

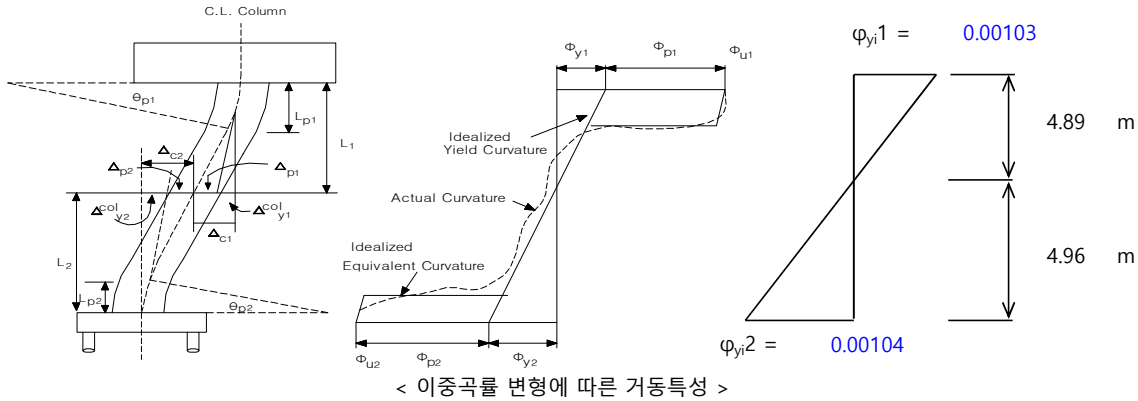
9. 교각부 평가

9.3 교각 9

9.3.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1 (켄틸레버식)	2 (라멘식)	1 : 켄틸레버식 2 : 라멘식
겉이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	9.849	9.849	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	12.849	4.925	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	3.196	0.795	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(H_e) 산정



$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.849 \times 0.00103 / (0.00103 + 0.00104) = 4.89 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 9.849 \times 0.00104 / (0.00103 + 0.00104) = 4.96 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.3.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 27,972 / 12.849 = 2,177.002 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 28,849 / 12.849 = 2,245.218 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 27,974 / 4.960 = 5,639.859 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 28,860 / 4.960 = 5,818.448 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 27,309 / 4.889 = 5,585.784 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 28,268 / 4.889 = 5,781.919 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
 F_u^L, F_u^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)
 M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)
 M_u^L, M_u^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)
 H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.3.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00142 \times 12.849^2}{3} = 0.0782 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 12.849 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 1.196 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00761 - 0.00142) \times 1.196 = 0.0074 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_U^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{28,849}{27,972} - 1 \right) \times 0.07823 + 0.00740 \times \left(12.849 - \frac{1.196}{2} \right) \\ &= 0.0931 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.07820 + 0.09310 = 0.1713 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.1713}{0.0782} = 2.190 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.190 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.190** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00142 \times 4.960^2}{3} = 0.0117 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.96 + 0.022 \times 300 \times 0.025 = 0.564 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.025 = 0.330 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00761 - 0.00142) \times 0.564 \\ &= 0.00350 \\ \bullet \Delta_p^T &= (M_U^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{28,860}{27,974} - 1 \right) \times 0.01166 + 0.00350 \times \left(4.960 - \frac{0.564}{2} \right) \\ &= 0.0167 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0117 + 0.0167 = 0.0284 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.02840}{0.01166} = 2.436 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.436 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.436** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)		교축직각방향(상단)		비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	
휨강도 F (kN)	2177	2245	5640	5818	5586	5782	

변위 Δ (m)	0.0782	0.1713	0.0117	0.0284	0.0113	0.0283	
-----------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

휨강도, 항복 및 극한변위

9.3.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_c)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.281 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.07823 = 0.15645 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.07823 = 0.39113 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.256 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01166 = 0.02331 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01166 = 0.05828 \text{ m}$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.249 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.01129 = 0.02258 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.01129 = 0.05644 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 2,241.3}{2 \times 300} = 1,398 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

