

구조안전성능 자료 _ 이동교(하)

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2종 성능평가 보고서)

1.	거더 검토 조건 및 검토 단면
1.1	검토 조건
1)	교량 제원 - 교량 명 : 이동교(하) - 형식 : PSC 18 Girder교 - 보행하중 : -24/DL-24 - 교장 : L = 30,000 m @ 2 = 60,000 m - 보진장 : Lb = 29,900 m - 지간 : Le = 29,100 m - 교폭 : B = 17,250 m - 유도폭 : Be = 16,750 m (유도폭) - SKIEW : $\theta = 7.00^\circ$, RADIUS : 500 m - GIRDER : 높이 : 2.00 m , 간격 : 2.20 m , 개수 : 7 EA
2)	하중 - 활하중 : -24/DL-24 - 충격계수 : $I = 15/(40+L)$
3)	사용 재료
①	Con'c
a.	바닥판 : fck = 27 Mpa
b.	PSC Girder : fck = 35 Mpa
②	Reinforcing Bar
a.	바닥판 : SD 400
b.	PSC Girder : SD 300
③	PS Tendon - SWPC7B : $7 - \Phi 12.7$ mm , 12 T (2) 적당여이전 PS강연선 - Sheath : $\Phi 66$ mm - fpu = 1,900 Mpa (Ultimate Strength) - fpy = 1,600 MPa (Yield Strength)
4)	단위 중량 - 철근콘크리트 : $\gamma_{con} = 25.0$ kN/m³ - 미스콘크리트 : $\gamma_{pre} = 23.0$ kN/m³ - 콘크리트 : $\gamma_{os} = 23.5$ kN/m³

1.2 부재의 허용응력 및 물리상수

1) 물리 상수

① 콘크리트 탄성계수

$$E_c = 8,500 \sqrt{f_{cu}} \quad \text{[여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 4]$$

a. 바닥판 : $E_{c2} = 26,702 \text{ Mpa}$

b. PSC Girder

$$\begin{aligned} &\text{Prestressing 직후} : E_{c1'} = 26,986 \text{ Mpa} \\ &\text{설계하중 작용시} : E_{c1} = 28,825 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

② 강재 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{ Mpa}$

③ PS Tendon 탄성계수 : $E_p = 200,000 \text{ Mpa}$

④ Coefficient

a. 설치구의 마찰계수 : $\mu_s = 0.030$

b. 곡률 마찰계수 : $\mu = 0.300 \text{ /rad}$

c. 과심 마찰계수 : $\epsilon = 0.0070 \text{ /m}$

⑤ Creep Factor

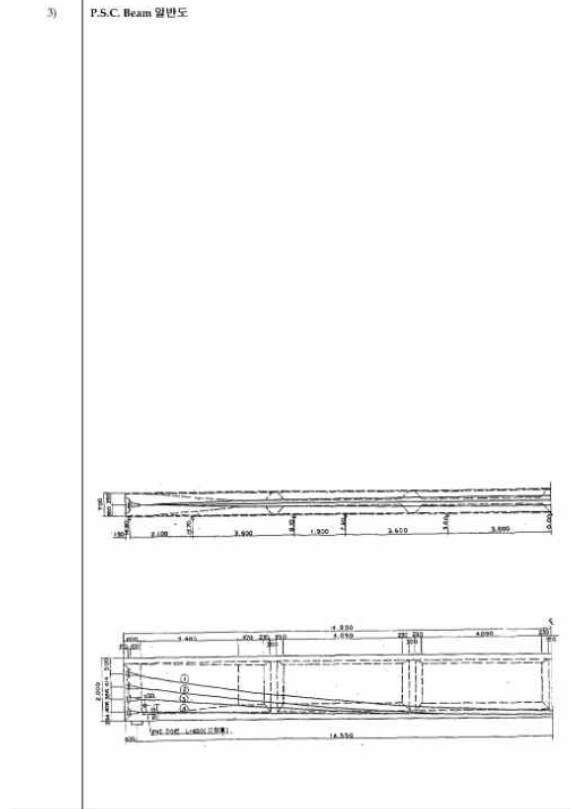
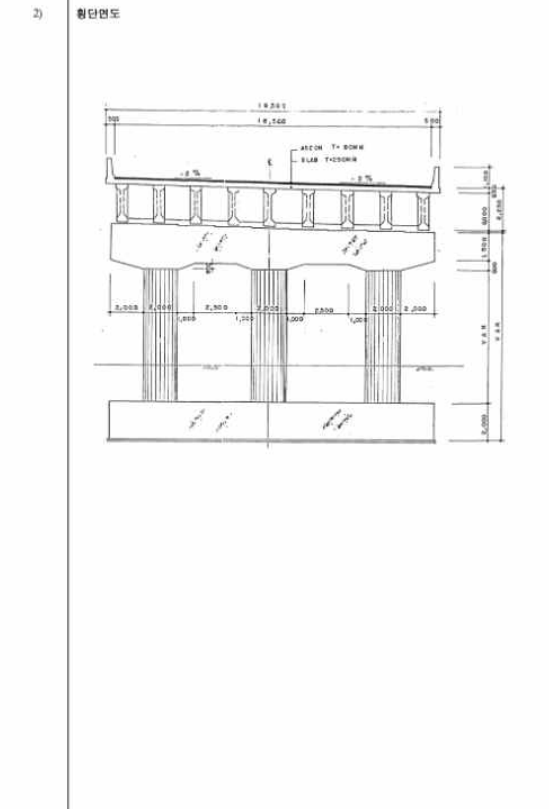
$$\begin{aligned} \Phi t &= 2.2 \quad \text{[Con'c 초기하중부터 } T=\infty \text{까지의 Creep Factor]} \\ \Phi_{ps} &= 3.0 \quad \text{[0.5년 하중후부터 } T=\infty \text{까지의 Creep Factor]} \end{aligned}$$

⑥ Shrinkage Ratio : $cs = 0.0002$ (Girder와 바닥판의 건조수축차)

⑦ Anchorage Slip : $\Delta_L = 3 \text{ mm}$

2) PSC 거더 허용응력

부재	하중 상태	항목	산정식	허용응력
바닥판	설계하중 작용시	압축강도	f_{ck}	27.00 Mpa
		허용압축응력	$0.40 f_{ck}$	10.80 Mpa
		허용인장응력	$0.50 / f_{ck}$	2.60 Mpa
PSC Girder	Prestressing 시의 압축강도		$0.80 f_{ck}$	28.00 Mpa
	Prestressing 직후	허용압축응력	설계강도	15.40 Mpa
		허용인장응력	설계강도	1.26 Mpa
	설계하중 작용시의 압축강도		f_{ck}	35.00 Mpa
	설계하중 작용시	허용압축응력	설계강도	14.00 Mpa
허용인장응력		설계강도	2.806 Mpa	
PS Tendon	전 하중	극한강도	f_{pu}	1,900 Mpa
		항복강도	f_{py}	1,600 Mpa
		허용 최대 인장력	$0.90 f_{py}$	1,440 Mpa
	정적 하중 정착부	허용응력	$0.70 f_{pu}$	1,330 Mpa
		손실후 설계하중 작용시	허용응력	$0.80 f_{py}$



구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

5) Girder & Slab 제원

① Girder 단면 제원 (Center)

(바깥단 Cantilever부 단면
~ 외측Girder 중심까지)



- Hd = 25 cm
- H = 200 cm
- H1 = 18 cm
- H2 = 10 cm
- H3 = 127 cm
- H4 = 22.0 cm
- H5 = 23.0 cm
- D1 = 12.0 cm
- D2 = 8.0 cm
- D3 = 8.0 cm
- D4 = 8.0 cm
- D5 = 8.0 cm
- D6 = 8.0 cm
- D7 = 8.0 cm
- D8 = 8.0 cm
- D9 = 8.0 cm
- D10 = 8.0 cm
- D11 = 8.0 cm
- D12 = 8.0 cm
- D13 = 8.0 cm
- D14 = 8.0 cm
- D15 = 8.0 cm
- D16 = 8.0 cm
- D17 = 8.0 cm
- D18 = 8.0 cm
- D19 = 8.0 cm
- D20 = 8.0 cm
- D21 = 8.0 cm
- D22 = 8.0 cm
- D23 = 8.0 cm
- D24 = 8.0 cm
- D25 = 8.0 cm
- D26 = 8.0 cm
- D27 = 8.0 cm
- D28 = 8.0 cm
- D29 = 8.0 cm
- D30 = 8.0 cm
- D31 = 8.0 cm
- D32 = 8.0 cm
- D33 = 8.0 cm
- D34 = 8.0 cm
- D35 = 8.0 cm
- D36 = 8.0 cm
- D37 = 8.0 cm
- D38 = 8.0 cm
- D39 = 8.0 cm
- D40 = 8.0 cm
- D41 = 8.0 cm
- D42 = 8.0 cm
- D43 = 8.0 cm
- D44 = 8.0 cm
- D45 = 8.0 cm
- D46 = 8.0 cm
- D47 = 8.0 cm
- D48 = 8.0 cm
- D49 = 8.0 cm
- D50 = 8.0 cm
- D51 = 8.0 cm
- D52 = 8.0 cm
- D53 = 8.0 cm
- D54 = 8.0 cm
- D55 = 8.0 cm
- D56 = 8.0 cm
- D57 = 8.0 cm
- D58 = 8.0 cm
- D59 = 8.0 cm
- D60 = 8.0 cm
- D61 = 8.0 cm
- D62 = 8.0 cm
- D63 = 8.0 cm
- D64 = 8.0 cm
- D65 = 8.0 cm
- D66 = 8.0 cm
- D67 = 8.0 cm
- D68 = 8.0 cm
- D69 = 8.0 cm
- D70 = 8.0 cm
- D71 = 8.0 cm
- D72 = 8.0 cm
- D73 = 8.0 cm
- D74 = 8.0 cm
- D75 = 8.0 cm
- D76 = 8.0 cm
- D77 = 8.0 cm
- D78 = 8.0 cm
- D79 = 8.0 cm
- D80 = 8.0 cm
- D81 = 8.0 cm
- D82 = 8.0 cm
- D83 = 8.0 cm
- D84 = 8.0 cm
- D85 = 8.0 cm
- D86 = 8.0 cm
- D87 = 8.0 cm
- D88 = 8.0 cm
- D89 = 8.0 cm
- D90 = 8.0 cm
- D91 = 8.0 cm
- D92 = 8.0 cm
- D93 = 8.0 cm
- D94 = 8.0 cm
- D95 = 8.0 cm
- D96 = 8.0 cm
- D97 = 8.0 cm
- D98 = 8.0 cm
- D99 = 8.0 cm
- D100 = 8.0 cm
- D101 = 8.0 cm
- D102 = 8.0 cm
- D103 = 8.0 cm
- D104 = 8.0 cm
- D105 = 8.0 cm
- D106 = 8.0 cm
- D107 = 8.0 cm
- D108 = 8.0 cm
- D109 = 8.0 cm
- D110 = 8.0 cm
- D111 = 8.0 cm
- D112 = 8.0 cm
- D113 = 8.0 cm
- D114 = 8.0 cm
- D115 = 8.0 cm
- D116 = 8.0 cm
- D117 = 8.0 cm
- D118 = 8.0 cm
- D119 = 8.0 cm
- D120 = 8.0 cm
- D121 = 8.0 cm
- D122 = 8.0 cm
- D123 = 8.0 cm
- D124 = 8.

