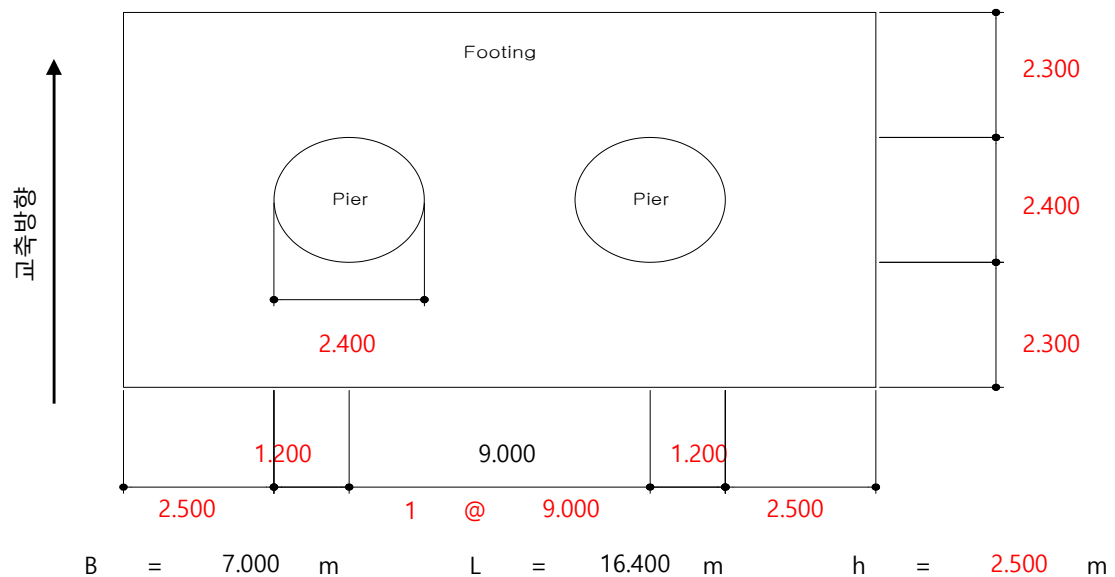


11. 기초부 평가

11.1 교각 2

11.1.1 검토조건



11.1.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	$0.487 < 1.000$	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))} = 0.148 \text{ m}^{-1}$	
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4} = 63885 \text{ kN/m}^3$	
K_{V0}	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_0 = 933333 \text{ kN/m}^3$	
E_0	$= 2800 \times N = 140000 \text{ kN/m}^2$	
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 25811 \text{ Mpa}$	
λ	$= \text{Max}[l, b] = 3.300 \text{ m}$	

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$e_L = M_L / V = 1.910 \leq 2.800$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 1.753 \leq 6.560$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

으로부터 바닥판 폭 $\times 0.4$ 이내에 있어야 한다. ($e < B \times 0.4$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 3.179 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 12.893 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 5.000 \text{ m}$$

- 근입지반의 단위중량,

$$\gamma_1 = 19.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 단위중량,

$$\gamma_2 = 23.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 점착력,

$$c = 0$$

- 지지지반의 내부마찰각,

$$\Phi = 35^\circ$$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	5.518 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	10.348 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.128 \quad \beta = 0.457$$

$$N_c = 57.8 \quad N_q = 41.4 \quad N_r = 47.3$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.426 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	23.283 MPa

$$\text{여기서, } K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$$

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.182$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.091$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 3.993$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 2.497$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.604$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.302$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.149$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.074$$

$$\text{경사계수, } i_c = i_q = (1 - \beta/90)^2 = 1.000$$

$$i_r = (1 - \beta/\Phi)^2 = 1.000$$

$$N_c = 46.1 \quad N_q = 33.3 \quad N_r = 37.2$$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	#NAME?
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	15.784 MPa

