

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근콘크리트 라멘조

1.2 재료의 성질

- ▶ 콘크리트의 설계기준강도 : $f_{ck} = 24$ MPa
- ▶ 콘크리트의 탄성계수 : $E_c = 26,986$ MPa
- ▶ 콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 24.5$ kN/m³
- ▶ 철근의 설계기준강도 : $f_y = 400$ MPa
- ▶ 철근의 탄성계수 : $E_s = 200,000$ MPa

1.3 토질 조건

- ▶ 흙의 단위중량 : $\gamma_t = 19.0$ kN/m³
- ▶ $\gamma_{sub} = 10.0$ kN/m³
- ▶ 물의 단위중량 : $\gamma_w = 10.0$ kN/m³
- ▶ 흙의 내부마찰각 : $\Phi = 30.0^\circ$
- ▶ 토압계수(정지토압계수) : $K_0 = 1 - \sin\Phi = 0.5$
- ▶ 성토재의 N치 가정값 : $N = 15$
- ▶ 성토재의 포아송 비의 가정값 : $\nu = 0.45$

1.4 활하중

- ▶ 노면 활하중 : DB - 24 적용 = 124.800 kN/m²

1.5 설계방법

- ▶ 강도설계법 : 부재의 단면검토(슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- ▶ 허용응력 설계법 : 사용성 검토(처짐, 균열, 절점부 보강 등)

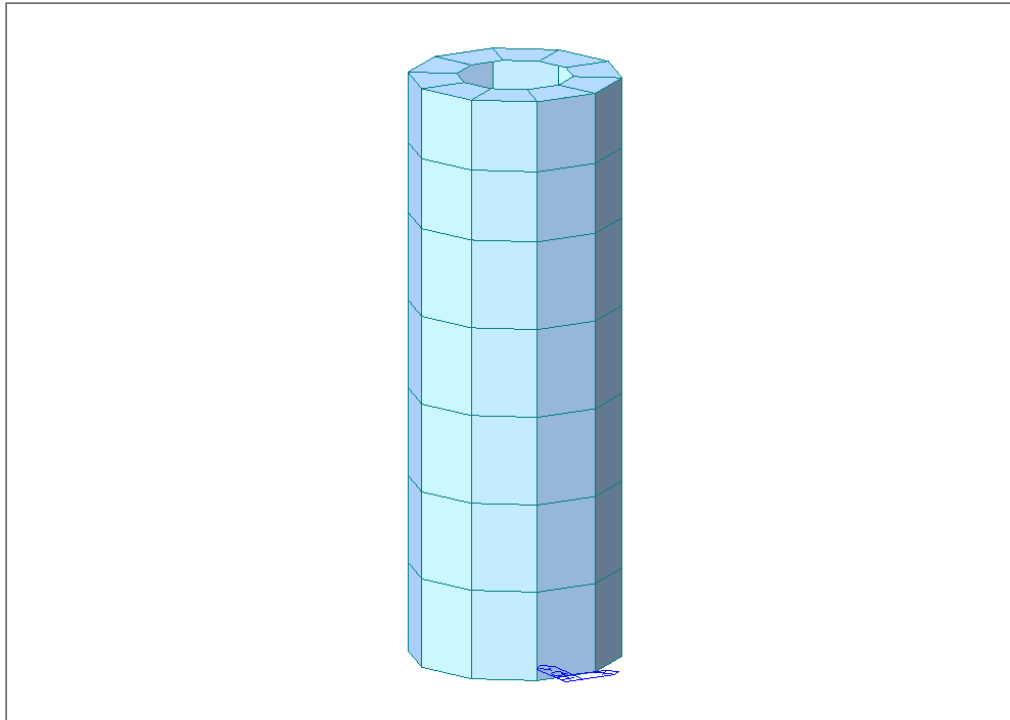
1.6 참고문헌

- ▶ 콘크리트구조설계기준 해설 (2007) - 한국콘크리트학회
- ▶ 도로교 설계기준 (2005) - 건설교통부
- ▶ 구조물기초설계기준 해설 (2003) - 한국지반공학회
- ▶ 도로암거표준도 (2008) - 국토해양부

2. 해석모델 및 단면제원

2.1 해석모델

모델링은 재래의 2차원으로 FRAME요소만으로 해석하는 것으로도 구조적 안정을 검토하고, 그 거동을 추측할 수 있었다. 그러나, 본 구조물은 단면의 형상이 복잡하므로 3차원 정밀해석을 수행하여 부재력의 상호작용, 힘의 전달 및 하중분배 등을 충분히 고려할 수 있도록 하였으며 해석 프로그램은 Midas/Civil을 사용하였다.