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

1) 외측 Girder (G1)

Member	A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
PS Tendon 합성단면	6,895.37		732,997.45	105,429,032.39	6,815,398.15
바닥판 합성단면	4,786.75	-12.50	-59,834.37	747,929.62	249,309.89
Σ	11,682.12		673,163.08	106,176,962.01	7,064,708.04

$$\begin{aligned}
 \bullet \ yt4 &= \frac{\sum(A \cdot y)}{\sum A} = \frac{673,163.08}{11,682.12} = 57.62 \text{ cm} \\
 \bullet \ yb4 &= H - yt4 = 142.38 \text{ cm} \\
 \bullet \ ys &= yt4 + Hd = 82.62 \text{ cm} \\
 \bullet \ ep4 &= Dep - yt4 = 131.38 \text{ cm} \\
 \\
 \bullet \ Ic4 &= \sum Io + \sum (A \cdot y^2) - \sum A \cdot yt4^2 \\
 &= 7,064,708.04 + 106,176,962.01 - 11,682.12 \times 57.62^2 = 74,456,279.00 \text{ cm}^4 \\
 \\
 \bullet \ Zt4 &= \frac{Ic4}{yt4} = \frac{74,456,279}{57.62} = 1,292,195 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zb4 &= \frac{Ic4}{yb4} = \frac{74,456,279}{142.38} = 522,940 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zp4 &= \frac{Ic4}{ep4} = \frac{74,456,279}{131.38} = 566,724 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zs &= \frac{Ic4}{ys} = \frac{74,456,279}{1.00 \times 82.62} = 901,189 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

2) 내측 Girder (G2-G5)

Member	A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
PS Tendon 합성단면	6,895.37		732,997.45	105,429,032.39	6,815,398.15
바닥판 합성단면	3,137.00	-12.50	-44,212.50	802,656.25	267,552.08
Σ	12,032.37		668,784.95	106,231,688.64	7,082,950.23

$$\begin{aligned}
 \bullet \ yt4 &= \frac{\sum(A \cdot y)}{\sum A} = \frac{668,784.95}{12,032.37} = 55.58 \text{ cm} \\
 \bullet \ yb4 &= H - yt4 = 144.42 \text{ cm} \\
 \bullet \ ys &= yt4 + Hd = 80.58 \text{ cm} \\
 \bullet \ ep4 &= Dep - yt4 = 133.42 \text{ cm} \\
 \\
 \bullet \ Ic4 &= \sum Io + \sum (A \cdot y^2) - \sum A \cdot yt4^2 \\
 &= 7,082,950.23 + 106,231,688.64 - 12,032.37 \times 55.58^2 = 76,145,006.00 \text{ cm}^4 \\
 \\
 \bullet \ Zt4 &= \frac{Ic4}{yt4} = \frac{76,145,006}{55.58} = 1,370,007 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zb4 &= \frac{Ic4}{yb4} = \frac{76,145,006}{144.42} = 527,246 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zp4 &= \frac{Ic4}{ep4} = \frac{76,145,006}{133.42} = 570,716 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zs &= \frac{Ic4}{ys} = \frac{76,145,006}{1.00 \times 80.58} = 944,961 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

3) 외측 Girder (G6)

Member	A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
PS Tendon 합성단면	6,895.37		732,997.45	105,429,032.39	6,815,398.15
바닥판 합성단면	4,786.75	-12.50	-59,834.37	747,929.62	249,309.89
Σ	11,682.12		673,163.08	106,176,962.01	7,064,708.04

$$\begin{aligned}
 \bullet \ yt4 &= \frac{\sum(A \cdot y)}{\sum A} = \frac{673,163.08}{11,682.12} = 57.62 \text{ cm} \\
 \bullet \ yb4 &= H - yt4 = 142.38 \text{ cm} \\
 \bullet \ ys &= yt4 + t = 82.62 \text{ cm} \\
 \bullet \ ep4 &= Dep - yt4 = 131.38 \text{ cm} \\
 \\
 \bullet \ Ic4 &= \sum Io + \sum (A \cdot y^2) - \sum A \cdot yt4^2 \\
 &= 7,064,708.04 + 106,176,962.01 - 11,682.12 \times 57.62^2 = 74,456,279.00 \text{ cm}^4 \\
 \\
 \bullet \ Zt4 &= \frac{Ic4}{yt4} = \frac{74,456,279}{57.62} = 1,292,195 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zb4 &= \frac{Ic4}{yb4} = \frac{74,456,279}{142.38} = 522,940 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zp4 &= \frac{Ic4}{ep4} = \frac{74,456,279}{131.38} = 566,724 \text{ cm}^3 \\
 \bullet \ Zs &= \frac{Ic4}{ys} = \frac{74,456,279}{1.00 \times 82.62} = 901,189 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

3. 단면력 산정
3.1 합성전 단면력

작 용 하 중	구 분	표치	합성전		
			G1	G2-G6	G7
	기호		외측거더	내측거더	외측거더
Beam 작용	휨모멘트 (kN · m)	M ₀₁	1,871,990	1,871,990	1,871,990
에 의한 단면력	전 단 력 (kN)	V ₀₁	284,100	284,100	284,100
합성전 고정하중	휨모멘트 (kN · m)	M ₀₂	3,089,880	1,983,440	3,089,880
에 의한 단면력	전 단 력 (kN)	V ₀₂	418,660	260,770	418,660

3.2 합성후 단면력

작 용 하 중	구 분	표치	합성후		
			G1	G2-G6	G7
	기호		외측거더	내측거더	외측거더
합성후 고정하중	휨모멘트 (kN · m)	M _{d1}	305,010	428,490	305,010
에 의한 단면력	전 단 력 (kN)	V _{d1}	41,930	58,900	41,930
활 하 중	휨모멘트 (kN · m)	M ₁₀₄	2,018,730	2,141,080	2,018,730
에 의한 단면력	전 단 력 (kN)	V ₁₀₄	298,690	316,790	298,690
총 계	휨모멘트 (kN · m)	M _{TOTAL}	7,285,610	6,427,000	7,285,610
(합전+합후+동하중)	전 단 력 (kN)	V _{TOTAL}	1,043,380	920,560	1,043,380

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

4. 외측 Girder (G1)

• Girder 및 바닥판 : $f = M / Z$
 • PS 강연선 : $f = np \cdot M / Z$

$$np = \frac{E_s}{E_{cg}} = \frac{200,000}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 6.716$$

$$ncd = \frac{E_{cd}}{E_{cg}} = \frac{8,500 \times \sqrt[3]{(27 + 8)}}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 0.934$$

구분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (cm ³)	Conc' 단일 휨응력 (MPa)				
			PSC Girder		PS 강연선 응력	바닥판	
			상면	하면			
Beam 자중	M ₀₁ = 1,871.990	Z12 = 313,252	5.98	-	-	-	-
		Zb2 = 328,001	-	-5.71	-	-	-
		Zp2 = 369,616	-	-	-5.06	-	-
완성전 고정하중	M ₀₂ = 3,089.880	Z13 = 322,943	9.57	-	-	-	-
		Zb3 = 366,370	-	-8.43	-	-	-
		Zp3 = 415,101	-	-	-7.44	-49.99	-
완성후 고정하중	M ₀₃ = 305.010	Z14 = 1,292,195	0.24	-	-	-	-
		Zb4 = 522,940	-	-0.58	-	-	-
		Zp4 = 566,724	-	-	-0.54	-3.61	-
		Zs = 901,189	-	-	-	-	0.34
활하중	M ₀₄ = 2,018.730	Z14 = 1,292,195	1.56	-	-	-	-
		Zb4 = 522,940	-	-3.86	-	-	-
		Zp4 = 566,724	-	-	-3.56	-23.92	-
		Zs = 901,189	-	-	-	-	2.24
Σ	7,285.610		17.35	-18.58	-16.60	-77.52	2.58

(-) 인장, (+) 압축

4.2 내측 Girder (G2-G5)

• Girder 및 바닥판 : $f = M / Z$
 • PS 강연선 : $f = np \cdot M / Z$

$$np = \frac{E_s}{E_{cg}} = \frac{200,000}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 6.716$$

$$ncd = \frac{E_{cd}}{E_{cg}} = \frac{8,500 \times \sqrt[3]{(27 + 8)}}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 0.934$$

구분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (cm ³)	Conc' 단일 휨응력 (MPa)				
			PSC Girder		PS 강연선 응력	바닥판	
			상면	하면			
Beam 자중	M ₀₁ = 1,871.990	Z12 = 313,252	5.98	-	-	-	-
		Zb2 = 328,001	-	-5.71	-	-	-
		Zp2 = 369,616	-	-	-5.06	-	-
완성전 고정하중	M ₀₂ = 1,985.440	Z13 = 322,943	6.15	-	-	-	-
		Zb3 = 366,370	-	-5.42	-	-	-
		Zp3 = 415,101	-	-	-4.78	-32.12	-
완성후 고정하중	M ₀₃ = 428.490	Z14 = 1,370,007	0.31	-	-	-	-
		Zb4 = 527,246	-	-0.81	-	-	-
		Zp4 = 570,716	-	-	-0.75	-5.04	-
		Zs = 944,961	-	-	-	-	0.45
활하중	M ₀₄ = 2,141.080	Z14 = 1,370,007	1.56	-	-	-	-
		Zb4 = 527,246	-	-4.06	-	-	-
		Zp4 = 570,716	-	-	-3.75	-25.20	-
		Zs = 944,961	-	-	-	-	2.27
Σ	6,427.000		14.00	-16.00	-14.34	-62.36	2.72

(-) 인장, (+) 압축

4.3 외측 Girder (G6)

• Girder 및 바닥판 : $f = M / Z$
 • PS 강연선 : $f = np \cdot M / Z$

$$np = \frac{E_s}{E_{cg}} = \frac{200,000}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 6.716$$

$$ncd = \frac{E_{cd}}{E_{cg}} = \frac{8,500 \times \sqrt[3]{(27 + 8)}}{8,500 \times \sqrt[3]{(35 + 8)}} = 0.934$$