$f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$$

= 2,241.3 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 2,241.3}{2 \times 300} = 1,398.4 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

$f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$$

= 2,241.3 mm (횡철근 중심간 거리)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s}$$

$$= \frac{\pi \times 397.2 \times 300 \times 2,241.3}{2 \times 300} = 1,398.4 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)
 $\Rightarrow (D16 - 2 EA) \text{ 2 단 배근}$
 $f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)
 $D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$
 $= 2400 - 2 \times 100.0 + 25.4 + 15.9$
 $= 2241.3 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{6,408 \times 2,400}{12.849} = 180 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 6,408 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s^L = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)
 $L_s^L = 12.849 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{6,408 \times 2,400}{4.960} = 465 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 6,408 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 4.960 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{6,408 \times 2,400}{4.889} = 472 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 6,408 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)
 $t_s = 2,400 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)
 $L_s = 4.889 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	1,398 + 180
		=	6,897	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.15645	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	1,398 + 180
		=	1,578	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.39113	m	

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	1,398 + 465
		=	7,182	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.02331	m	

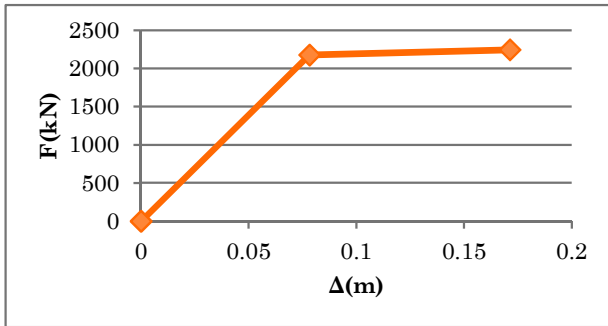
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	1,398 + 465
		=	1,863	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.05828	m	

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

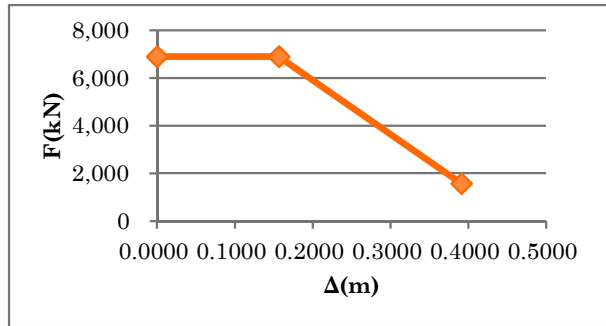
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	5,319	+	1,398 + 472
		=	7,189	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=2.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.02258	m	

▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우					
• V_n	$= V_c + V_s + V_p$	=	0	+	1,398 + 472
		=	1,870	kN	
▶ $\mu_{\Delta}=5.0$ 인 경우 Δ^L	=		0.05644	m	