여기서는 경사계수 미고려

Nc	=	46.1	Nq	=	33.3	Nr	=	37.2
교축방향 형상계수,		$s_c=1+Bf'/Lf' \times Nq/Nc$				=	1.178	
		$s_r=1-0.4 \times Bf'/Lf' \geq 0.6$				=	0.901	
		$s_q=1+Bf'/Lf' \times \tan \Phi$				=	1.173	
교축직각방향 형상계수,		$s_c=1+Lf'/Bf' \times Nq/Nc$				=	3.930	
		$s_r=1-0.4 \times Lf'/Bf' \geq 0.6$				=	0.600	
		$s_q=1+Lf'/Bf' \times \tan \Phi$				=	3.840	
교축방향 깊이계수,		(Df>Bf')						
d _c	=	$1+0.4 \times \cot(Df/Bf')$				=	#NAME?	
d _r	=	1				=	1.000	
d _q	=	$1+2 \times \tan \Phi \times (1-\sin \Phi)^2 \times \cot(Df/Bf')$				=	#NAME?	
교축직각방향 깊이계수,		(Df≤Lf')						
d _c	=	$1+0.4 \times Df/Lf'$				=	1.155	
d _r	=	$1+2 \times \tan \Phi \times (1-\sin \Phi)^2 \times Df/Lf'$				=	1.099	
d _q	=	1				=	1.000	
지반계수(수평지반),								
g _c	=	$1-\psi^\circ/147^\circ$				=	1.000	
g _r	=	g _q	=	$(1-0.5 \tan \psi^\circ)^5$		=	1.000	
기초계수(수평지반),								
g _c	=	$1-\eta^\circ/147^\circ$				=	1.000	
b _r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$				=	1.000	
b _q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$				=	1.000	

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	최소값 적용
교 축	5.518 MPa	6.426 MPa	#NAME?	#NAME?
교 축 직 각	10.348 MPa	23.283 MPa	15.784 MPa	10.348 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 4.769 \leq 7.000$	삼각형 분포
	지반반력	$q_{max} = (2 \times V)/(L \times x_L)$	$q_{max} = 0.849 \text{ MPa}$
			$q_{min} = 0.000 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 19.340 > 16.400$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{max,min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{max} = 0.475 \text{ MPa}$
			$q_{min} = 0.104 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = \#NAME? \#NAME? 2.000$	$\#NAME?$
교 축 직 각	$q_u / q_a = 21.806 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 6.668 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 3.724 \geq 1.200$	O.K

여기서,

전단저항력, $H_c = c_B \times A' + V \times \tan \Phi_B$

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

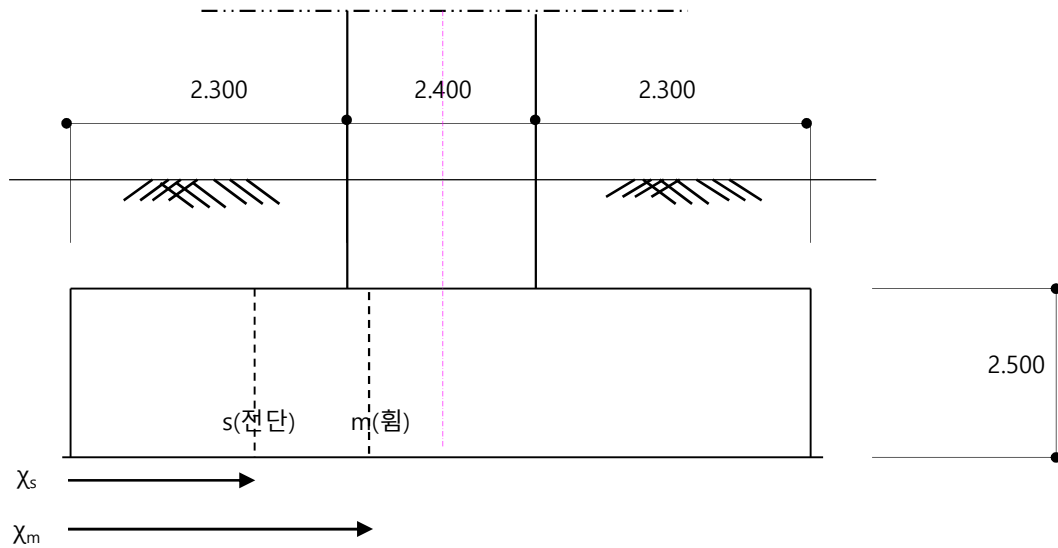
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.300 + (2.400 - 2.127)/2$	2.437 m
전단	$\chi_s = 2.437 - 2.400/2$	1.237 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.415 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.629 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	3043 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1267 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	2312 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	963 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	34283 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	14981 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	28928 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	12751 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 47199 \geq 28928$	O.K
전단	$\Phi V_n = 32137 \geq 12751$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 16400 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 힘 검토 1단 : D 25 - 131 ea

$$A_s = 66378 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 59.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 32137 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