구분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (cm ³)	Conc' 단일 휨응력 (MPa)				
			PSC Girder		PS 강연선 응력	바닥판	
			상면	하면			
Beam 자중	M ₀₁ = 1,871.990	Z12 = 313,252	5.98	-	-	-	-
		Zb2 = 328,001	-	-5.71	-	-	-
		Zp2 = 369,616	-	-	-5.06	-	-
완성전 고정하중	M ₀₂ = 3,089.880	Z13 = 322,943	9.57	-	-	-	-
		Zb3 = 366,370	-	-8.43	-	-	-
		Zp3 = 415,101	-	-	-7.44	-49.99	-
완성후 고정하중	M ₀₃ = 305.010	Z14 = 1,292,195	0.24	-	-	-	-
		Zb4 = 522,940	-	-0.58	-	-	-
		Zp4 = 566,724	-	-	-0.54	-3.61	-
		Zs = 901,189	-	-	-	-	0.34
활하중	M ₀₄ = 2,018.730	Z14 = 1,292,195	1.56	-	-	-	-
		Zb4 = 522,940	-	-3.86	-	-	-
		Zp4 = 566,724	-	-	-3.56	-23.92	-
		Zs = 901,189	-	-	-	-	2.24
Σ	7,285.610		17.35	-18.58	-16.60	-77.52	2.58

(-) 인장, (+) 압축

5. Secondary Stress

5.1 Creep 및 Shrinkage에 의한 단면력

⇒ Creep에 의한 단면력 산정

$$N_{cr} = - \frac{K}{C^2 - BF} [P(B(yt^3 \cdot ep^3 - rc^3) - C \cdot ep^3) + Md1(C - B \cdot yt^3)]$$

$$- \frac{K}{C^2 - BF} Md2(C - B \cdot yt^3)$$

$$M_{cr} = - \frac{K}{BF - C^2} [P(C(yt^3 \cdot ep^3 - rc^3) - F \cdot ep^3) + Md1(F - C \cdot yt^3)]$$

$$- \frac{K}{BF - C^2} Md2(F - C \cdot yt^3)$$

⇒ Shrinkage에 의한 단면력 산정

$$N_{sh} = \frac{rs \cdot E_{cg} \cdot I_{cg} \cdot B}{BF - C^2} \cdot \frac{1}{1 + \Phi_{cr}}$$

$$M_{sh} = \frac{rs \cdot E_{cg} \cdot I_{cg} \cdot C}{C^2 - BF} \cdot \frac{1}{1 + \Phi_{cr}}$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(하)(2019년 2중 성능평가 보고서)

1) Creep에 의한 단면력

㉠ 외측 경간

a. 외측 Girder

$$\begin{aligned}
 \bullet m &= \frac{E_{cg} \cdot I_{c3}}{E_{cd} \cdot I_{cd}} = \frac{266,437}{232,379} \times \frac{29,874,436}{201,822} = 169.7 \\
 \bullet B &= 1 + m = 1 + 169.7 = 170.7 \\
 \bullet C &= y_{t3} - B \cdot y_{db} = 89.6 - 170.7 \times 25.0 / 2 = -2,044.2 \\
 \bullet F &= y_{t3}^2 + r_{c3}^2 + m \cdot r_{cd}^2 + m \cdot y_{db}^2 = \\
 &= 89.6^2 + \left(\frac{29,874,436}{7,634.0} \right) + 169.7 \times \left(\frac{201,822}{3,875.0} \right) + 169.7 \times \left(\frac{25.0}{2} \right)^2 \\
 &= 47,296 \\
 \bullet P &= (f_{pt2} + f_{pe}) / 2 \cdot A_{pt} = (10,158.28 + 8,463.82) / 2 \times 47,380 \\
 &= 441,158 \text{ kgf} \\
 \bullet K &= \frac{\Phi_{cc}}{1 + \Phi_{cc}} = \frac{3}{1 + 3.0} = 0.750 \\
 \bullet K' &= \frac{\Phi_t}{1 + \Phi_{cc}} = \frac{2.2}{1 + 3.0} = 0.550 \\
 \bullet N_{cr} &= -\frac{0.550}{-2,044.2^2 - 170.7 \times 47,296} \times [441,158 \times |170.7 \times (89.6 \times 69.8 \\
 &\quad - \frac{29,874,436}{7,634.0}) - 2,044.2 \times 69.8| + 123,109 \text{ E}+05 \times (-2,044.2 \\
 &\quad - 170.7 \times 89.6)|] - \frac{0.750}{-2,044.2^2 - 170.7 \times 47,296} \times 91,591 \text{ E}+05 \\
 &\quad \times (-2,044.2 - 170.7 \times 89.6) \\
 &= -26,987 \text{ kgf} \\
 \bullet M_{cr} &= -\frac{0.550}{170.7 \times 47,296 - 2,044.2^2} \times [441,158 \times |-2,044.2 \times (89.6 \times 69.8 \\
 &\quad - \frac{29,874,436}{7,634.0}) - 47,296 \times 69.8| + 123,109 \text{ E}+05 \times (-47,296 \\
 &\quad - 2,044.2 \times 89.6)|] - \frac{0.750}{170.7 \times 47,296 - 2,044.2^2} \times 91,591 \text{ E}+05 \\
 &\quad \times (47,296 - 2,044.2 \times 89.6) \\
 &= -303,934 \text{ kgf} \cdot \text{cm}
 \end{aligned}$$

b. 내측 Girder

$$\begin{aligned}
 \bullet m &= \frac{E_{cg} \cdot I_{cg}}{E_{cd} \cdot I_{cd}} = \frac{266,437}{232,379} \times \frac{29,874,436}{195,312} = 175.4 \\
 \bullet B &= 1 + m = 1 + 175.4 = 176.4 \\
 \bullet C &= y_{t3} - B \cdot y_{db} = 89.6 - 176.4 \times 25.0 / 2 = -2,115.4 \\
 \bullet F &= y_{t3}^2 + r_{c3}^2 + m \cdot r_{cd}^2 + m \cdot y_{db}^2 = \\
 &= 89.6^2 + \left(\frac{29,874,436}{7,634.0} \right) + 175.4 \times \left(\frac{195,312}{3,750.0} \right) + 175.4 \times \left(\frac{25.0}{2} \right)^2 \\
 &= 48,483 \\
 \bullet P &= (f_{pt2} + f_{pe}) / 2 \cdot A_{pt} = (10,158.28 + 8,458.03) / 2 \times 47,380 \\
 &= 441,020 \text{ kg} \\
 \bullet K &= \frac{\Phi_{cc}}{1 + \Phi_{cc}} = \frac{3.0}{1 + 3.0} = 0.750 \\
 \bullet K' &= \frac{\Phi_t}{1 + \Phi_{cc}} = \frac{2.2}{1 + 3.0} = 0.550 \\
 \bullet N_{cr} &= -\frac{0.550}{-2,115.4^2 - 176.4 \times 48,483} \times [441,020 \times |176.4 \times (89.6 \times 69.8 \\
 &\quad - \frac{29,874,436}{7,634.0}) - 2,115.4 \times 69.8| + 123,045 \text{ E}+05 \times (-2,115.4 \\
 &\quad - 176.4 \times 89.6)|] - \frac{0.750}{-2,115.4^2 - 176.4 \times 48,483} \times 88,728 \text{ E}+05 \\
 &\quad \times (-2,115.4 - 176.4 \times 89.6) \\
 &= -25,687 \text{ kg} \\
 \bullet M_{cr} &= -\frac{0.550}{176.4 \times 48,483 - 2,115.4^2} \times [441,020 \times |-2,115.4 \times (89.6 \times 69.8 \\
 &\quad - \frac{29,874,436}{7,634.0}) - 48,483 \times 69.8| + 123,045 \text{ E}+05 \times (-48,483 \\
 &\quad - 2,115.4 \times 89.6)|] - \frac{0.750}{176.4 \times 48,483 - 2,115.4^2} \times 88,728 \text{ E}+05 \\
 &\quad \times (48,483 - 2,115.4 \times 89.6) \\
 &= -288,205 \text{ kg} \cdot \text{cm}
 \end{aligned}$$

2) Shrinkage에 의한 단면력

㉠ 외측 경간

a. 외측 Girder

$$\begin{aligned}
 \bullet N_{sh} &= \frac{0.0002 \times 266,437 \times 29,874,436 \times 170.7}{170.7 \times 47,296 - 2,044.2^2} \times \frac{1}{1 + 3} \\
 &= 17,443 \text{ kg} \\
 \bullet M_{sh} &= \frac{0.0002 \times 266,437 \times 29,874,436 \times (-2,044.2)}{-2,044.2^2 - 170.7 \times 47,296} \times \frac{1}{1 + 3} \\
 &= 208,889 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. 내측 Girder

$$\begin{aligned}
 \bullet N_{sh} &= \frac{0.0002 \times 266,437 \times 29,874,436 \times 176.4}{176.4 \times 48,483 - 2,115.4^2} \times \frac{1}{1 + 3} \\
 &= 17,218 \text{ kg} \\
 \bullet M_{sh} &= \frac{0.0002 \times 266,437 \times 29,874,436 \times (-2,115.4)}{-2,115.4^2 - 176.4 \times 48,483} \times \frac{1}{1 + 3} \\
 &= 206,474 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

5.2 FSC Girder의 응력

1) Creep에 의한 응력

㉠ 외측 경간

a. 외측 Girder

$$\begin{aligned}
 \bullet f_{t,cr} &= \frac{N_{cr}}{A_g} + \frac{M_{cr} + N_{cr} \cdot y_{t3}}{I_{cg}} \cdot y_{t3} \\
 (\text{상면}) &= \frac{-26,987}{7,634} + \frac{-303,934 + (-26,987) \times 89.6}{29,874,436} \times 89.6 \\
 &= -11.70 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bullet f_{b,cr} &= \frac{N_{cr}}{A_g} - \frac{M_{cr} + N_{cr} \cdot y_{t3}}{I_{cg}} \cdot y_{b3} \\
 (\text{하면}) &= \frac{-26,987}{7,634.0} - \frac{-303,934 + (-26,987) \times 89.6}{29,874,436} \times 85.4 \\
 &= 4.25 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

b. 내측 Girder

$$\begin{aligned}
 \bullet f_{t,cr} &= \frac{N_{cr}}{A_g} + \frac{M_{cr} + N_{cr} \cdot y_{t3}}{I_{cg}} \cdot y_{t3} \\
 (\text{상면}) &= \frac{-25,687}{7,634} + \frac{-288,205 + (-25,687) \times 89.6}{29,874,436} \times 89.6 \\
 &= -11.14 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bullet f_{b,cr} &= \frac{N_{cr}}{A_g} - \frac{M_{cr} + N_{cr} \cdot y_{t3}}{I_{cg}} \cdot y_{b3} \\
 (\text{하면}) &= \frac{-25,687}{7,634} - \frac{-288,205 + (-25,687) \times 89.6}{29,874,436} \times 83.4 \\
 &= 4.04 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