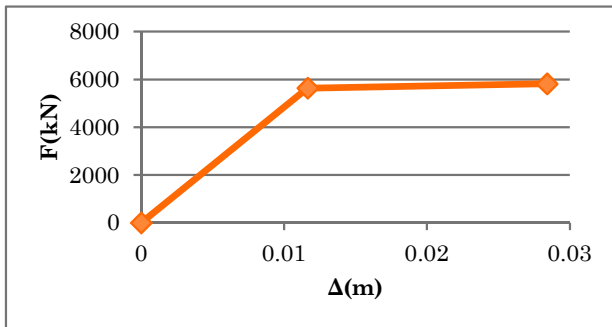
※ 힘·전단성능 곡선



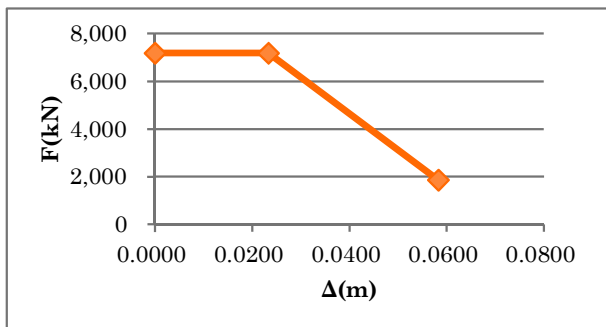
교축방향 휨성능 곡선



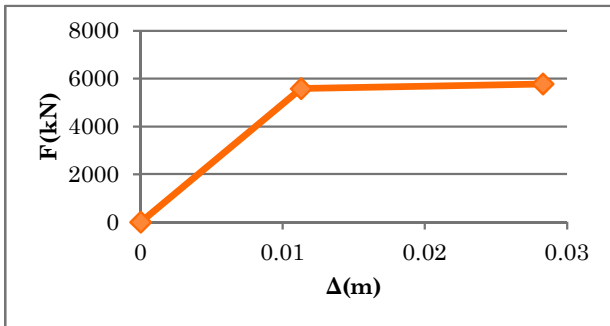
교축방향 전단성능 곡선



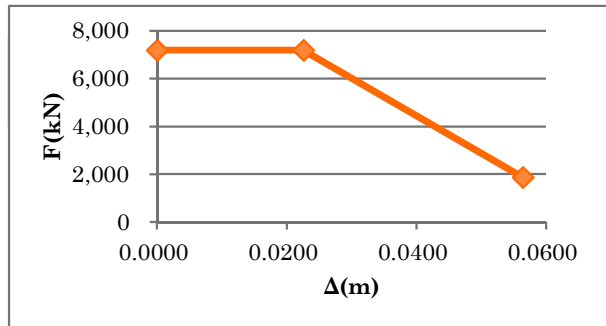
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



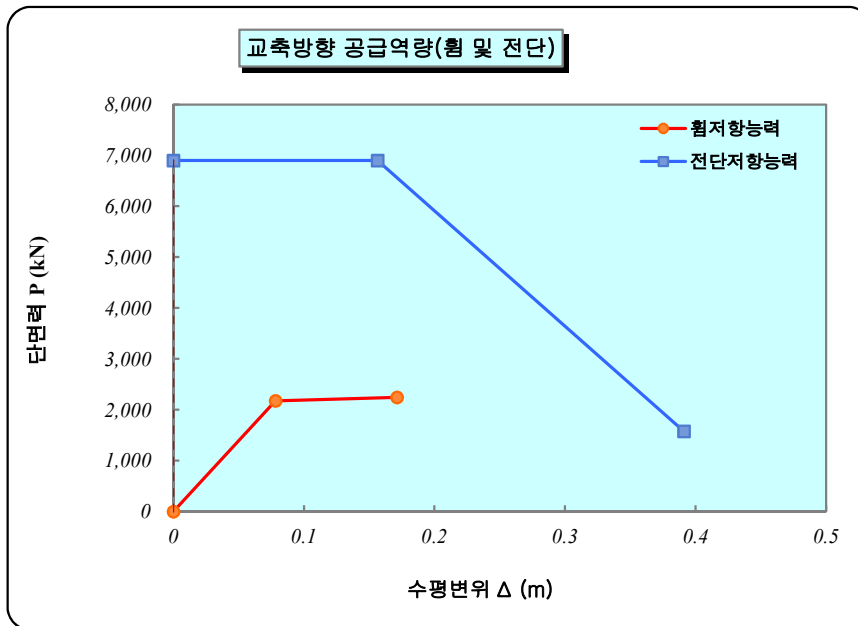
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

