

기 동 검 토

1. 부재력 요약

구 분		Pu (kN)	모멘트 (kN.m)				V (kN)	δ (mm)
			Top		Bottom			
			Sway	NonSway	Sway	NonSway		
LCB1 (최소안전율조 하)	y축	13819.612	0.000	-4089.886	0.000	-2700.454	-465.878	-0.382
	z축		0.000	-4414.148	0.000	-3395.855	-276.748	-1.692

2. 확대모멘트의 계산

1) 횡구속여부 판단 : 층안정지수

$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_0}{V_u \cdot l_c}$		Q>0.05 : 비횡구속 골조물		Q≤0.05 : 횡구속 골조물					
		$\sum P_u$: 층전체 수직하중(kN)		V_u : 전체 층전단력(kN)					
		Δ_0 : 층상단 상대변위(mm)							
		l_c : 기둥길이		= 11.000 m					
구 분	$\sum P_u$	y축				z축			
		Δ	V_u	Q	판 단	Δ	V_u	Q	판 단
LCB1	8192.038	-0.382	294.381	0.001	횡구속	-1.692	277.178	0.005	횡구속

2) 임계하중 산정

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$		β_d = 고정하중에 의한 전체축력/전체 계수축력, 최대 계수 지속전단력/최대전단력						
		EI : 휨강성						
		E_c = 26114.69 MPa						
		k : 유효좌굴길이계수						
$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta_d}$		l : 단면2차모멘트						
		• y축 = 2.133333 m ⁴						
		• z축 = 5.461333 m ⁴						
		l _u : 비지지길이						
		• y축 = 11.000 m						
		• z축 = 11.000 m						
구 분	y축				z축			
	k	β_d	EI (kN · m ²)	P _c (kN)	k	β_d	EI (kN · m ²)	P _c (kN)
LCB1	2.000	0.600	13927836.28	284012.881	2.000	0.600	35655260.87	727072.974

3) 횡구속 골조인 경우의 확대모멘트 계산

• 세장비 검토

$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34-12 \cdot \frac{M_1}{M_2} \leq 40$				M_1, M_2 : 기둥의 양끝단 모멘트 M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-) $r = \sqrt{I/A}$: 회전반경				
				• y축 = 0.577 m				
				• z축 = 0.924 m				
구 분	y축				z축			
	k	$(k \cdot l_u)/r$	$34-12(M_1/M_2)$	판 단	k	$(k \cdot l_u)/r$	$34-12(M_1/M_2)$	판 단
LCB1	2.000	38.105	26.077	장주	2.000	23.816	24.768	단주

• 확대모멘트

$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$ $\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$ $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$								
기둥 양단 사이에 횡하중이 있는 경우, $C_m = 1.0$ $M_{2min} = P_u \cdot e_{min}$ 이상이어야 함 $e_{min} = 15 + 0.03 \cdot h$ (mm) • y축 = 75.00 mm • z축 = 111.00 mm								
구 분		C_m	P_u (kN)	P_c (kN)	δ_{ns}	M_u (kN · m)		$\delta_{ns} \cdot M_2$ (kN · m)
						M_u	M_{2min}	
y축	CB1(1min)	0.864	13819.612	284012.881	1.000	-4089.886	1036.471	-4089.886
z축	CB1(1min)	0.908	13819.612	727072.974	1.000	-4414.148	1533.977	-4414.148

4) 요약

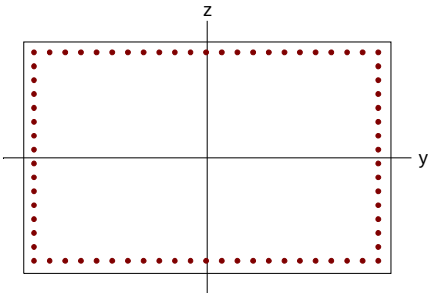
구 분	P_u	M_{cy}	M_{cz}	M_c	비 고
LCB1(1min)	13819.61 kN	-4089.89 kN·m	-4414.15 kN·m	6017.63 kN·m	

3. 기둥단면 설계조건

1) 설계조건

설계기준강도	$f_{ck} =$	21.00 MPa	콘크리트 탄성계수	$E_c =$	26114.69 MPa
철근항복강도	$f_y =$	300.00 MPa	횡방향 철근의 형태	띠철근	
축방향 인장 강도감소계수	$\Phi_t =$	0.85	축방향 압축 강도감소계수	$\Phi_c =$	0.7
전단 강도감소계수	$\Phi_v =$	0.8			