2) Shrinkage에 의한 응력

① 외측 경간

a. 외측 Girder

$$\bullet f_{t_sh} = \frac{Nsh}{Ag} + \frac{Msh + Nsh \cdot yt3}{Icg} \cdot yt3$$

(성인) $= \frac{17,443}{7,634.0} + \frac{208,889 + (17,443) \times 89.6}{29,874.436} \times 89.6$
 $= 7.60 \text{ kg/cm}^2$

$$\bullet f_{b_sh} = \frac{Nsh}{Ag} - \frac{Msh + Nsh \cdot yt3}{Icg} \cdot yt3$$

(하인) $= \frac{17,443}{7,634.0} - \frac{208,889 + (17,443) \times 89.6}{29,874.436} \times 89.6$
 $= -2.78 \text{ kg/cm}^2$

b. 내측 Girder

$$\bullet f_{t_sh} = \frac{Nsh}{Ag} + \frac{Msh + Nsh \cdot yt3}{Icg} \cdot yt3$$

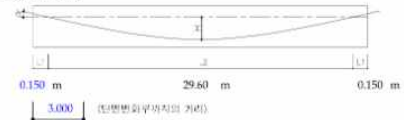
(성인) $= \frac{17,218}{7,634.0} + \frac{206,474 + (17,218) \times 89.6}{29,874.436} \times 89.6$
 $= 7.50 \text{ kg/cm}^2$

$$\bullet f_{b_sh} = \frac{Nsh}{Ag} - \frac{Msh + Nsh \cdot yt3}{Icg} \cdot yt3$$

(하인) $= \frac{17,218}{7,634.0} - \frac{206,474 + (17,218) \times 89.6}{29,874.436} \times 89.6$
 $= -2.74 \text{ kg/cm}^2$

6. Prestress

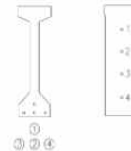
6.1 PS Tendon Works



$$\bullet H = H_{end} - H_{std} \quad \bullet a = H \cdot (l/2) \quad \bullet \alpha = \tan^{-1}(2 \cdot a \cdot l/2)$$

$$\bullet L = l + (8H^2 / 3L) + (32H^4 / 5L^3)$$

1) PS Tendon 위치



① PS Tendon 배치의성

a. 일반구간

Tendon No.	H _{end} (m)	H _{std} (m)	H (m)	e (m)	a	α (radian)	L (m)
1	1.500	0.200	1.300	29.60	0.00993499	0.17390122	29.7530
2	1.086	0.080	1.006	29.60	0.00459277	0.13511767	29.6914
3	0.700	0.080	0.620	29.60	0.00283033	0.08358846	29.6347
4	0.294	0.080	0.214	29.60	0.00097699	0.02891085	29.6041
5	-	-	-	-	-	-	-
Σ	-	-	-	118.40	-	0.42151820	118.6832
Average	-	-	-	29.60	-	0.10537955	29.6708

② Girder 중심으로부터 거리에 따른 Girder 하면에서 PS Tendon 위치의 높이

$$\bullet y = a \cdot x^2 + 0.20 \quad (\text{Tendon No.1})$$

$$= a \cdot x^2 + 0.08 \quad (\text{Tendon No.2, 3, 4})$$

Tendon No.	14.800	13.350	11.950	10.950	6.090	0.000
1	1.500	1.290	1.048	0.912	0.420	0.200
2	1.086	0.923	0.736	0.631	0.250	0.080
3	0.700	0.600	0.484	0.419	0.185	0.080
4	0.294	0.259	0.220	0.197	0.116	0.080

• 단부에서 3.000 m 떨어진 위치(단부 변화부)의 Girder 하면에서 PS Tendon 위치의 높이

Tendon No.	H (m)	e (m)	a	α (radian)	L (m)
1	1.048	11.95	0.029342103	0.33724320	12.1994
2	0.736	11.95	0.020611937	0.24150521	12.0719
3	0.484	11.95	0.013562977	0.16068032	12.0025
4	0.220	11.95	0.006148817	0.07334655	11.9608
Σ	-	47.80	-	0.81277528	48.2346
Average	-	11.95	-	0.20319382	12.0587

2) Tendon의 Jacking Force

Tendon No.	Tensioning Sequence	Jacking Force (kN)	Jacking Stress (MPa)
1	1	1,468.80	1,240.00
2	2	1,468.80	1,240.00
3	3	1,468.80	1,240.00
4	4	1,468.80	1,240.00
5	5	0.00	0.00
Average	-	1,468.80	1,240.00

$$\bullet f_{average} / 0.9 f_{py} = 1,240.00 / (0.90 \times 1,900) = 0.725$$

$$\bullet f_{pt1} = 1,240.00 \text{ Mpa} \quad (\text{허용치인 } 72.5 \%)$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

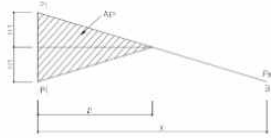
6.2 Prestress의 즉시 손실 (Instantaneous Loss)

1) Anchorage Slip 에 의한 손실

① PS Tendon과 Sheath 사이에 미끄럼이 없는 경우

$$\Delta_L = A_{GP} / (A_p \cdot E_p)$$

$$A_{GP} = \Delta_L \cdot A_p \cdot E_p = 3 \times 98.71 \times 12 \text{ Strand} \times 4 \text{ EA} \times 200,000 = 2,842,848,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



• 미끄럼에 의한 손실은 직선으로 가정하고 기입한다.

$$P_{t1} = (1,240.00 \times 1,184,520) \times 4 \text{ EA} = 5,875,219 \text{ N}$$

$$P_{t2} = (1,240.00 - 157.09) \times 1,184,520 \times 4 \text{ EA} = 5,130,914 \text{ N}$$

$$\Delta P_t = P_{t1} - P_{t2} = 5,875,219 - 5,130,914 = 744,305 \text{ N}$$

$$e_1 : H_1 = 14,835.4 : 744,305 \quad \therefore H_1 = e_1 \times 744,305 / 14,835.40$$

$$A_{GP} = e_1 \times e_1 \times H_1 \times 2 \text{ EA} = 744,305 / 14,835.40 \times e_1^2$$

$$e_1 = \sqrt[3]{(2,842,848,000 \times 14,835.40 / 744,305)} = 7,527.5 \text{ mm}$$

$$e_1 = 7,527.5 \text{ mm} < 14,835.4 \text{ mm}$$

∴ Anchorage Slip에 의한 손실이 Girder 단면 중앙에 영향을 미치지 않음.

$$\Delta \Delta p_{s1} = 0.00 \text{ Mpa}$$

② PS Tendon과 Sheath 사이에 미끄럼이 있는 경우

$$\Delta p_{s2} = \Delta_L \cdot E_p / E = 3 \times 200,000 / 14,835.40 = 40.44 \text{ Mpa}$$

③ 직경 Anchorage Slip 손실량

$$\Delta p_{ps} = 40.44 \text{ Mpa}$$

※ 본 PSC Beam은 PS Tendon과 Sheath 사이에 미끄럼이 없는 것으로 고려하고 있으므로

Anchorage Slip에 의한 손실이 없는 것으로 판단되나 안전성을 고려하여 중에서 산정한 값을 적용한다.

2) PS Tendon과 Sheath의 미끄럼에 의한 손실

$$x = L/2 = 29,6708 / 2 \quad (\text{최적단에서 Girder 중심에서의 PS Tendon의 평균값})$$

$$= 14,835.4 \text{ m}$$

$$\mu = 0.30 / \text{rad} \quad (\text{Curvature Coefficient})$$

$$\chi = 0.0070 / \text{m} \quad (\text{Friction Coefficient})$$

$$\chi \cdot x \cdot \mu \cdot a = 0.0070 \times 14,835.4 \times 0.300 \times 0.105379550 = 0.13546$$

$$\Delta p_{pf} = f_{pt1} [1 - \exp^{-\chi \cdot x \cdot \mu \cdot a}] = 1,240.00 \times [1 - \exp^{-0.13546}] = 157.09 \text{ Mpa}$$

3) Con'c Elastic Shortening 에 의한 손실

$$\Delta p_{el} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{c1r} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times (f_{ctg} + f_{dog})$$

E_s : PS Tendon의 탄성계수

E_{ci} : Prestressing 시의 Con'c의 탄성계수

f_{c1r} : 정착위치 Girder의 고정해중과 Prestress에 의해 발생하는 PS Tendon 중심에서의 Con'c의 평균 압축응력으로써 최대모멘트와 발생하는 단면에서 계산

f_{ctg} : 순간관으로서 Prestress에 의한 PS Tendon 도설위치에서의 응력

f_{dog} : Girder 지움에 의한 PS Tendon 도설위치에서의 응력

$$E_s = 200,000 \text{ Mpa} \quad (\text{PS Tendon의 탄성계수})$$

$$E_{ci} = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{28 + 8} = 28,066 \text{ Mpa} \quad (\text{Prestressing 시의 Con'c의 탄성계수})$$

$$f_{pt}' = f_{pt1} - \Delta p_{pf} - \Delta p_{ps} = 1,240.00 - 157.09 - 40.44 = 1,042.47 \text{ Mpa}$$

$$P_t' = f_{pt}' \cdot A_{pt} = 1,042.47 \times 4,738.08 = 4,939,306 \text{ N}$$

$$f_{ctg}' = \frac{P_t'}{A_c} = \frac{P_t' - e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{4,939,306}{657,716} - \frac{4,939,306}{369,616,000} = 19.10 \text{ Mpa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{dog} = \frac{M_d}{Z_{p2}} = \frac{1,871,990 \text{ E}+06}{369,616,000} = -5.06 \text{ Mpa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{c1r} = \frac{N-1}{N} \times f_{ctg}' + f_{dog} = \frac{3}{4} \times 19.10 + -5.06 = 9.27 \text{ Mpa}$$

$$\Delta p_{el} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{c1r} = 0.5 \times \frac{200,000}{28,066} \times 9.27 = 33.03 \text{ MPa}$$

6.3 Prestress의 시간적 손실

1) Con'c Shrinkage에 의한 손실

$$\Delta p_{sh} = 0.8 \times (119 - 1.05 \cdot H_r)$$

(H_r : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70%)

$$= 0.8 \times (119 - 1.05 \times 70) = 36.40 \text{ Mpa}$$

2) Con'c Creep에 의한 손실

$$\Delta p_{cr} = 12 \times f_{c1r1} \times 7 \times f_{cds}$$

(f_{cds} : Prestress를 가할 당시 콘크리트는 고정해중을 제외한 그 후 모든 고정해중에 의해 발생하는 PS Tendon 중심에서의 콘크리트 응력)

