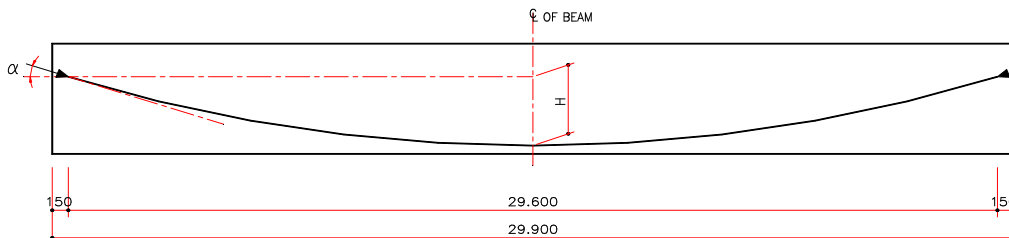
▷ 강연선 1개 마다의 인장력 (Pt)

$$P_t = 0.70 \cdot f_{py} \cdot A_p = 0.7 \times 1,350 \times 461.8 = 436,401 \text{ N} = 436.40 \text{ kN}$$

▷ 소요 P.S 강선 갯수 (n) = $fPt / P_t : 3,154.233 / 436.401 = 7.2 \text{ EA} \rightarrow 8 \text{ EA}$

2) 프리스트레스 도입직후의 응력

(1) P.S강선과 SHEATH 사이의 마찰에 의한 손실 (도로교설계기준 P 309)



곡률마찰계수 (μ) = 0.250 (1/rad)

파상마찰계수 (k) = 0.0050 (1/m)

$L < 40\text{m}$, $a < 30$, $m + k L < 0.3$ 이면 , $x=L/2$

$$P_o = P_x \cdot e^{(kx + \mu a)}$$

$$P_x = P_o \cdot e^{-(kx + \mu a)}$$

NO	Deg	Min	Sec	NO	Deg	Min	Sec
1	8	42	38	6	4	58	11
2	7	18	53	7	2	36	29
3	13	16	49	8	2	36	29
4	11	0	47	9			
5	4	58	11	10			

No.	P _j (MPa)	L(m)	y(cm)	a(rad)	1-1/EXP(ma+ kx)	P _{t1} (kPa)
1	577,989	20.840	90.000	0.1520	0.0862	49,804.000
2	568,568	20.820	70.000	0.1277	0.0805	45,792.000
3	580,760	20.940	130.000	0.2318	0.1044	60,649.000
4	569,676	20.880	110.000	0.1922	0.0954	54,342.000
5	548,064	20.780	50.0	0.0867	0.0710	38,907.000
6	543,631	20.780	50.0	0.0867	0.0710	38,592.000
7	532,548	20.760	30.0	0.0455	0.0613	32,655.000
8	528,114	20.760	30.0	0.0455	0.0613	32,383.000
9						
10						
계	4,449,351	166.560				353,124.000
평균	556,169	20.820				44,141.000

(2) P.S 강선 세트량에 의한 손실량 (도로교설계기준 P309)

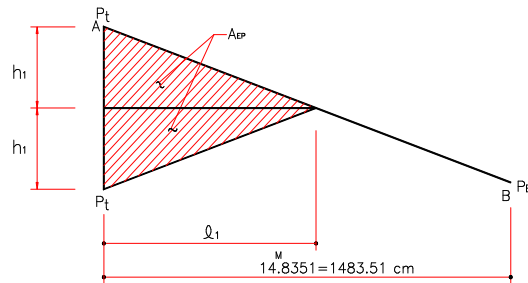
① P.S 강선과 SHEATH 사이에 마찰이 있는경우

$$\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_P \cdot E_P}$$

$$A_{EP} = \Delta \ell \cdot A_P \cdot E_P \quad \text{여기서,} \quad \Delta \ell = 3 \sim 6 \text{ mm}$$

$$= 0.6 \times 461.8 \times 8 \times 2.0 \times 10^5 = 443,328,000 \text{ N}$$

마찰에의한 손실이 직선으로 변한다고 가정



$$P_t = 1,204.35 \times 8 \times 461.8 = 4,449,351 \text{ N}$$

$$P_B = (1,204.000 - 95.585) \times 8 \times 461.8 = 4,094,930 \text{ N}$$

$$\Delta P_t = 4,449,351 - 4,094,930 = 354,421 \text{ N}$$

$$10.4100 : 354,421 = l_1 : h_1$$

$$h_1 = (354,421 / 10.4100) \cdot l_1$$

$$A_{EP} = l_1 \times h_1 \times 1/2 \times 2EA = l_1 \times h_1 = l_1^2 \times (354,421 / 10.4100) = 443,328,000$$