2.2 단면제원

MEMBER	THICK (H : m)	요소종류
상부슬래브	0.200	PLATE
외부벽체	0.200	PLATE

3. 하중계산

3.1 고정하중

▶ 구체자중 - 프로그램 내에서 자동계산

▶ 토피하중(지하수 미고려)

$$19.0 \times 0.15 = 2.850 \text{ kN/m}^2$$

▶ 토피하중(지하수 고려)

$$19.0 \times 0.15 + 10.0 \times 0.00 = 2.850 \text{ kN/m}^2$$

3.2 활하중

▶ 노면 활하중 : DB - 24 적용

① 충격계수

토피두께 D(m)	$0.15 \leq D < 1$	$1 \leq D < 2$	$2 \leq D < 3$	$D \geq 3$
충격계수 i	0.3	0.2	0.1	0.0

$$i = 0.3$$

② 상부 슬래브에 작용하는 하중(W_{l1}) - 집중하중을 슬래브에 집적재하

$$P_r = 96.0 \text{ kN/m}$$

$$P_{l1} = P_r \times (1 + i) = 96.0 \times (1 + 0.3) = 124.800 \text{ kN/m}^2$$

③ 측벽에 작용하는 하중(W_{l2})

$$W_{l2} = 10.0 \times 0.5 = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