① 외측 Girder (G1)

$$f_{c1r1} = \frac{P_{t2}}{A_c} + \frac{P_{t2} - e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_{d1}}{Z_{p2}}$$

$$= \frac{4,782,807}{657,716} + \frac{4,782,807 \times 867.0}{369,616,000} - \frac{1,871,990 \text{ E}+06}{369,616,000}$$

$$= 7.27 + 11.22 - 5.06 = 13.43 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = 7.44 + 0.54 = 7.98 \text{ Mpa} \quad (\text{압축의 합})$$

$$\Delta p_{cr} = 12 \times 13.43 \times 7 \times 7.98 = 105.30 \text{ Mpa}$$

② 내측 Girder (G2-G5)

$$f_{c1r1} = \frac{P_{t2}}{A_c} + \frac{P_{t2} - e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_{d1}}{Z_{p2}}$$

$$= \frac{4,782,807}{657,716} + \frac{4,782,807 \times 867.0}{369,616,000} - \frac{1,871,990 \text{ E}+06}{369,616,000}$$

$$= 7.27 + 11.22 - 5.06 = 13.43 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = 4.780 + 0.730 = 5.53 \text{ Mpa} \quad (\text{압축의 합})$$

$$\Delta p_{cr} = 12 \times 13.43 \times 7 \times 5.53 = 122.45 \text{ Mpa}$$

4) Initial Stress of PS Tendon

$$f_{pt2} = f_{pt1} - \Delta p_{pf} - \Delta p_{ps} - \Delta p_{el} = 1,240.00 - 157.09 - 40.44 - 33.03 = 1,009.44 \text{ Mpa}$$

5) Initial Force of PS Tendon

$$P_{t2} = f_{pt2} \cdot A_{pt} = 1,009.44 \times 4,738.08 = 4,782,807 \text{ N}$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

③ 외측 Girder (G6) $f_{c1} = \frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 \cdot e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_{d1}}{Z_{p2}}$ $= \frac{4,782,807}{657,716} - \frac{4,782,807 \times 867.0}{369,616,000} - \frac{1,871,990 \text{ E+06}}{369,616,000}$ $= 7.27 - 11.22 - 5.06 = -13.43 \text{ Mpa}$ $f_{cds} = 7.440 + 0.340 = 7.980 \text{ Mpa (중요역 위치)}$ $\therefore \Delta f_{pcr} = 12 + 13.43 - 7 \times 7.980 = 105.30 \text{ Mpa}$ 3) PS 강변선의 Relaxation에 의한 손실 ② 직렬타이어선강연선 사용 $\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times \Delta f_{pt} - 0.10 \times \Delta f_{pe} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$ $\Delta f_{pt} : \text{고려되는 시점인 } 0.7 \text{ fpu 이하에서 파단손실에 의한 응력 감소량}$ $\Delta f_{pe} : \text{콘크리트 탄성수축에 의한 손실량}$ $\Delta f_{psh} : \text{콘크리트 Shrinkage에 의한 손실량}$ $\Delta f_{pcr} : \text{콘크리트 Creep에 의한 손실량}$
--

① 외측 Girder (G1)

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 157.09 - 0.10 \times 33.03 - 0.05 \times (36.40 + 105.30)$$

$$= 13.62 \text{ Mpa}$$

② 내측 Girder (G2-G5)

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 157.09 - 0.10 \times 33.03 - 0.05 \times (36.40 + 122.45)$$

$$= 12.76 \text{ Mpa}$$

③ 외측 Girder (G6)

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 157.09 - 0.10 \times 33.03 - 0.05 \times (36.40 + 105.30)$$

$$= 13.62 \text{ Mpa}$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

3) 설계하중 작용시의 횡응력

(-) : 인장, (+) : 압축

구 분		횡응력					
		비대칭상면	외측 Girder (G1)	내측 Girder (G2-G5)			
		외측	내측	상면	하면	상면	하면
Prestress 도입직후	Prestress	-	-	-5.97	19.91	-5.97	19.91
	Girder식중	-	-	5.98	-5.71	5.98	-5.71
	Σ	-	-	0.01	14.20	0.01	14.20
	허 용 응 력	-	-	-1.26	< Σ <	15.40	
	응 력 경 보	-	-	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
설계하중 작용시	유요 Prestress	-	-	-5.05	16.84	-4.96	16.53
	충리중 (고정재중+활하중)	2.58	2.72	17.35	-18.58	14.00	-16.00
	Creep에 의한 응력	-	-	-1.17	0.43	-1.11	0.40
	Shrinkage에 의한응력	-	-	0.76	-0.28	0.75	-0.27
	Σ	2.58	2.72	11.89	-1.59	8.68	0.66
	허 용 응 력	10.8	10.8	-2.8	< Σ <	14.00	
	응 력 경 보	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

(-) : 인장, (+) : 압축

구 분		횡응력					
		비대칭상면	외측 Girder (G6)				
		외측	내측	상면	하면	-	-
Prestress 도입직후	Prestress	-	-	-5.97	19.91	-	-
	Girder식중	-	-	5.98	-5.71	-	-
	Σ	-	-	0.01	14.20	-	-
	허 용 응 력	-	-	-1.26	< Σ <	15.40	
	응 력 경 보	-	-	O.K.	O.K.	-	-
설계하중 작용시	유요 Prestress	-	-	-5.05	16.84	-	-
	충리중 (고정재중+활하중)	2.58	-	17.35	-18.58	-	-
	Creep에 의한 응력	-	-	-1.17	0.43	-	-
	Shrinkage에 의한응력	-	-	0.76	-0.28	-	-
	Σ	2.58	-	11.89	-1.59	-	-
	허 용 응 력	10.8	-	-2.8	< Σ <	14.00	
	응 력 경 보	O.K.	-	O.K.	O.K.	-	-

7.

7.1

외측 Girder (G1)

f_{pu} 계산

$$\begin{aligned} \bullet Mu &= 1.30 \times \Sigma \text{ 고정하중 모멘트} + 2.15 \times \Sigma \text{ 활하중 모멘트} \\ &= 1.30 \times (1,871.990 + 3,089.880 + 305.010) + 2.15 \times 2,018.730 \\ &= 1.30 \times 5,266.880 + 2.15 \times 2,018.730 \\ &= 11,187.214 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{계수 환모멘트}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet H &= 2,000 \text{ mm} \\ \bullet t &= 250 \text{ mm} \\ \bullet b_v &= 2,050 \text{ mm} \\ \bullet d_p &= Hd + Dep = 250 + 1,890 = 2,140 \text{ mm} \\ \bullet A_p &= 4,738.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet f_{py} &= 1,600 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{ck} &= 27 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{pe} &= 854.1 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{pu} &= 1,900 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\bullet f_{pu} / f_{py} = 0.450 < 0.5 \quad \therefore \text{연령을 적용조건에 의해 원시항강도 계산}$$

$$\bullet f_{pu} = 0.93 \cdot f_{py} = 0.93 \times 1,900 = 1,767.00 \text{ Mpa} \quad (\text{가정치})$$

$$A_p \cdot f_{pu} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot b_v \text{ 이치}$$

$$\bullet x = \frac{A_p \cdot f_{pu}}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot b_v} = \frac{4,738.08 \times 1,767.00}{0.85 \times 27 \times 0.85 \times 2,050} = 209.4 \text{ mm}$$

$$\bullet a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 209.4 = 178.0 \text{ mm} < 250 \text{ mm} \quad \therefore \text{적사각형 단면으로 검토}$$

7.2

내측 Girder (G2-G5)

f_{pu} 계산

$$\begin{aligned} \bullet Mu &= 1.3 \times \Sigma \text{ 고정하중 모멘트} + 2.15 \times \Sigma \text{ 활하중 모멘트} \\ &= 1.3 \times (1,871.990 + 1,985.440 + 428.490) + 2.15 \times 2,141.080 \\ &= 1.3 \times 4,285.920 + 2.15 \times 2,141.080 \\ &= 10,175.018 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{계수 환모멘트}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet H &= 2,000 \text{ mm} \\ \bullet t &= 250 \text{ mm} \\ \bullet b_v &= 2,200 \text{ mm} \\ \bullet d_p &= Hd + Dep = 250 + 1,890 = 2,140 \text{ mm} \\ \bullet A_p &= 4,738.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet f_{py} &= 1,600 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{ck} &= 27 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{pe} &= 837.8 \text{ Mpa} \\ \bullet f_{pu} &= 1,900 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\bullet f_{pu} / f_{py} = 0.441 < 0.5 \quad \therefore \text{연령을 적용조건에 의해 원시항강도 계산}$$

$$\bullet f_{pu} = 0.93 \cdot f_{py} = 0.93 \times 1,900 = 1,767.00 \text{ Mpa} \quad (\text{가정치})$$

$$A_p \cdot f_{pu} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot b_v \text{ 이치}$$

$$\bullet x = \frac{A_p \cdot f_{pu}}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot b_v} = \frac{4,738.08 \times 1,767.00}{0.85 \times 27 \times 0.85 \times 2,200} = 195.1 \text{ mm}$$

$$\bullet a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 195.1 = 165.8 \text{ mm} < 250 \text{ mm} \quad \therefore \text{적사각형 단면으로 검토}$$

$$\begin{aligned} \bullet \epsilon_{cu} &= 0.003 \quad (\text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형률}) \\ \bullet \epsilon_{pe} &= f_{pe} / E_p = 854.1 / 200,000 = 0.004271 \\ \bullet \epsilon_p &= \frac{d_p - x}{x} \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} = \frac{2,140 - 209.4}{209.4} \times 0.003 + 0.004271 = 0.0319 > 0.015 \\ \Rightarrow f_{pu} / f_{py} < 0.5 \text{ 인 경우에 있어 원시항 강도를 계산할 때 PS강선의 응력-변형률 관계는} \\ &0.84 f_{pu} \text{ 이하에서는 0에서부터 탄성비례하는 것으로, 변형률 0.015 이상에서는} \\ &\text{PS강선의 최대응력인 } 0.93 f_{pu} \text{ 인 것으로 그 서지는 직선비례하는 것으로 가정함} \end{aligned}$$

$$\therefore f_{pu} = 0.93 \cdot f_{py} = 1,767.00 \text{ Mpa}$$

2) 극한지형모멘트

$$\begin{aligned} \bullet \Phi M_u &= \Phi A_p f_{pu} (d_p - a / 2) \\ &= 0.85 \times 4,738.08 \times 1,767.00 \times (2,140 - 178.0 / 2) \times 10^{-4} \\ &= 14,595.653 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Phi M_u > M_u = 11,187.214 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \quad f \quad S.F = 1.305 \quad j$$