$$\therefore l_1 = \sqrt{(443,328,000 / (354,421 / 10.4100))} = 1,141 \text{ cm}$$

$$= 11.41 \text{ m} > 10.410 \text{ m}$$

$\therefore$ 정착부의 세트량에 의한 손실을 고려

② P.S 강선과 SHEATH 사이에 마찰이 없는경우

$$\Delta l = \frac{E_P \cdot \Delta l}{A_P \cdot E_P}$$

$$\Delta f_{ps} = \frac{P_{ps}}{A_p} = \frac{2.0 \times 10^5 \times 0.6}{10,410.00} = 115.27 \text{ Mpa}$$

여기서,

Δf_{ps} : 정착장치에서 활동에 의한 P.S 강선의 인장응력의 감소량 (MPa)

E_p : P.S 강선의 탄성계수

$\Delta \ell$: P.S 강선의 슬립량 ($\Delta \ell = 6 \text{ mm/m}$ 적용)

▷ 본 P.S.C 빔에서는 P.S 강선과 SHEATH 사이에 마찰이 있는것으로 고려하고
있으므로 정착부 세트에 의한 손실은 중앙단면에서는 없는것으로 사료되나
안정성을 고려하여 마찰이 없는 경우의 손실량을 적용하기로 한다.

$$P_{t2} = A_p \cdot E_p \cdot \frac{\Delta \ell}{L/2}$$

강선번호	긴장순서	강선길이(L/2) (mm)	P.S 강선단면적 A_p (mm ²)	정착장치활동량 $\Delta \ell$ (mm)	P_{t2} (N)
1	1	10,420.00	461.800	6.00	53,182
2	2	10,410.00	461.800	6.00	53,233
3	3	10,470.00	461.800	6.00	52,928
4	4	10,440.00	461.800	6.00	53,080
5	5	10,390.00	461.800	6.00	53,336
6	6	10,390.00	461.800	6.00	53,336
7	7	10,380.00	461.800	6.00	53,387
8	8	10,380.00	461.800	6.00	53,387
평 균			461.800		53,234

(3) 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = 0.5 \cdot \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cir}$$

여기서,

E_s = P.S 강재의 탄성계수

$E_{ci} = 8500 \cdot (f_{ci})^{1/3} = 8,500 \times \sqrt[3]{36} = 28,066 \text{ Mpa}$

f_{cir} : 정착직후 주빔의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재

중심에서 콘크리트의 응력으로써 " f_{cir} " 은 최대모멘트가 발생하는
단계에서 계산한다.

$$= 0.5 \cdot \frac{E_s}{E_{ci}} \cdot \left(f_{ctg} \cdot \frac{N-1}{N} + f_{dog} \right)$$

여기서,

f_{ctg} : 프리스트레스에 의한 P.S 강선 도심위치의 응력

f_{dog} : 주빔 자중에 의한 P.S 강선 도심위치의 응력

N : P.S 강선의 갯수

$$f_{pt2} = f_{pt1} - \Delta f_{pf} - \Delta f_{ps}$$

$$= ##### - 95.58 - 115.27 = 993.49 \text{ Mpa}$$

$$P_t' = N \cdot f_{pt2} \cdot A_p = 8 \times 993.49 \times 461.800 = 3,670,354 \text{ N}$$

$$f_{cig} = \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \cdot e_{p2}}{Z_{p2}} = 18.178 \text{ Mpa}$$

$$f_{dof} = \frac{M_d}{Z_{p2}} = -3.041 \text{ Mpa} \quad \ast M_d : \text{거더자중에 의한 중앙점에서의 모멘트}$$

$$f_{cir} = 18.178 \times ((8-1)/8) - 3.041 = 12.865 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{pel} = 0.5 \cdot \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cir} = 45.84 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{pt} = \frac{2 \cdot \Delta f_{pei}}{N-1} \cdot (N-i), \quad P_{t3} = \Delta f_{pt} \cdot A_p$$

여기서,

Δf_{pei} : 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실량 (MPa)

N : P.S 강선갯수 (N = 8)

i : 긴장순서

A_p : P.S 강선의 단면적

강선번호	긴장순서	Δf_{pei}	Δf_{pt}	A_p	P_{t3} (N)
1	1	45.840	91.680	461.800	42,338.000
2	2	45.840	78.580	461.800	36,288.000
3	3	45.840	65.490	461.800	30,243.000
4	4	45.840	52.390	461.800	24,194.000
5	5	45.840	39.290	461.800	18,144.000
6	6	45.840	26.190	461.800	12,095.000
7	7	45.840	13.100	461.800	6,050.000
8	8	45.840	0.000	461.800	0.000
9					
10					