3.3 수평토압

▶ 지하수위 미고려

- 벽체 상단에 작용하는 수평토압

$$0.5 \times 19.0 \times 0.250 = 2.375 \text{ kN/m}^2$$

- 벽체 하단에 작용하는 수평토압

$$2.375 + 0.5 \times 19.0 \times 3.100 = 31.825 \text{ kN/m}^2$$

▶ 지하수위 고려

- 벽체 상단에 작용하는 수평토압

$$0.5 \times 19.0 \times 0.250 = 2.375 \text{ kN/m}^2$$

- 벽체 지하수위 상단에 작용하는 수평토압

$$2.375 + 0.5 \times 19.0 \times 0.750 = 9.500 \text{ kN/m}^2$$

- 벽체 하단에 작용하는 수평토압

$$9.500 + 0.5 \times 10.0 \times 2.350 = 21.250 \text{ kN/m}^2$$

3.4 지하수압

- 벽체 지하수위 상단에 작용하는 수평토압

$$= 0.000 \text{ kN/m}^2$$

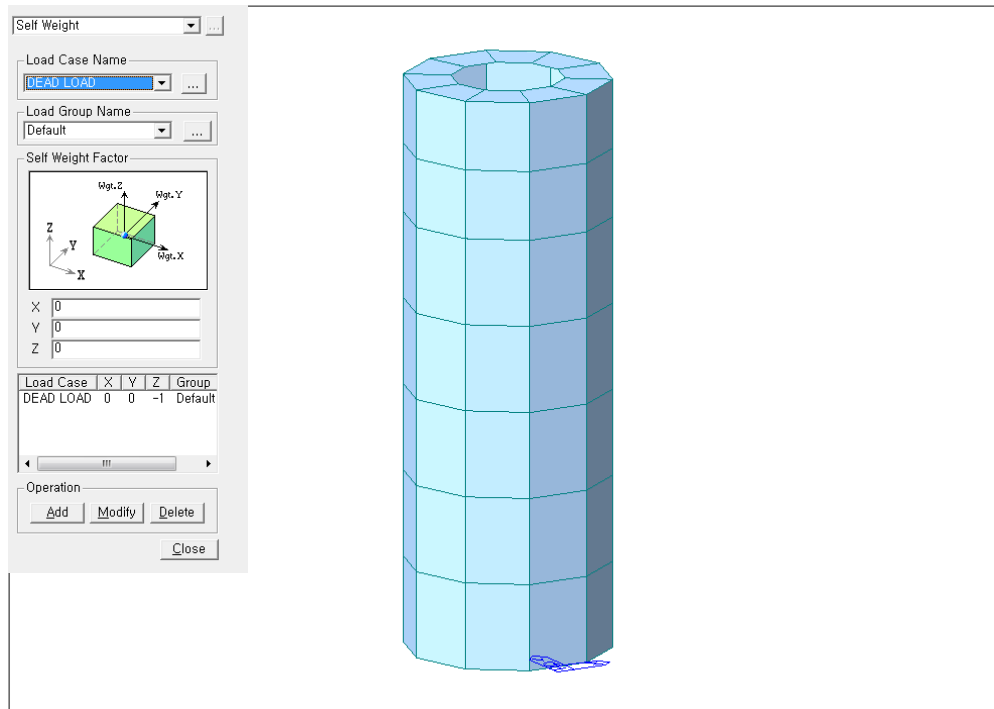
- 벽체 하단에 작용하는 지하수압

$$0.000 + 10.0 \times 2.350 = 23.500 \text{ kN/m}^2$$

4. 하중재하

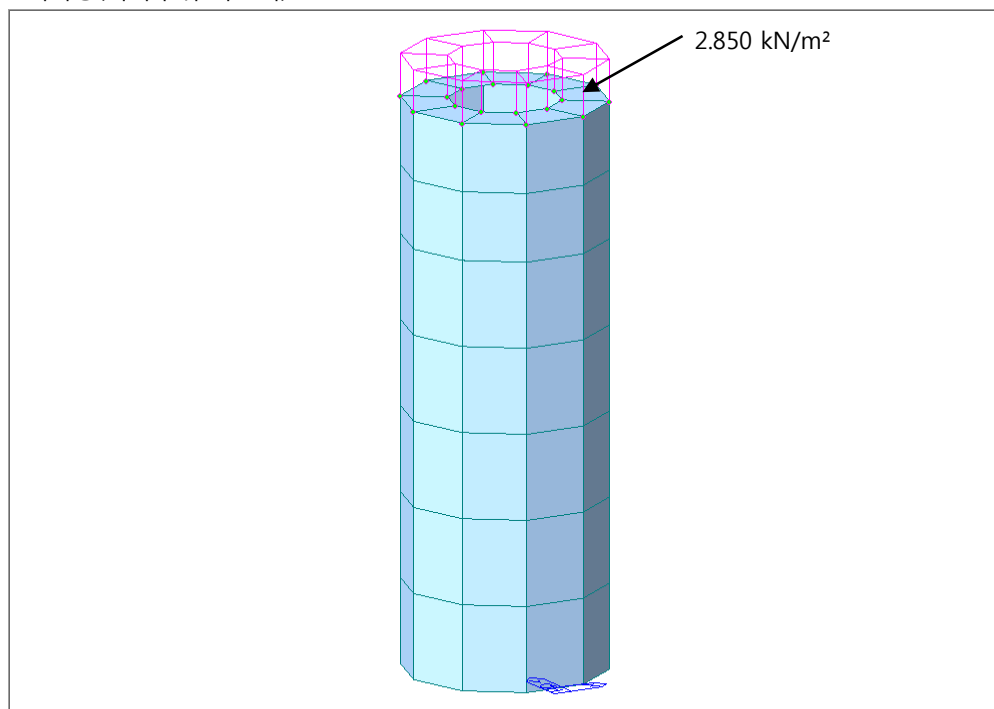
4.1 고정하중

- ▶ 구체하중 - 프로그램 내에서 자동계산

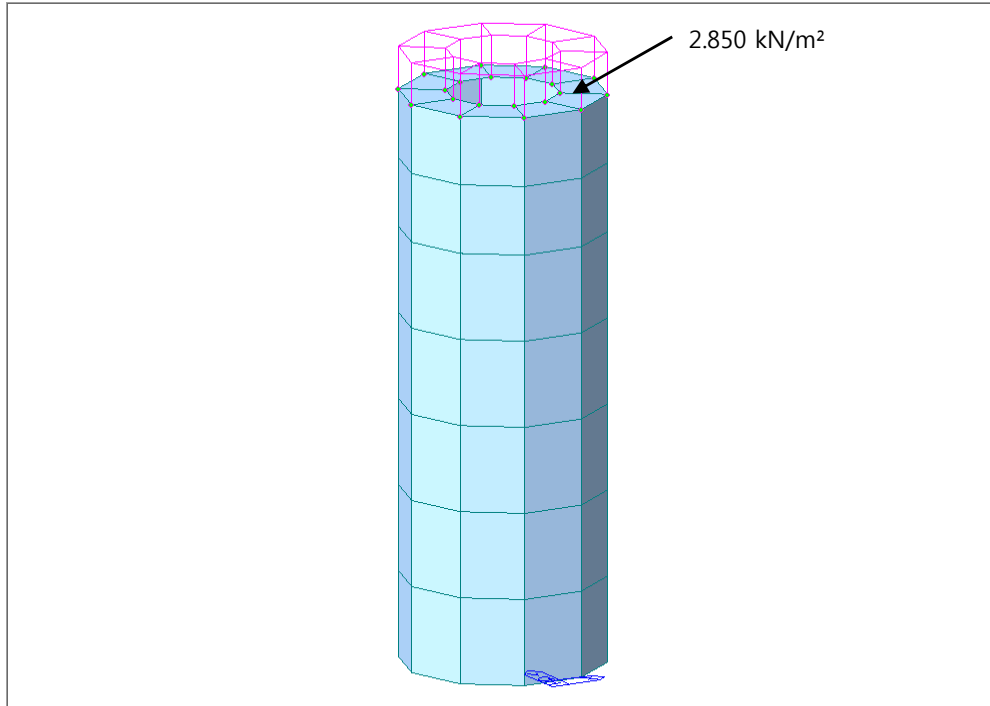


4.2 연직하중

- ▶ 토피하중(지하수위 미고려)