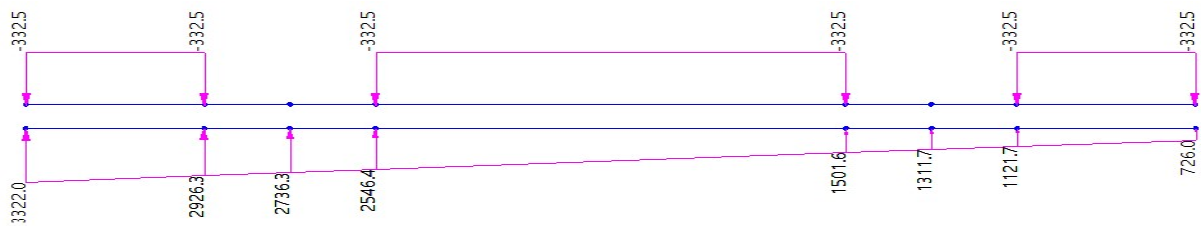
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{max,min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	3322 kN/m
Qmin			726 kN/m

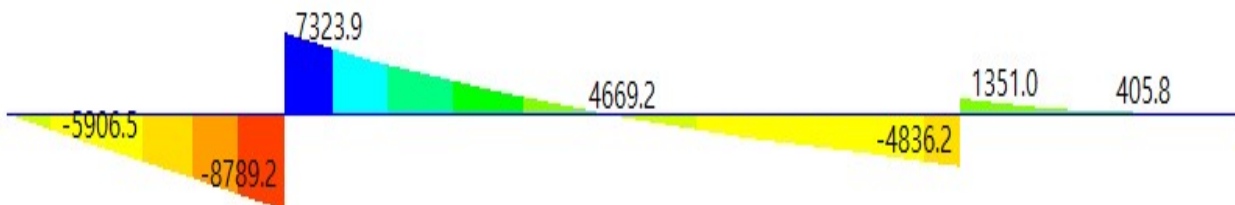
② 구조해석 모델링



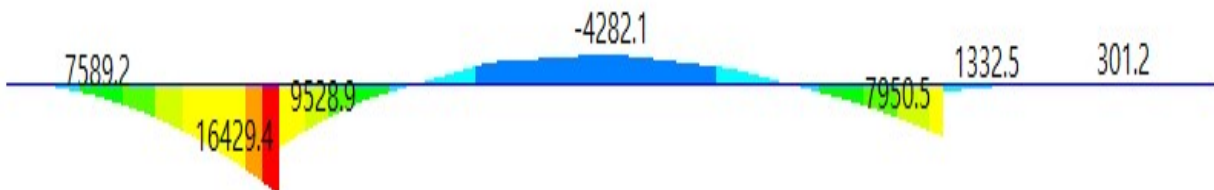
③ 하중재하도



④ 전단력도 (S.F.D)



⑤ 휨모멘트도 (B.M.D)



⑥ 최대 발생 단면력 집계

구 분	결 과		비 고
최대 발생 휨모멘트	Mu	= 16429	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 7324	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정					결 과
휨	ΦM_n	=	19465	$\geq$	16429	O.K
전단	ΦV_n	=	13717	$\geq$	7324	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 7000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 힘 검토 1단 : D 25 - 54 ea

$$A_s = 27362 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 57.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13717 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	2.800	1.910	1.466	O.K
		교축직각	6.560	1.753	3.741	O.K
	지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#NAME?
		교축직각	21.806	2.000	10.903	O.K
	활동	교축	6.668	1.200	5.557	O.K
		교축직각	3.724	1.200	3.103	O.K
단면 검토	힘	교축	47199	28928	1.632	O.K
		교축직각	19465	16429	1.185	O.K
	전단	교축	32137	12751	2.520	O.K
		교축직각	13717	7324	1.873	O.K