(4) 프리스트레스 도입직후 P.S 강선의 인장력

강선번호	긴장순서	P_j	P_{t1}	P_{t2}	P_{t3}	P_t (N)
1	1	577,989	49,804	53,182	42,338	432,665
2	2	568,568	45,792	53,233	36,288	433,255

3	3	580,760	60,649	52,928	30,243	436,940
4	4	569,676	54,342	53,080	24,194	438,060
5	5	548,064	38,907	53,336	18,144	437,677
6	6	543,631	38,592	53,336	12,095	439,608
7	7	532,548	32,655	53,387	6,050	440,456
8	8	528,114	32,383	53,387	0	442,344
9						
10						
계		4,449,351	353,124	425,869	169,352	3,501,006

▷ P.S 강선의 인장력 : $P_t = P_j - P_{t1} - P_{t2} - P_{t3}$

(5) 프리스트레스 도입직후의 콘크리트 응력

① 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 f_{pt3} &= f_{pt2} - \Delta f_{pei} \\
 &= 1,204.350 - 95.58 - 115.27 - 45.84 = 947.65 \text{ Mpa} \\
 P_t &= 3,501,006 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{ct} &= \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \cdot (-e_{p2})}{Z_{t2}} = -4.694 \text{ Mpa} \\
 f_{cb} &= \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \cdot e_{p2}}{Z_{b2}} = 19.083 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

② 주빔 자중에 의한 콘크리트 응력 참조

$$\begin{aligned}
 f_{ct} &= 3.08 \text{ Mpa} \\
 f_{cb} &= -3.53 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

▷ 프리스트레스 도입직후의 콘크리트 응력 총계 (①+②)

$$\begin{aligned}
 f_{ct} &= -4.694 + 3.083 = -1.61 \text{ Mpa} \\
 f_{cb} &= 19.083 + -3.53 = 15.56 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

3) 설계하중 작용시의 하중

(1) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 [철도설계기준(노반편 2016) : P 10-116]

$$\Delta f_{psh} = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot H_r)$$

여기서,

H_r : 주위의 연간 평균 상대습도 (%) (국내의 평균 상대습도 $H_r = 70 \%$)

$$= 0.80 \times (119 - 1.1 \times 70) = 36.4 \text{ Mpa}$$

(2) 콘크리트의 크리이프에 의한 손실량 [철도설계기준(노반편 2016) : P 10-116]

$$\Delta f_{pcr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds}$$

여기서,

f_{cds} : 프리스트레스를 가한 당시에 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 P.S 강선 중심에서의 콘크리트의 응력 참조)

① 외측 BEAM

$$f_{cir} = 14.298 \text{ Mpa} \quad (\text{탄성변형 손실량 참조})$$

$$f_{cds} = 2.88 + 2.39 = 5.27 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 14.298 - 7 \times 5.27 = 134.72 \text{ Mpa}$$

② 내측 BEAM

$$f_{cir} = 14.298 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{cds} = 2.62 + 2.23 = 4.86 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 14.298 - 7 \times 4.86 = 137.58 \text{ Mpa}$$

(3) P.S 강선의 릴랙세이션에 의한 손실량 [철도설계기준(노반편 2016) : P 10-116]

▷ 저 릴랙세이션 강연선 사용

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \cdot \Delta f_{pf} - 0.1 \cdot \Delta f_{pei} - 0.05 \cdot (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

여기서,

Δf_{pf} : 고려되는 시점인 0.7fpu 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량
($\Delta f_{pf} = 95.58 \text{ Mpa}$)

Δf_{pei} : 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (MPa)

Δf_{psh} : 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (MPa)

Δf_{pcr} : 콘크리트의 크리이프에 의한 손실량 (MPa)

▷ 강선 사용

$$\Delta f_{pr} = 126 - 0.3 \cdot \Delta f_{pf} - 0.4 \cdot \Delta f_{pei} - 0.2 \cdot (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

① 외측 BEAM

$$\Delta f_{pf} = 95.58 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{pei} = 45.84 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{psh} = 36.40 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 134.72 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{pr} = 126 - 0.30 \times 95.58 - 0.4 \times 45.84 - 0.20 \times (36.40 + 134.72) = 44.765 \text{ Mpa}$$

② 내측 BEAM

$$\Delta f_{pf} = 95.58 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{pei} = 45.84 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{psh} = 36.40 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 137.58 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{pr} = 126 - 0.30 \times 95.58 - 0.4 \times 45.84 - 0.20 \\ \times (36.40 + 137.58) = 44.193 \text{ Mpa}$$