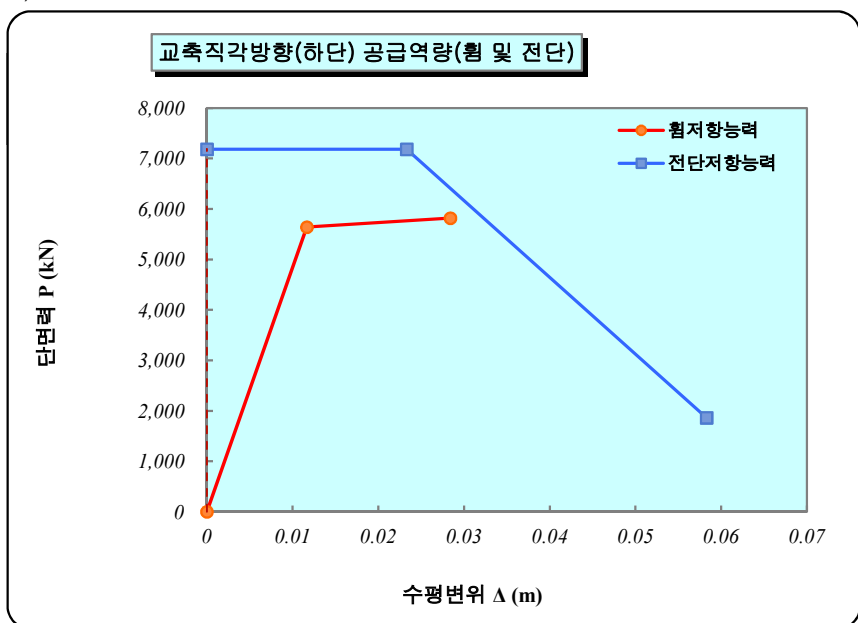
9.3.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



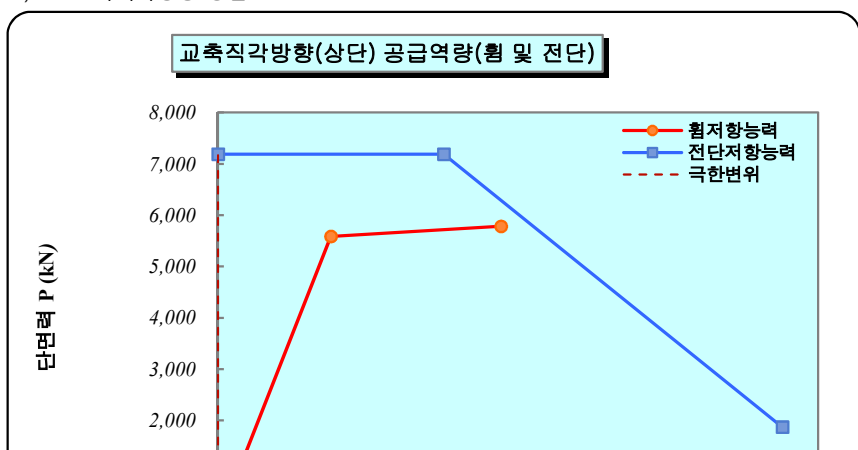
휨강도(P_f)
2,245
(kN)
전단강도(V_n)
6,897
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0782
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.1713
(m)
변위연성도(μ)
2.190

2) 교축직각방향-하단

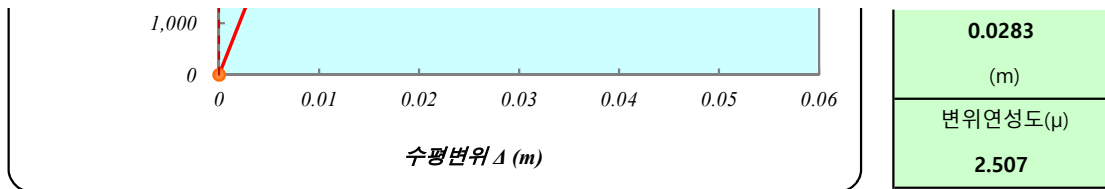


휨강도(P_f)
5,818
(kN)
전단강도(V_n)
7,182
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0117
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0284
(m)
변위연성도(μ)
2.436

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
5,782
(kN)
전단강도(V_n)
7,189
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0113
(m)
극한변위 (Δ_u)