2) 단면제원

단면형상	단면제원		
	단면폭	B	3200.00 mm
	단면높이	H	2000.00 mm

3) 사용철근

- 1단 철근 : $2 \times [(D29-23EA) + (D29-14EA)]$ ($d_c = 100.00$ mm)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 47537.60$ mm²
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) > \rho_{use} (= 0.0074)$

4. 단면검토

1) LCB1

① 작용하중

P_u	M_u	e
13819.61 kN	6017.63 kN·m	435.44 mm

② 평형상태 계산

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 2022.95 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 69927.27 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 40645.77 \text{ kN·m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 581.26 \text{ mm} \quad : e_b \geq e \quad \text{..... 압축지배}$$

③ 단면강도 검토

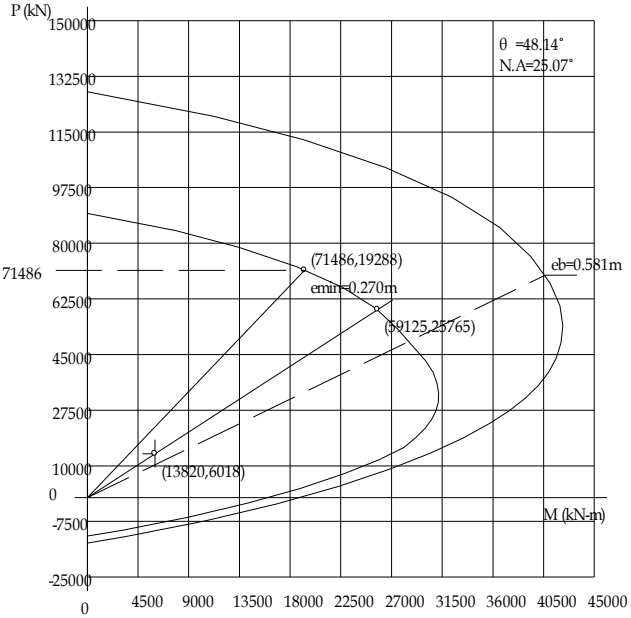
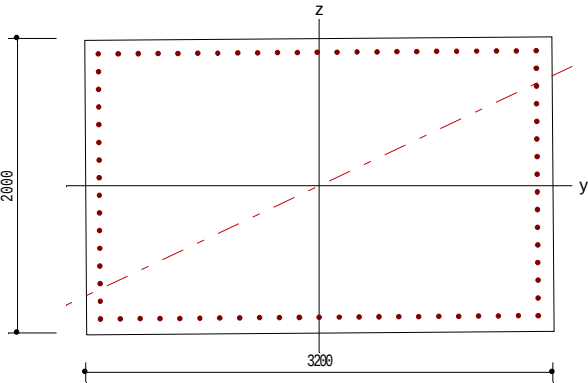
중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned} e' &= M_n / P_n &= 435.76 \text{ mm} &\approx e = 435.44 \text{ mm} \\ P_n &= C_c + C_s + T_s &= 84464.60 \text{ kN} \\ M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} &= 36806.67 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.7$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 59125.22 \text{ kN} &\geq P_u &\text{..... OK} \\ \Phi M_n &= 25764.67 \text{ kN}\cdot\text{m} &\geq M_u &\text{Text OK} \end{aligned}$$

5. P-M 상관도

검토단면 : 충실 사각형 하중조합 : LCB1	검토 조건
	$\begin{aligned} f_{ck} &= 21.00 \text{ MPa} \\ f_y &= 300.00 \text{ MPa} \\ E_c &= 26114.69 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000.00 \text{ MPa} \\ I_{yy} &= 2.133333 \text{ m}^4 \\ I_{zz} &= 5.461333 \text{ m}^4 \\ A_g &= 6400000.00 \text{ mm}^2 \\ I_{ux} &= 11.000 \text{ m} \\ I_{uy} &= 11.000 \text{ m} \\ k_x &= 2.000 \\ k_y &= 2.000 \\ \rho &= 0.0074 \\ P_u &= 13819.61 \text{ kN} \\ M_u &= 6017.63 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \theta &= 25.07^\circ \end{aligned}$
	■ 평형편심상태 $\begin{aligned} e_b &= 0.581 \text{ m} \\ \Phi P_b &= 48949.09 \text{ kN} \\ \Phi M_b &= 28452.04 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $\begin{aligned} e &= 0.436 \text{ m} \\ \Phi P_n &= 59125.22 \text{ kN} \\ \Phi M_n &= 25764.67 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$ ■ 사용철근량 $A_s = 47537.60 \text{ mm}^2$