(4) 유효 프리스트레스

① 외측 BEAM

▷ P.S 강선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = f_{pt3} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr} \\ = 947.65 - 36.40 - 134.72 - 44.765 = 731.766 \text{ Mpa}$$

▷ 유효계수

$$\eta = f_{pe} / f_{pt3} = 731.766 / 947.65 = 0.7722$$

▷ 유효 프리스트레스

$$f_{cte} = \eta \cdot f_{ct} = 0.7722 \times -4.694 = -3.625 \text{ Mpa}$$

$$f_{cde} = \eta \cdot f_{cb} = 0.7722 \times 19.083 = 14.736 \text{ Mpa}$$

② 내측 BEAM

▷ P.S 강선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = f_{pt3} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{pr} \\ = 947.65 - 36.40 - 137.58 - 44.193 = 729.478 \text{ Mpa}$$

▷ 유효계수

$$\eta = f_{pe} / f_{pt3} = 729.478 / 947.65 = 0.7698$$

▷ 유효 프리스트레스

$$f_{cte} = \eta \cdot f_{ct} = 0.7698 \times -4.694 = -3.613 \text{ Mpa}$$

$$f_{cde} = \eta \cdot f_{cb} = 0.7698 \times 19.083 = 14.690 \text{ Mpa}$$

3. 5 응력검토

1) 응력집계

구 분		프리스트레스	빔자중	슬래브자중	추가고정하중	활하중
외 측 거 더	슬래브 상연	-	-	-	1.382	1.381
	거더 상연	-3.625	3.083	3.206	1.128	1.128
	거더 하연	14.736	-3.526	-3.361	-2.663	-2.661
	PC 강선	731.766	21.870	20.710	17.160	17.140
내 측 거 더	슬래브 상연	-	-	-	1.342	1.772
	거더 상연	-3.613	3.083	2.920	1.106	1.460
	거더 하연	14.690	-3.526	-3.061	-2.499	-3.300
	PC 강선	729.478	21.870	18.860	16.070	21.230

2) 외측 BEAM 검토

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	주 BEAM 의 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정,활하중)	계
주	상 연	-4.694	3.083	-1.611	-3.625	9.029	5.404
BEAM	하 연	19.083	-3.526	15.557	14.736	-13.355	1.381
허 용 응 력		-1.32 < 계 < 15.00			0.00 < 계 < 14.00		
S L A B					3.357 3.357		
허 용 응 력					0.00 < 계 < 10.00		

3) 내측 BEAM 검토

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리 스트레스	주 BEAM 의 자중	계	유효 프리 스트레스	총하중 (고정,활하중)	계
주	상 연	-4.694	3.083	-1.611	-3.613	8.709	5.096
BEAM	하 연	19.083	-3.526	15.557	14.690	-12.704	1.986
허 용 응 력		-1.32 < 계 < 15.00			0.00 < 계 < 14.00		
S L A B					3.285 3.285		
허 용 응 력					0.00 < 계 < 10.00		

3.6 극한강도검토

1) 외측 BEAM

$B = 1777.0 \text{ mm}$ (단면제원산출의 슬래브 환산단면 참조)

$b_1 = 200 \text{ mm}$ (웹브두께)

$d_p = 1,500 + 200 - 110.0 = 1,590.0 \text{ mm}$

$A_p = 461.8 \times 8 = 3694.4 \text{ mm}^2$

$f_{pe} = 731.766 \text{ Mpa}$ (유효프리스트레스)

$0.5 \cdot f_{pu} = 0.5 \times 1,550.0 = 775 \text{ N/mm}^2$

$f_{pe} < 0.5 \cdot f_{pu}$ 이므로 근사값 대신 변형도 적합조건에 의하여 시산한다.

$f_{ps} = 0.93 \cdot f_{pu} = 0.93 \times 1,550.0 = 1,442 \text{ Mpa}$

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot \beta_1 \cdot c \cdot B$

$\Rightarrow c = (3694.4 \times 1,442 / 0.85 \times 24 \times 0.85 \times 1777.0) = 173.0 \text{ mm}$

$a = \beta_1 c = 0.850 \times 173.0 = 147.05 \text{ mm} < h = 250 \text{ mm}$

$\therefore$ 직사각형 단면으로 취급하여 계산!!

$$\varepsilon_p = \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe} = 0.0282 > 0.015$$