9.3.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 30,307 + 6,408 \times 1.5 \times 0.08285 \\
 &= 31,104 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$\bullet \quad R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{31,104}{27,972} = 1.112 \rightarrow \text{RS } 1.112 \text{ 적용}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **3.1957** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
T_s	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
$1.25 T_s$	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.112 = 1.112$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta E^L = 11,990 + 6,408 \times 1.5 \times 0.015$
 $= 12,139 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{12,139}{27,974} = 0.434 \rightarrow R_s 1.000 \text{ 적용} \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **0.7953** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
T_s	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
$1.25 T_s$	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta E^L = 11,023 + 6,408 \times 1.5 \times 0.015$
 $= 11,172 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{11,172}{27,309} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **0.7953** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
Ts	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
1.25 Ts	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

$$\bullet \quad \mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_S = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

9.3.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.190$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.436$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.507$

② 소요성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.112$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.190}{1.112} = 1.969 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.436}{1.000} = 2.436 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \end{aligned}$$

∴ 교축직각방향 상단(변위연성도)

$$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.507}{1.000} = 2.507 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ④ 전단력평가

!!! ∴ 교축방향

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{6,897}{2,422} = 2.848 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(하단)

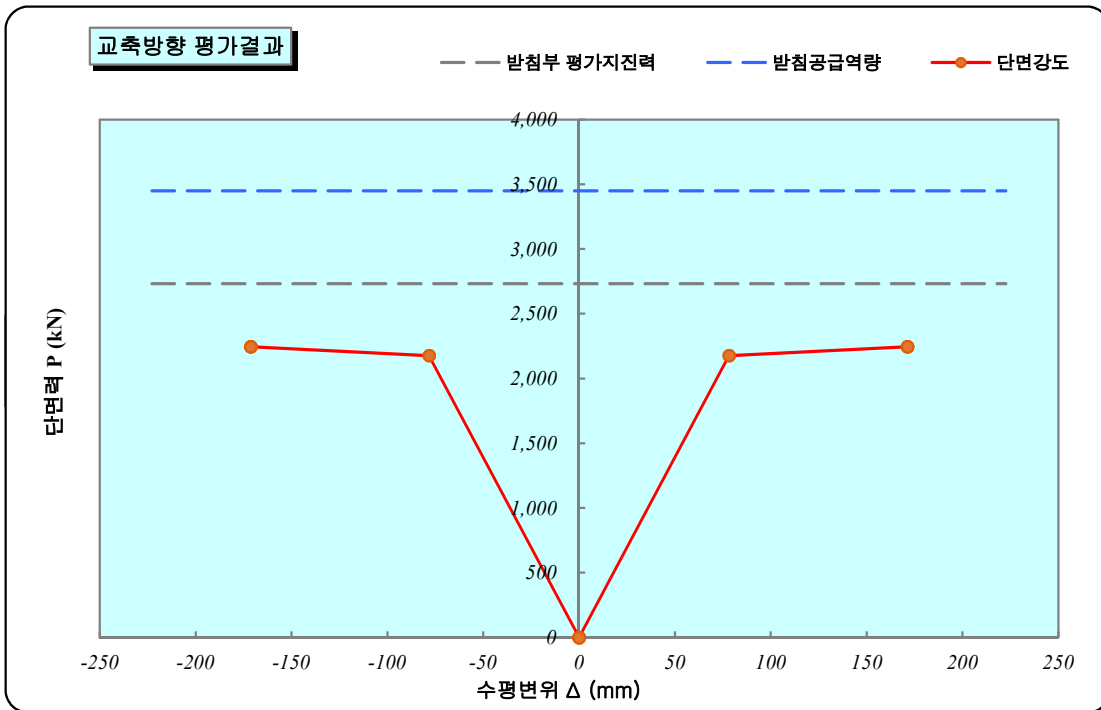
$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,182}{2,390} = 3.005 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

!!! ∴ 교축직각방향(상단)

$$\frac{V_n}{VE} = \frac{7,189}{2,273} = 3.163 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.3.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향