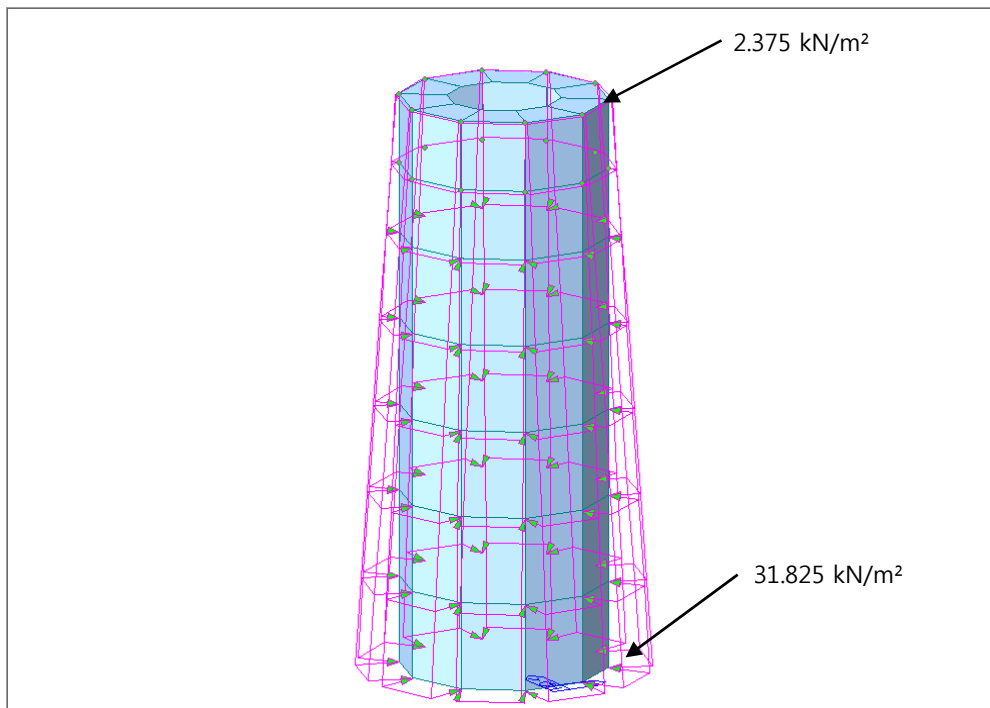


▶ 토피하중(지하수위 고려)