3) 균열 모멘트 검토

$$\bullet \phi Mn (14,595.7 \text{ kN}\cdot\text{m}) < 4/3 Mu (14,916.3 \text{ kN}\cdot\text{m}) \text{ 이므로 균열모멘트 검토 필요}$$

$$\begin{aligned} \bullet I_{qu} &= I_{pe} + I_{\alpha} = -0.63 \sqrt{f_{ck}} \\ &= -18.6 + 16.84 \cdot M_{cr} / 0.523 \\ &= -0.63 \sqrt{35} = -3.73 \end{aligned}$$

$$\bullet M_{cr} = (-1.74 + 3.727) \times 0.323 \times 1000 = 1,039.150 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M_u = 7,285.610 + 1,039.150 = 8,324.760 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\Phi M_u = 14,595.633 \text{ kN}\cdot\text{m} > 1.2 M_u = 9,989.712 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

$\epsilon_{cu} = 0.003$ (콘크리트 압축연단에서의 최대변형률) $\epsilon_{ps} = f_{ps} / E_p = 837.8 / 200,000 = 0.004189$ $\epsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{ps} = \frac{2,140 - 195}{195} \times 0.003 + 0.004189 = 0.0341 > 0.015$ $\Rightarrow f_{ps}/f_{py} < 0.5$ 인 경우에 있어 원지항 강도를 계산할 때 PS강결선의 응력-변형률 관계는 0.84 f_{ps} 이하에서는 0에서부터 탄성비례하는 것으로, 변형률 0.015 이상에서는 PS강결선의 최대응력이 0.93 f_{ps} 인 것으로 그 사이는 직선비례하는 것으로 가정함 $\therefore f_{ps} = 0.93 \cdot f_{py} = 1,767.00 \text{ Mpa}$ 2) 극한저항모멘트 $\Phi M_u = \Phi A_p f_{ps} (d_p/2)$ $= 0.85 \times 4,738.08 \times 1,767.00 \times (2,140 - 165.8 / 2) \times 10^6$ $= 14,639.063 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \Phi M_u > M_u = 10,175.018 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \quad [S.F = 1.439]$ 3) 균열 모멘트 검토 $\phi M_n (14,639.1 \text{ kN} \cdot \text{m}) > 4/3 M_u (13,566.7 \text{ kN} \cdot \text{m})$ 이므로 균열모멘트 검토 필요 없음 $f_{t10} + f_{ps} + f_{ct} = -0.63 \sqrt{f_{ck}}$ $= -16 + 16.53 - M_{cr} / 0.527$ $= -0.63 \sqrt{35} = -3.73$ $M_{cr} = (-0.53 + 3.727) \times 0.527 \times 1000 = 2,244.555 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore M_{cr} = 6,427.000 + 2,244.555 = 8,671.555 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\Phi M_u = 14,639.063 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1.2 M_{cr} = 10,405.866 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$	7.3 외측 Girder (G6) 1) f_{ps} 계산 $M_u = 1.3 \times \Sigma \text{ 고정하중 모멘트} + 2.15 \times \Sigma \text{ 활하중 모멘트}$ $= 1.3 \times (1,871.990 + 3,089.880 + 3,05.010) + 2.15 \times 2,018.730$ $= 1.3 \times 5,266.880 + 2.15 \times 2,018.730$ $= 11,187.214 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{계수 환모멘트})$ $H = 2,000 \text{ mm}$ $t = 250 \text{ mm}$ $b_p = 2,050 \text{ mm}$ $d_p = H_d + \text{Dep} = 250 + 1,890 = 2,140 \text{ mm}$ $A_p = 4,738.08 \text{ mm}^2$ $f_{py} = 1,600 \text{ Mpa}$ $f_{cy} = 27 \text{ Mpa}$ $f_{sw} = 837.8 \text{ Mpa}$ $f_{ps} = 1,900 \text{ Mpa}$ $f_{ps} / f_{py} = 0.441 < 0.5 \quad \therefore$ 변형률 적입조건에 의해 원지항강도 계산 $f_{ps} = 0.93 \cdot f_{py} = 0.93 \times 1,900 = 1,767.00 \text{ Mpa} \quad (\text{가정치})$ $A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot x \cdot b_p$ 이식 $x = \frac{A_p \cdot f_{ps}}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot x \cdot b_p} = \frac{4,738.08 \times 1,767.00}{0.85 \times 27 \times 0.85 \times 2,050} = 209.4 \text{ mm}$ $a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 209.4 = 178.0 \text{ mm} < 250 \text{ mm} \quad \therefore$ 적사각형 단면으로 검토
$\epsilon_{cu} = 0.003$ (콘크리트 압축연단에서의 최대변형률) $\epsilon_{ps} = f_{ps} / E_p = 837.8 / 200,000 = 0.0041892$ $\epsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{ps} = \frac{2,140 - 209}{209} \times 0.003 + 0.0042 = 0.0318 > 0.015$ $\Rightarrow f_{ps}/f_{py} < 0.5$ 인 경우에 있어 원지항 강도를 계산할 때 PS강결선의 응력-변형률 관계는 0.84 f_{ps} 이하에서는 0에서부터 탄성비례하는 것으로, 변형률 0.015 이상에서는 PS강결선의 최대응력이 0.93 f_{ps} 인 것으로 그 사이는 직선비례하는 것으로 가정함 $\therefore f_{ps} = 0.93 \cdot f_{py} = 1,767.00 \text{ Mpa}$ 2) 극한저항모멘트 $\Phi M_u = \Phi A_p f_{ps} (d_p/2)$ $= 0.85 \times 4,738.08 \times 1,767.00 \times (2,140 - 178.0 / 2) \times 10^6$ $= 14,595.653 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore \Phi M_u > M_u = 11,187.214 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \quad [S.F = 1.305]$ 3) 균열 모멘트 검토 $\phi M_n (14,595.7 \text{ kN} \cdot \text{m}) < 4/3 M_u (14,916.3 \text{ kN} \cdot \text{m})$ 이므로 균열모멘트 검토 필요 $f_{t10} + f_{ps} + f_{ct} = -0.63 \sqrt{f_{ck}}$ $= -18.6 + 16.84 - M_{cr} / 0.523$ $= -0.63 \sqrt{35} = -3.73$ $M_{cr} = (-1.74 + 3.727) \times 0.523 \times 1000 = 1,039.150 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\therefore M_{cr} = 7,285.610 + 1,039.150 = 8,324.760 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\Phi M_u = 14,595.653 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1.2 M_{cr} = 9,989.712 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$	8. 전단강도 검토 8.1 극한전단력 (전단력이 큰 외측 Girder 에 대하여 검토) 1) 지점부 $V_u = 1.3 \times \Sigma \text{ 고정하중 전단력} + 2.15 \times \Sigma \text{ 활하중 전단력}$ $= 1.3 \times (284.100 + 418.660 + 41.930) + 2.15 \times 313.160$ $= 1,641.391 \text{ kN}$ $M_u = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{단식경부 하므로})$

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

8.2 전단철근이 부담해야할 전단강도

1) 지점부

- $\Phi V_c = 0.8 \times 1538.0 = 1230.4 \text{ kN}$
- $\Phi V_s = V_u - \Phi V_c = 1,641.4 - 1,230.4 = 410.99 \text{ kN}$
- $1/3 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 0.33 \times \sqrt{35} \times 200.0 \times 1600 = 631.049 \text{ kN}$
- $V_s = 513.74 \text{ kN} < 1/3 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 631.049 \text{ kN}$

8.3 STIRRUP 배치간격 검토

1) 지점부

a. 사용 철근량

$$A_v = D \cdot 16 \times 2 \cdot EA = 3,972 \text{ cm}^2$$

b. 필요 전단철근 간격

$$s_{req} \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{3972 \times 300 \times 1600}{513,739} = 371.1 \text{ mm}$$

c. Stirrup 배치 간격 검토

$$s_{use} = 200.0 \text{ mm} < s_{req} = 371.1 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

9. 내하력 산정

9.1 내하력 산정 방법

허용응력법 (ASD; Allowable Stress Design Method)

① 내하력 산정 방법

a. Con'c Girder

$$RF = \frac{f_{ca} - (f_d + f_{ce})}{f_{ct}}$$

여기서, f_{ca} : 콘크리트의 허용응력
 f_{ce} : 유교 Prestress에 의한 Con'c의 응력
 f_{pa} : PS-Tendon의 허용응력
 f_{pe} : 유효 Prestress
 f_d : 고정하중에 의한 응력
 f_{ct} : 취약응(축력포화)에 의한 응력

b. PS Tendon

$$RF = \frac{(f_{pa} - f_{pe}) - f_d}{f_{ct}}$$

② 내하력 산정 방법

a. 기본 내하력

$$P_o = RF \cdot P_r \text{ (기본 내하력)}$$

b. 공용 내하력

$$P_n = K_s \cdot P_o \text{ (공용 내하력)}$$

2) 강도설계법 (USD; Ultimate Strength Design Method)

① 내하력 산정 방법

a. Con'c Girder

$$RF = \frac{\Phi M_n - \gamma_d \cdot M_d}{\gamma_L \cdot M_{L+I}}$$

여기서, Φ : 강도 감소계수
 M_n : 공칭 모멘트
 $\gamma_d (\gamma_L)$: 고정하중(활하중) 계수
 M_d : 고정하중에 의한 모멘트
 M_{L+I} : 활하중(충격포함)에 의한 모멘트

② 내하력 산정 방법

a. 기본 내하력

$$P_o = RF \cdot P_r \text{ (기본 내하력)}$$

b. 공용 내하력

$$P_n = K_s \cdot P_o \text{ (공용 내하력)}$$

9.2 내하력 산정

1) 허용응력법 (ASD; Allowable Stress Design Method)

① PSC 거터

구 분		외측 Girder (G1)		내측 Girder (G2-G3)	
		PSC Girder		PSC Girder	
		상 편	하 편	상 편	하 편
응력 (MPa)	예응응력 ; f_a	14.00	-2.81	14.00	-2.81
	유교 Prestress ; f_{pe}	-5.05	16.84	-4.96	16.53
	고정하중 응력 ; f_d	15.79	-14.72	12.44	-11.94
	활하중 응력 ; f_{L+I0}	1.56	-3.86	1.56	-4.06
보정계수 ; K_s		1.000	1.000	1.000	1.000
기본 내하력 ; RF		2.090	1.276	4.179	1.822
공용 내하력 ; RF		2.090	1.276	4.179	1.822
기본 내하력 ; P_o		DB-50.2	DB-30.6	DB-100.3	DB-43.7
공용 내하력 ; P_n		DB-50.2	DB-30.6	DB-100.3	DB-43.7
불계하중 ; P_r (충격포함)		DB-24		DB-24	