여기서,

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

$\varepsilon_{pe} = f_{pe} / E_p = 731.766 / 2.0 \cdot 10^5 = 0.003659$

$\therefore f_{ps} = 0.93 \cdot f_{pu} = 1,442 \text{ Mpa}$

▷ 최대 PS 강재량

$q_p = \rho_p \cdot f_{ps} / f_{ck} \leq 0.36 \beta_1$

여기서, $\rho_p = A_p / B \cdot d_p = 0.00131$

$q_p = 0.00131 \times 1,442 \div 35 = 0.0539 < 0.36 \beta_1 = 0.3060$

▷ 공칭 모멘트 ΦM_n

$\Phi M_n = \Phi (A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \cdot \{1 - 0.59 \rho_p \cdot f_{ps} / f_{ck}\})$

$= 0.85 \times (3,694.400 \times 1,442 \times 1,590.00 \times \{1 - 0.59 \times 0.00131$

$\times 1,442 \div 24\}) = 6,866,153,024 \text{ Nmm} = 6,866.153 \text{ kN-m}$

▷ 극한하중 작용시의 휨모멘트 M

$M_u = 1.4 \times (\text{주빔} + \text{합성전고정하중} + \text{합성후고정하중}) + 2.00 \times (\text{활하중})$

$= 1.35 \times (671.683 + 721.604 + 764.590) + 1.85 \times 764.030$

$= 4,326.589 \text{ kN-m}$

▷ $F_s = \Phi M_n / M_u = 6,866.153 / 4,326.589 = 1.59 > 1.0$ ---- **O.K**

2) 내측 BEAM

$$B = 1650.0 \text{ mm} \quad (\text{단면제원산출의 슬래브 환산단면 참조})$$

$$b_1 = 200 \text{ mm} \quad (\text{웹두께})$$

$$d = 1,500 + 200 - 110.0 = 1,590.0 \text{ cm}$$

$$A_p = 461.8 \times 8 = 3694.4 \text{ cm}^2$$

$$\Delta p_e = 729.478 \text{ Mpa} \quad (\text{유효프리스트레스})$$

$$0.5 \cdot f_{pu} = 0.5 \times 1,550.0 = 775 \text{ Mpa}$$

$f_{pe} < 0.5 \cdot f_{pu}$ 이므로 근사값 대신 변형도 적합조건에 의하여 시산한다.

$$f_{ps} = 0.93 \cdot f_{pu} = 0.93 \times 1,550.0 = 1,442 \text{ Mpa}$$

$$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot \beta_1 \cdot c \cdot B$$

$$\Rightarrow c = (3694.4 \times 1,442 / 0.85 \times 24 \times 0.85 \times 1,650.000) = \text{##### mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.850 \times \text{#####} = \text{##### mm} < h = 250 \text{ cm}$$

$\therefore$ 직사각형 단면으로 취급하여 계산!!

$$\varepsilon_p = \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe} = 0.0263 > 0.015$$

여기서,

$$\varepsilon_{cu} : \text{콘크리트 압축연단에서의 최대 변형도} (= 0.003)$$

$$\varepsilon_{pe} = f_{pe} / E_p = 729.478 / 2.0 \cdot 10^5 = 0.003647$$

$$\therefore f_{ps} = 0.93 \cdot f_{pu} = 1,442 \text{ Mpa} \quad \text{으로 사용!!}$$

▷ 최대 PS 강재량

$$\rho_p = \rho_p \cdot f_{ps} / f_{ck} \leq 0.36 \beta_1$$

$$\text{여기서, } \rho_p = A_p / B \cdot d_p = 0.00141$$

$$\rho_p = 0.00141 \times 1,442 \div 24 = 0.0846 < 0.36 \beta_1 = 0.3060$$

▷ 공칭 모멘트 ΦM_n

$$\Phi M_n = \Phi (A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \cdot \{1 - 0.59 \rho_p \cdot f_{ps} / f_{ck}\})$$

$$= 0.85 \times (3694.4 \times 1,442 \times 1,590.00 \times \{1 - 0.59 \times 0.00141$$

$$\times 1,442 \div 24\}) = 6,840,466,201 \text{ N-mm} = 6,840.466 \text{ kN-m}$$

▷ 극한하중 작용시의 휨모멘트 M

$$M_u = 1.4 \times (\text{주빔} + \text{합성전고정하중} + \text{합성후고정하중}) + 2.00 \times (\text{활하중})$$

$$= 1.35 \times (671.683 + 657.050 + 710.930) + 1.85 \times 938.980$$

$$= 4,490.658 \text{ kN-m}$$

$$\triangleright F_s = \Phi M_n / M = 6,840.466 / 4,490.658 = 1.52 > 1.0 \quad \text{---- O.K}$$