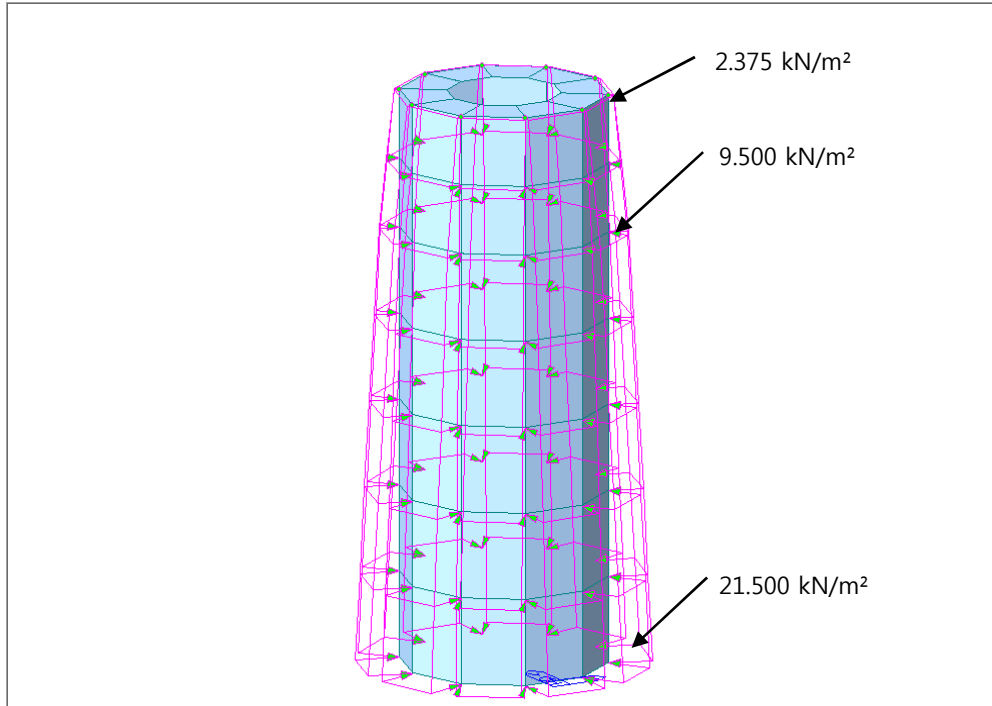


4.3 수평하중

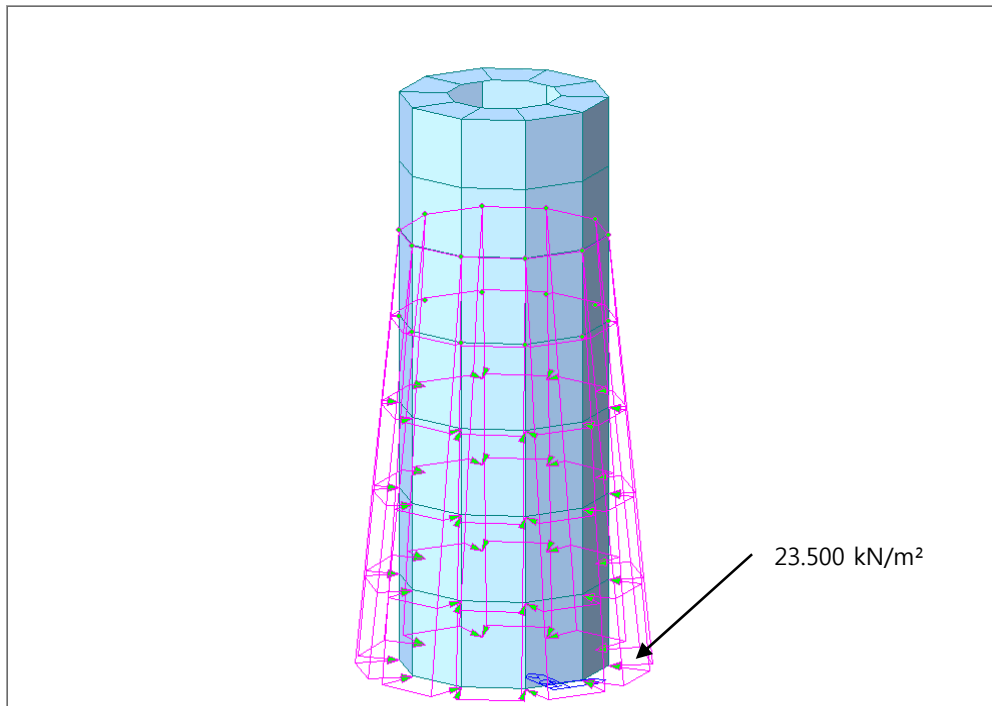
▶ 수평토압 (지하수위 미고려)



▶ 수평토압 (지하수위 고려)