구 분		외측 Girder (G6)	
		PSC Girder	
		상 편	하 편
응력 (MPa)	예응응력 ; f_a	14.0	-2.8
	유교 Prestress ; f_{pe}	-5.05	16.84
	고정하중 응력 ; f_d	15.79	-14.72
	활하중 응력 ; f_{L+I0}	1.56	-3.86
보정계수 ; K_s		1.000	1.000
기본 내하력 ; RF		2.090	1.276
공용 내하력 ; RF		2.090	1.276
기본 내하력 ; P_o		DB-50.2	DB-30.6
공용 내하력 ; P_n		DB-50.2	DB-30.6
불계하중 ; P_r (충격포함)		DB-24	

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

2) 강도설계법 (USD: Ultimate Strength Design Method)

구 분		미국 Girder (G1)	미국 Girder (G2-G3)	미국 Girder (G9)
		PSC Girder	PSC Girder	PSC Girder
모멘트 (kN-m)	설계모멘트 : M_u	14,595.653	14,636.063	14,595.653
	고정하중 모멘트 : M_{DC}	5,266.880	4,285.920	5,266.880
	활하중 모멘트 : M_{L+I}	2,018.730	2,141.080	2,018.730
하중 계수	고정하중 계수 : γ_D	1.30	1.30	1.30
	활하중 계수 : γ_L	2.15	2.15	2.15
모정계수 : K_s		1.000	1.000	1.000
기본 내하량 : RF		1.785	1.970	1.785
중성 내하량 : RF		1.785	1.970	1.785
기본내하역 : P_o		DB-42.8	DB-47.3	DB-42.8
중성내하역 : P_n		DB-42.8	DB-47.3	DB-42.8
설계하중 : P_r (중중량)		DB-24	DB-24	DB-24

구 분		Slab	Slab	-
		전월래면	중앙부	-
모멘트 (kN-m)	설계모멘트 : M_u	64.237	60.861	-
	고정하중 모멘트 : M_{DC}	17.600	3.400	-
	활하중 모멘트 : M_{L+I}	4.781	8.820	-
하중 계수	고정하중 계수 : γ_D	1.30	1.30	-
	활하중 계수 : γ_L	2.15	2.15	-
모정계수 : K_s		1.000	1.000	-
기본 내하량 : RF		4.023	2.976	-
중성 내하량 : RF		4.023	2.976	-
기본내하역 : P_o		L-96.6	L-71.4	-
중성내하역 : P_n		L-96.6	L-71.4	-
설계하중 : P_r (중중량)		L-24	L-24	-

- 5) 파상파형계수 : $K = 0.0056 \text{ k/m}$ [금속커스 (도기 p310)]
 6) 곡률반경계수 : $M = 0.30 \text{ m/rad}$
 7) 슬랩 두께 : 6.0 mm

1.3 바닥 콘크리트

- 1) 콘크리트
 (1) 압축강도 : $f_{cu} = 270 \text{ kgf/cm}^2$
 (2) 탄성계수 : $E_c = 2.45 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$
 2) 철근 (SD40)
 (1) 인장강도 : $f_t = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$ (SD-40)
 (2) 탄성계수 : $E_s = 2.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$

1.4 허용 응력(도기 p28~29, p307 ~ p309)

1.4.1 PSC 콘크리트

- 1) 허용압축응력 : $f_{ca} = 0.4 \times f_{ck} = 106 \text{ kgf/cm}^2$
 2) 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도
 $f_{ci} = 0.8 \times f_{ck} = 216 \text{ kgf/cm}^2$
 3) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력
 (1) 허용압축응력 : $0.55 \times f_{ci} = 119 \text{ kgf/cm}^2$
 (2) 허용인장응력(미리 압축력을 가한 인장구역) : 규정 없음, 손실후 참조
 (3) 허용인장응력(그 외의 지역) :
 - 부착된 철근이 없는 인장구역 :
 14 kgf/cm^2 or $0.8 \sqrt{f_{ci}} = 11,023 \text{ kgf/cm}^2$
 4) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력
 (1) 허용압축응력 : $0.4 \times f_{ck} = 138 \text{ kgf/cm}^2$
 (2) 허용인장응력(미리 압축력을 가한 인장구역) :
 - 부착된 철근을 갖는 부재 : $1.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 25 \text{ kgf/cm}^2$
 - 부착된 철근을 갖고 있는 부재 : $0.80 \times \sqrt{f_{ck}} = 13 \text{ kgf/cm}^2$
 - 부착된 철근이 없는 부재 : 0
 5) 허용균열응력 (실패강의 허용응력도 사용, 보통콘크리트) :
 $2.0 \times \sqrt{f_{ck}} = 33 \text{ kgf/cm}^2$
 6) 경직부의 지중응력(사용하중상태에서 정착부) :
 (1) 인장재 정착 직후 : $0.7 \times f_{ci} \sqrt{A_b/A_s} - 0.2 \leq 1.1 f_{ci}$
 (2) 프리스트레스 손실 발생 후 : $0.5 \times f_{ck} \sqrt{A_b/A_s} \leq 0.9 f_{ck}$

1. 설계 조건

1.1 일반 사항

- 1) 교량 형식 : 단속행형형 P.S.C BEAM 교
 2) 연 장 : $5 \times 30.000 = 150.000 \text{ m}$
 3) 폭 : 10.750 m
 4) 교량 등급 : 1 등급 (DB 24)
 5) 곡선 반경 : 직 교
 6) 사 각 (SKEW) : 0°

1.2 하중 조건

1.2.1 사하중

- 1) 설계콘크리트 : $f = 2.500 \text{ tont/m}^2$
 2) 애 스 트 : $f = 2.300 \text{ tont/m}^2$
 3) 토 사 : $f = 2.000 \text{ tont/m}^2$

1.2.2 활하중

- 1) 적용하중 : DB-24, DL-24
 2) 충격하중 :

$$I = \frac{15}{(40 + L)} \leq 0.3$$

1.3 사용 재료

1.3.1 P.S.C BEAM (POST TENTION)

- 1) $f_{ck} = 270 \text{ kgf/cm}^2$
 2) $E_c = 10500 \sqrt{f_{ck}} + 70000 = 242530 \text{ kgf/cm}^2$ (도기 p39)
 3) 크리어프계수 및 건조수축률 (제형 28일 : 도기 p12, p13)
 - 크리어프계수 : $\mu = 3.0$
 - 건조수축률 : $\epsilon = 2.035 \sim 04$

1.3.2 P.C STRAND

- 규격 : KSO 7002 SWPC 7B - 12 STRAND, $\phi 12.7 \times 4$
 1) $A_p = 0.9871 \text{ m}^2/\text{EA} \times 12 \text{ EA} \times 4 \text{ case} = 47.381 \text{ m}^2$
 2) $E_p = 2.00E+06 \text{ kgf/cm}^2$ (도기 p39)
 3) 인 장 강 도 : $f_{pu} = 19000 \text{ kgf/cm}^2$
 4) 항 복 강 도 : $f_{py} = 16000 \text{ kgf/cm}^2$

1.4.2 PS 강재

- 1) 정착(SEATING)후 정착부에서의 응력 : $0.7 \times f_{py} = 13300 \text{ kgf/cm}^2$
 2) 활동에 의한 손실구역 끝 부분 : $0.83 \times f_{py} = 13280 \text{ kgf/cm}^2$
 정착장지 활동에 의한 손실과 마찰에 의한 손실을 상쇄하기 위해 짧은 시간동안에
 응력에 $0.9 f_{py} = 14400 \text{ kgf/cm}^2$ 까지 증가하는 것을 허용.
 - $P_{max} = 0.9 f_{py} \times A_p = 14400 \times 0.9871 \times 12 / 1000 = 170.571 \text{ tont}$
 - $P_{max} = 0.9 f_{py} \times A_p = 14400 \times 0.9871 \times 12 / 1000 = 170.571 \text{ tont}$
 3) 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력 : $0.8 \times f_{py} = 12600 \text{ kgf/cm}^2$

1.5 설계 방법

- 1) P.S.C BEAM : 허용응력 설계법
 2) 바닥 SLAB : 강도설계법

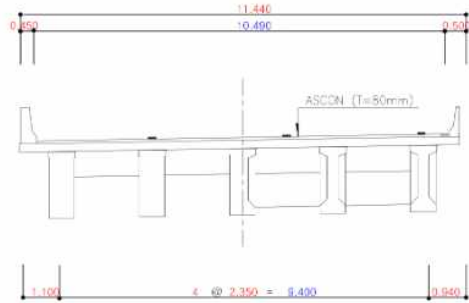
1.6 참고 문헌

- 1) 도로교 설계 기준 : 한국도로교통협회 2000년
 2) 콘크리트구조설계기준, 해설 : 한국콘크리트학회 2000년
 3) 도로교표준시방서 : 건설교통부 1996년
 4) 철근콘크리트시방서 : 건설교통부 1996년
 5) 도로설계요령 : 한국도로공사
 6) 도로설계실무편람 : 한국도로공사

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

2. 단면 가령

2.1 횡단면도

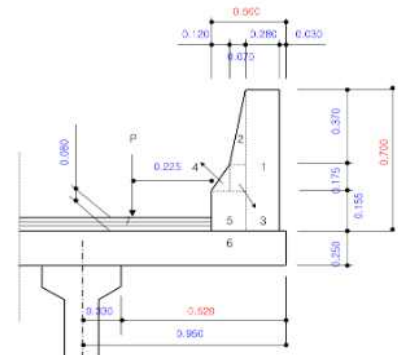


- BEAM 배치 간격 : 2.350 m, BEAM 갯수 : 5 EA
- BEAM 상부 플랜지 폭 (bf) : 0.700 m
- 플랜지간 현상거리 (df) : 1.650 m
- BEAM 지간길이 (L) : 29.900 m
- BEAM 상부 외측 플랜지 폭 (bf1) : 0.250 m

3. 바닥판 설계

3.1 캔틸레버부 (방호벽)

3.1.1 최소두께검토



유요경간 : 보 또는 벽체의 외측단에서 캔틸레버 끝단까지의 거리로 산정

$$1) \text{ 캔틸레버 지간길이} = 0.620 - 0.500 - 0.300 = -0.180 \text{ m}$$

캔틸레버 지간길이가 음수이므로 출하중은 미검토

2) 차도부분 바닥판의 최소 두께

차도부분 바닥판의 최소두께는 220mm 또는 아래값 중 큰값으로 한다.