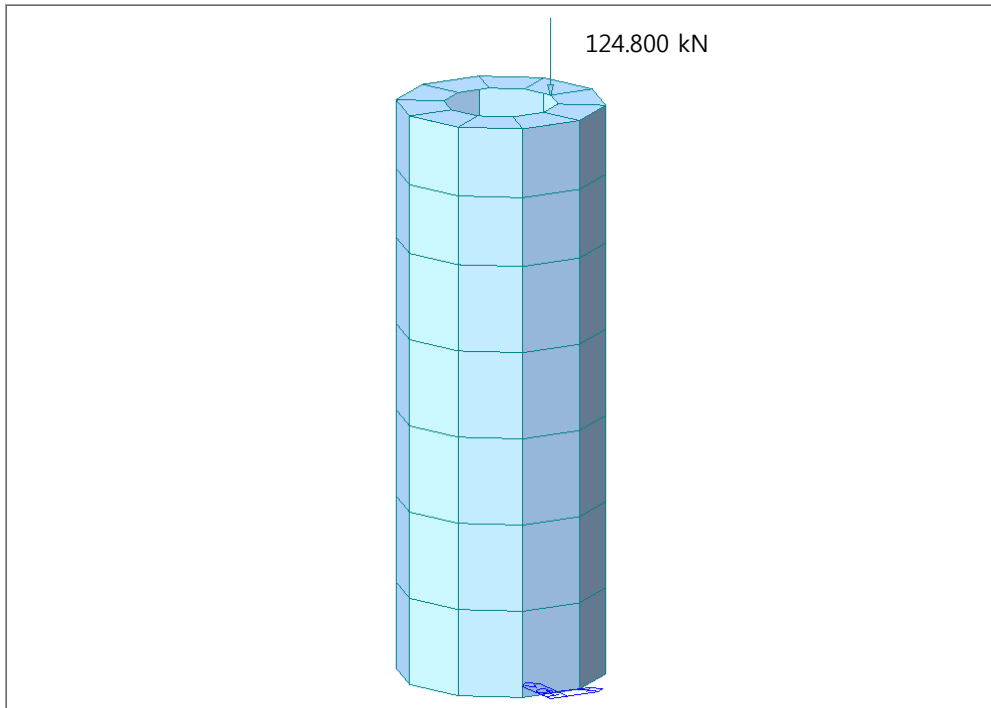


▶ 측벽에 작용하는 지하수압

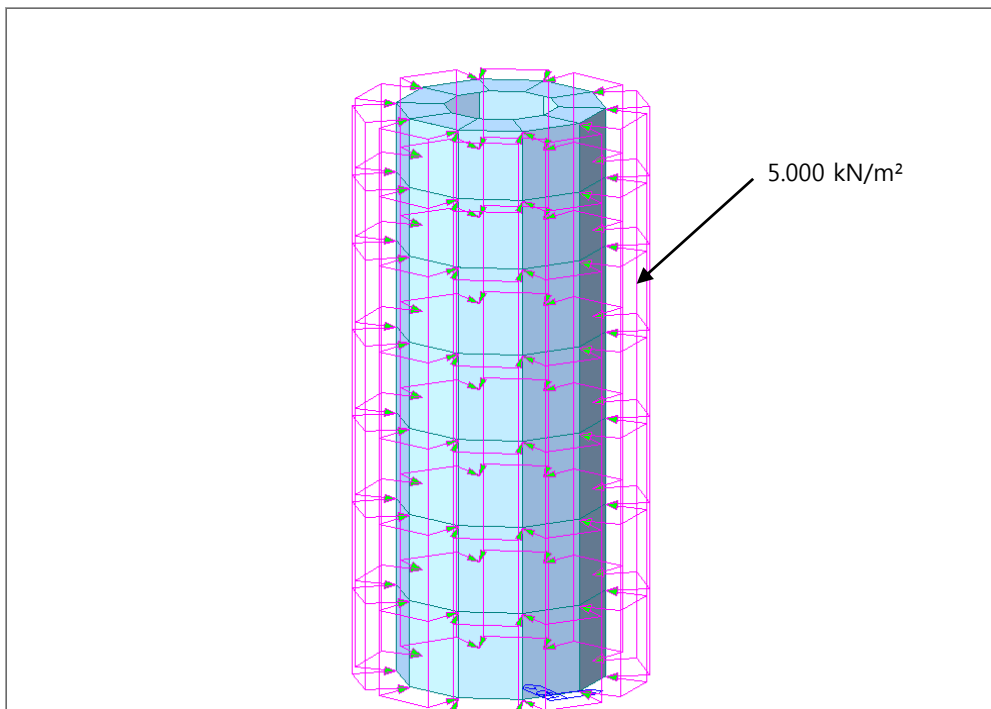


4.4 활하중

▶ 상부슬래브에 작용하는 활하중



▶ 측벽에 작용하는 활하중



5. 하중조합

▶ α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times h = 1.025 \geq 0.875$ ($h = 1.000$)

$\therefore \alpha_H = 1.025$

5.1 계수하중 검토시

▶ 상시

Load Comb.	고정 하중	연직하중		수평하중		활하중
		지하수 무	지하수 유	지하수 무	지하수 유	
Comb 1	1.400	1.400				
Comb 2	1.400		1.400			
Comb 3	1.200	1.640		1.600		1.600
Comb 4	1.200		1.640		1.600	1.600
Comb 5	1.200	1.640		0.800		1.600
Comb 6	1.200		1.640		0.800	1.600
Comb 7	0.900	1.640		1.600		
Comb 8	0.900		1.640		1.600	

5.2 사용하중 검토시

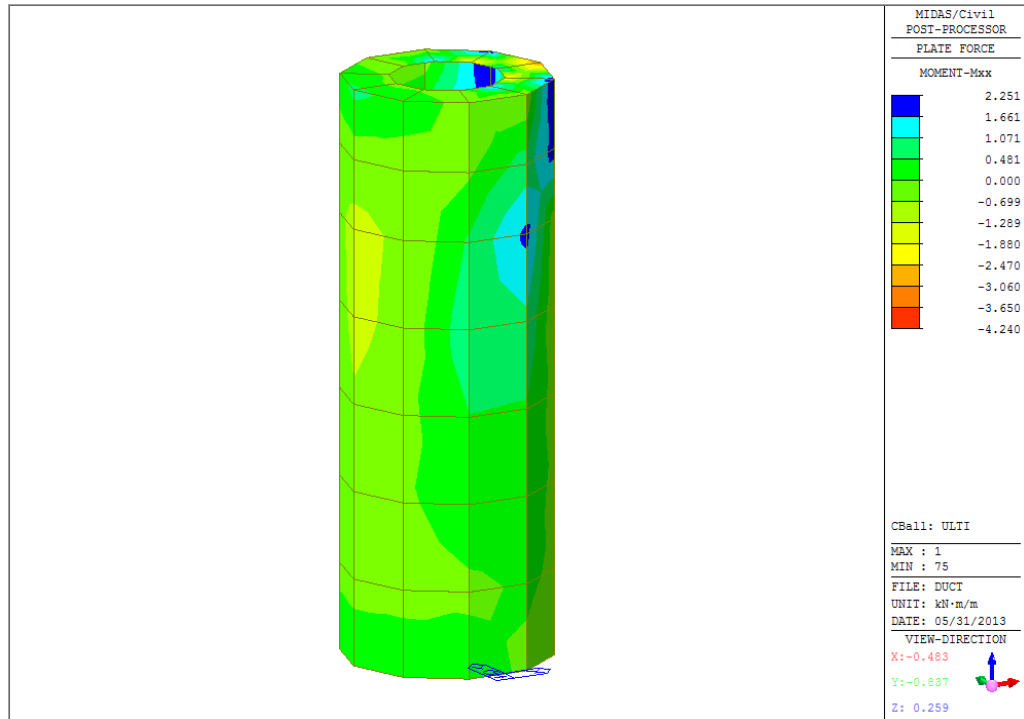
Load Comb.	고정 하중	연직하중		수평하중		활하중
		지하수 무	지하수 유	지하수 무	지하수 유	
Comb 1	1.000	1.000				
Comb 2	1.000		1.000			
Comb 3	1.000	1.025		1.000		1.000
Comb 4	1.000		1.025		1.000	1.000
Comb 5	1.000	1.025		0.500		1.000
Comb 6	1.000		1.025		0.500	1.000
Comb 7	0.500	1.025		1.000		
Comb 8	0.500		1.025		1.000	

6. 단면력 정리

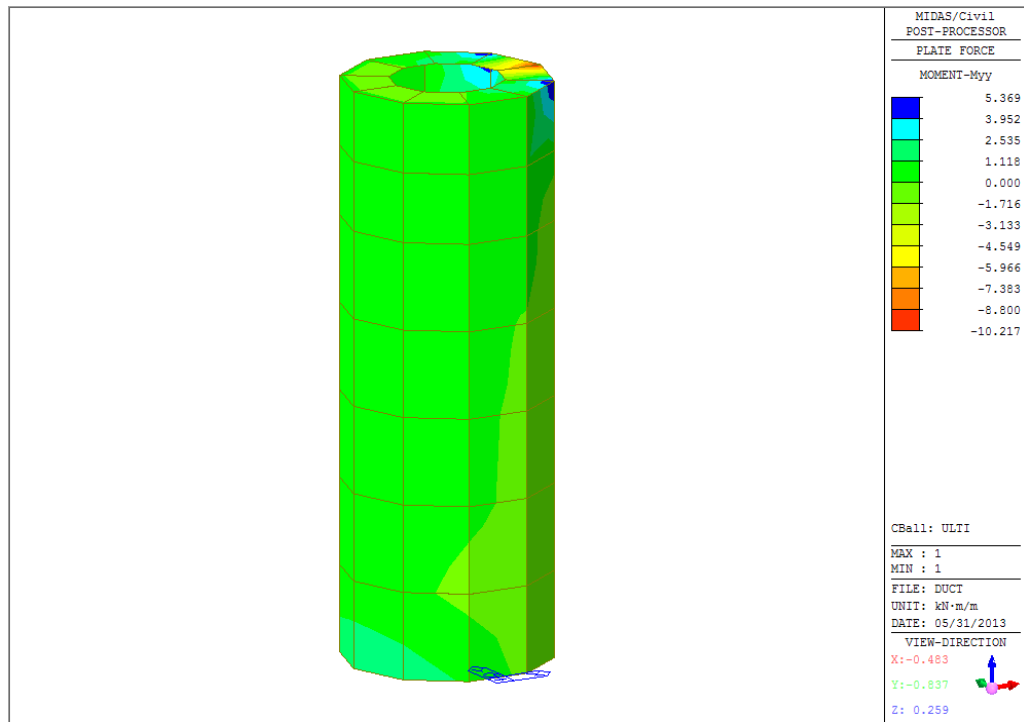
6.1 계수하중 검토시

▶ 전체분

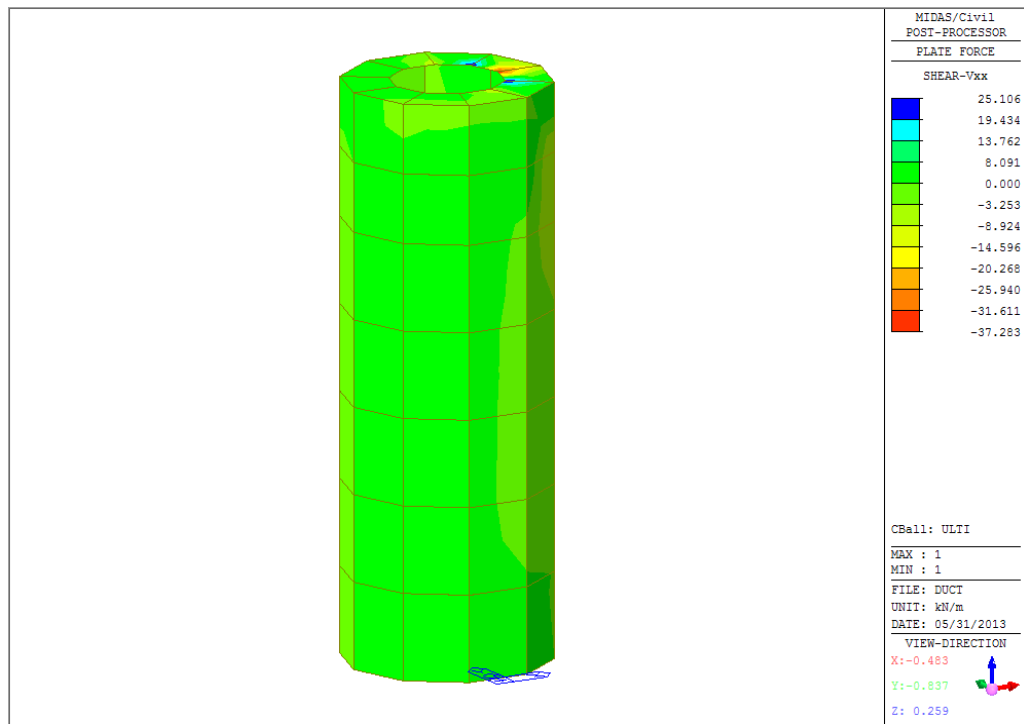
- 모멘트도