구분	바닥판 지간의 방향이 주종 장방향일 때의 직각	비고
캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25$	$280 \times L + 160$
	$L > 0.25$	$80 \times L + 230$

$$L = -0.180 < 0.250$$

$$\text{적용} : 280 \times L + 160 = 129.600$$

$$\text{최소 두께} : 129.600 \text{ mm}$$

$$\text{적용 두께} : 250.000 \text{ mm} > 129.600 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

3.1.2 하중 자료

1) 사하중

NO	b(m)	h(m)	A(m ²)	r	W(kN)	x(m)	M(kN.m)
1	0.280	0.700	0.195	25.000	4.900	0.450	2.205
2	0.070	0.375	0.013	25.000	0.324	0.287	0.093
3	0.070	0.175	0.012	25.000	0.206	0.275	0.084
4	0.120	0.175	0.011	25.000	0.253	0.200	0.052
5	0.190	0.155	0.029	25.000	0.736	0.215	0.158
방호벽 합계					5.529		2.583
6	0.620	0.250	0.155	25.000	3.875	0.310	1.201
7(포장)	0.120	0.080	0.013	25.000	0.221	0.080	0.013
전체 합계					10.525		3.807

보 끝단에서 방호벽 도상까지의 거리 (X) = 0.397 m

2) 충돌하중

- H : 노면상 1m의 높이에 작용하는 수평 충돌력(kg/m)

(1) 충돌하중 산정 - 설계속도 V = 60 km/hr

$$H = \left[\frac{V}{60} \right]^2 \times 7.5 + 2.5 = 15.8 \text{ kN}$$

(2) 단위력 산정

$$M_u = 15.833 \times 1.000 = 15.833 \text{ kN.m/m}$$

4) 풍하중

- 방호벽에 작용하는 풍하중

$$P_w = 3.000 \times 0.700$$

$$= 2.100 \text{ kN/m}$$

$$M_w = P_w \times h / 2 = 0.735 \text{ kN.m/m}$$

3.1.3 하중 조합

1) CASE1 : 사하중 + 충돌하중

$$M_u = 1.3M_d + 1.3M_{co} = 25.533 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 1.0M_d + 1.0M_{co} = 19.641 \text{ kN.m}$$

2) CASE2 : 사하중 + 풍하중

$$M_u = 1.3M_d + 1.3M_w = 5.905 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 1.0M_d + 1.0M_w = 4.542 \text{ kN.m}$$

3) CASE3 : 사하중 + 풍하중 + 충돌하중

$$M_u = 1.2M_d + 1.2M_w + 1.2M_{co} = 24.451 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 1.0M_d + 1.0M_w + 1.0M_{co} = 20.376 \text{ kN.m}$$

5) 적용 부재력

$$M_u(\text{max}) = 25.533 \text{ kN.m}$$

$$M_s(\text{max}) = 19.641 \text{ kN.m}$$

3.1.4 캔틸레버부(방호벽)

1) 단면 검토

▷ 검토 조건

$$f_{ck} = 27.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa} \quad \lambda_s = 1.00$$

$$\rho_1 = 0.850 \quad \rho_1' = 0.85 \quad \rho_v = 0.75$$

$$\rho_{min} = \max(0.25(f_{ck}/f_y, 1.4/f_y) = 0.60359$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 25.533 \text{ KN.m} \quad \text{계수 전단력 } V_u = 0.000 \text{ KN}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 250.000 \text{ mm} \quad \text{단면 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 길이 } D = 210.000 \text{ mm} \quad \text{최대 두께 } D_c = 40.000 \text{ mm}$$

▷ 형상비율 검토

- 형상비율 검토

$$\text{사용철근량 } A_{s,use} = 1115 \text{ mm}^2 \text{ (Dc = 40.00 mm)}$$

$$= 1588.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s/(B \cdot D_c) = 0.50757$$

구조안전성능 자료 _ 이동교(하) (2019년 2중 성능평가 보고서)

공칭강도식 등가항력값이 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.692 \text{ mm}$

최의단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.01634 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

...여기서 $\epsilon_t = 0.003 \cdot (1 - a/\beta_1 - D_{c,min}) / (a/\beta_1)$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_t = 0.85$ 를 적용한다.

$$\phi M_n = \phi f_y A_s (D - a/2) = 105.961.000 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 25.533 \text{ kN}\cdot\text{m} \dots \therefore \text{O.K.} \quad (S.F = 4.100)$$

→, 필요철근량 및 철근배율도

소요등가항력값이 $a = 6.328 \text{ mm}$

$$A_s = M_u / (\phi_t \cdot f_y \cdot (D - a/2)) = 36$$

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 6.328$$

$$\rho_{req} = [M_u / (\phi_t \cdot f_y \cdot (D - a/2))] / (B \cdot D) = 0.00173 \Rightarrow 4/3 \rho_{req} = 0.00231 \\ \therefore \text{필요철근량 } A_{s,req} = \rho_{req} \times (B \cdot D) = 363.078 \text{ mm}^2 \leq \text{사용철근량} \dots \text{O.K.}$$

$$\text{철근배율도} : \rho_{min} \leq \rho \dots \therefore \text{O.K.}$$

▷ 사용철근율도 (균일 강도)

$$M_o = 15.641 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n = E_s/E_c = 200000 / (0.677 \text{ mc}^{-1} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + \Delta f) = 7$$

$$\rho = A_s/(B \cdot D) = 0.00757$$

$$k = -\rho a + \sqrt{(\rho a)^2 + 2\rho} = 0.277 \quad (j = 0.908)$$

$$x = k \cdot d = 58.123 \text{ mm}$$

$$f_c = 2 \cdot M_o / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.545 \text{ MPa}$$

$$f_s = M_o / (A_s \cdot (D - x/3)) = 64.850 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s \cdot (1 - D_{c,min} - x) / (D - x) = 64.850 \text{ MPa}$$

최의단철근 소요철근간격

$$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 971.47 \text{ mm}$$

...여기서, $C_c = d_{c,min} - \text{주철근 직경}/2 = 32.00 \text{ mm}$

$$\text{최의단철근 평균배근간격} = 125.00 \text{ mm} \leq 971.47 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K.}$$

2) 활하중

(1) 총각계수

$$i = \frac{15}{40 + L} < 0.3$$

$$= 0.361 > 0.3 \quad \text{적용} : 0.3$$

(2) 단면력 산정

$$M_H = \frac{L + 0.6}{9.600} \times P_{24} \times (1 + i) \times 0.8 = 22.266 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{24} = 96.000 \text{ kN}$$

3.2.3 하중 조합

(1) CASE1 : 사하중 + 활하중

$$M_u = 1.3M_d + 2.15M_L = 50.345 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_s = 1.0M_d + 1.0M_L = 24.175 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3.2.4 중앙부

1) 단면 검토

▷ 검토조건

$$f_{ck} = 27.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa} \quad \lambda = 1.00 \\ \beta_1 = 0.850 \quad \phi_t = 0.85 \quad \phi_v = 0.75 \\ \rho_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00250$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 50.345 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{계수 전단력 } V_u = 0.000 \text{ kN} \\ \text{단면의 두께 } H = 250.000 \text{ mm} \quad \text{단면 폭 } B = 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D = 210.000 \text{ mm} \quad \text{괴목 두께 } D_c = 40.000 \text{ mm}$$

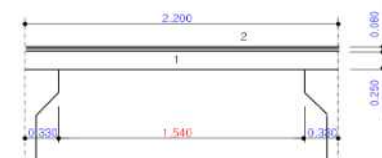
▷ 철모멘트 검토

→, 활강도 검토

$$\text{사용철근량 } A_{s,use} = H16 \text{ @ } 125.00 \text{ mm} \quad (D_c = 40.00 \text{ mm}) \\ = 1586.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore \rho = A_s/(B \cdot D) = 0.00757$$

3.2 중앙부

3.2.1 최소두께검토



→ 유효지간장 : 보 또는 벽체와 일치하며 두께가 일정한 바닥판의 경우, 바닥판의 경간은 순경간으로 산정함 (도기 p336)

$$1) \text{ 중앙부 지간길이} = 2.200 - 0.330 \times 2 = 1.540 \text{ m}$$

2) 차도부분 바닥판의 최소 두께

차도부분 바닥판의 최소두께는 220mm 또는 아래값 중 큰값으로 한다.

구분	바닥판 지간의 보합이 차장 방향방향에 적각	비고
연속판	$30 \times L + 130$	

$$\text{적용} : 30 \times L + 130 = 17.620 \text{ mm}$$

$$\text{최소 두께} : 220.000$$

$$\text{적용 두께} : 250.000 \text{ mm} > 220.000 \text{ mm} \dots \text{O.K.}$$

3.2.2 하중 재하

1) 사하중

구분	단위		
	m	kN/m ²	kN/m
아스팔트	0.060	23.000	1.380
수레바퀴	0.250	25.000	6.250
합계			7.630

$$M_d = \frac{W_d \times L^2}{10} = 1.919 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\rightarrow \text{정. 부모멘트} : M_d = W_d \times L^2/10$$

공칭강도식 등가항력값이 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.692 \text{ mm}$

최의단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.01634 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

...여기서 $\epsilon_t = 0.003 \cdot (1 - a/\beta_1 - D_{c,min}) / (a/\beta_1)$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_t = 0.85$ 를 적용한다.

$$\phi M_n = \phi f_y A_s (D - a/2) = 105.961.000 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ = 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 50.345 \text{ kN}\cdot\text{m} \dots \therefore \text{O.K.} \quad (S.F = 2.105)$$

→, 필요철근량 및 철근배율도

소요등가항력값이 $a = 12.672 \text{ mm}$ 로 가정

$$A_s = M_u / (\phi_t \cdot f_y \cdot (D - a/2)) = 727.048 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 12.672 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정값 비우행 O.K.}$$

$$\rho_{req} = [M_u / (\phi_t \cdot f_y \cdot (D - a/2))] / (B \cdot D) = 0.00346 \Rightarrow 4/3 \rho_{req} = 0.00462 \\ \therefore \text{필요철근량 } A_{s,req} = \rho_{req} \times (B \cdot D) = 727.048 \text{ mm}^2 \leq \text{사용철근량} \dots \text{O.K.}$$

$$\text{철근배율도} : \rho_{min} \leq \rho \dots \therefore \text{O.K.}$$

▷ 사용철근율도 (균일 강도)

$$M_o = 24.175 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n = E_s/E_c = 200000 / (0.677 \text{ mc}^{-1} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + \Delta f) = 7$$

$$\rho = A_s/(B \cdot D) = 0.00757$$

$$k = -\rho a + \sqrt{(\rho a)^2 + 2\rho} = 0.277 \quad (j = 0.908)$$

$$x = k \cdot d = 58.123 \text{ mm}$$

$$f_c = 2 \cdot M_o / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 4.364 \text{ MPa}$$

$$f_s = M_o / (A_s \cdot (D - x/3)) = 79.821 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s \cdot (1 - D_{c,min} - x) / (D - x) = 79.821 \text{ MPa}$$

최의단철근 소요철근간격

$$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 769.27 \text{ mm}$$

...여기서, $C_c = d_{c,min} - \text{주철근 직경}/2 = 32.00 \text{ mm}$

$$\text{최의단철근 평균배근간격} = 125.00 \text{ mm} \leq 769.27 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K.}$$