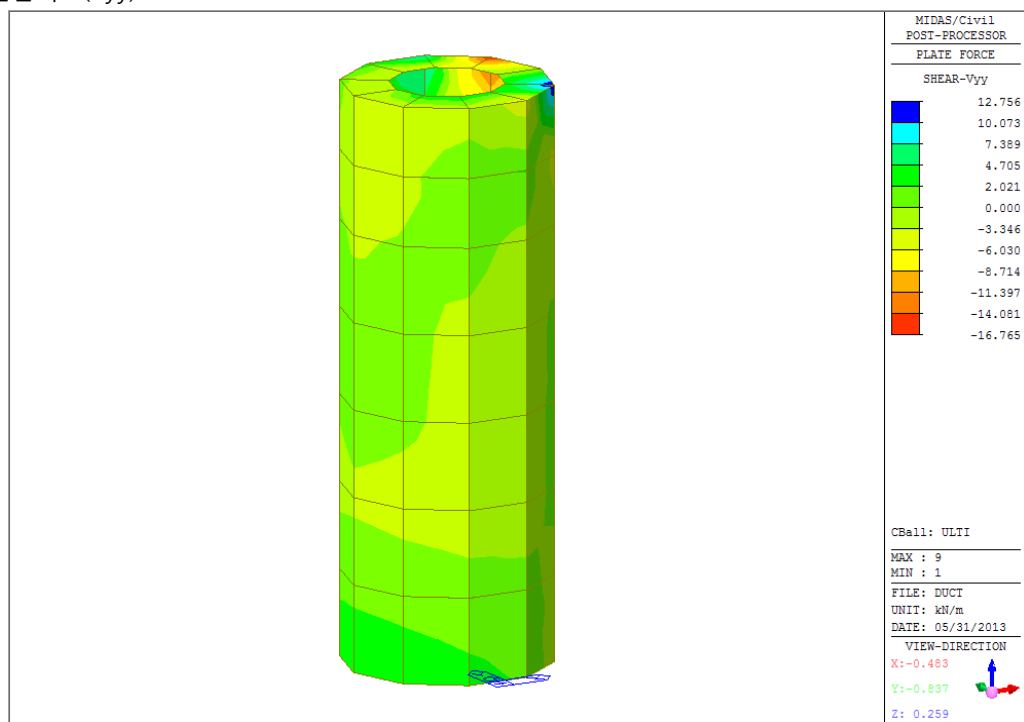
- 모멘트도(Myy)



- 전단력도(V_{xx})



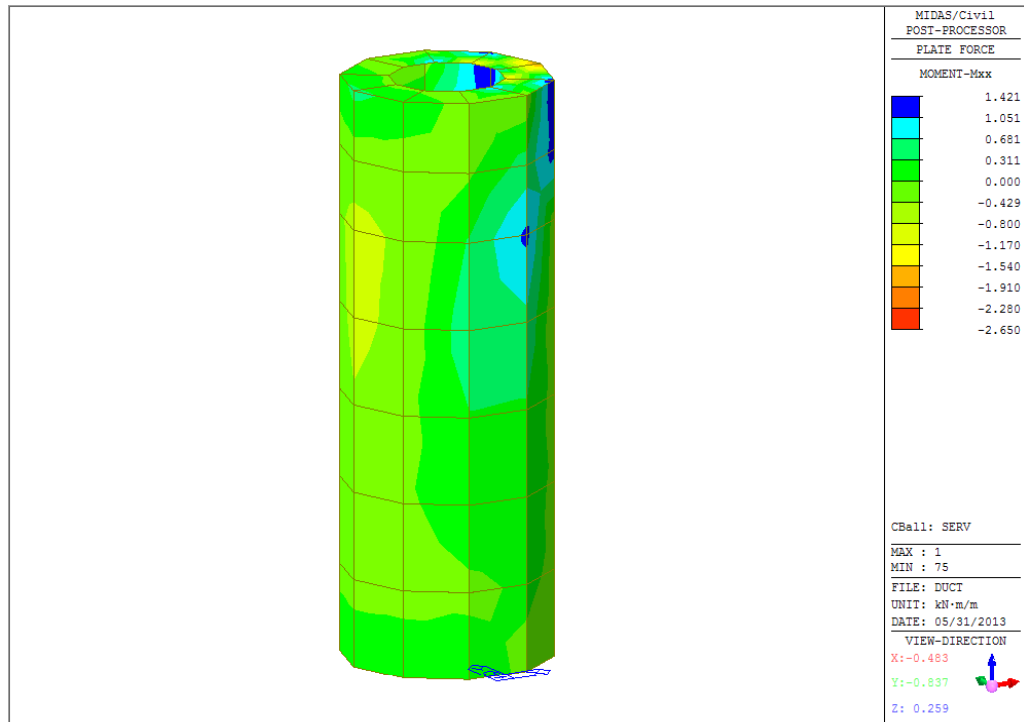
- 전단력도(V_{yy})



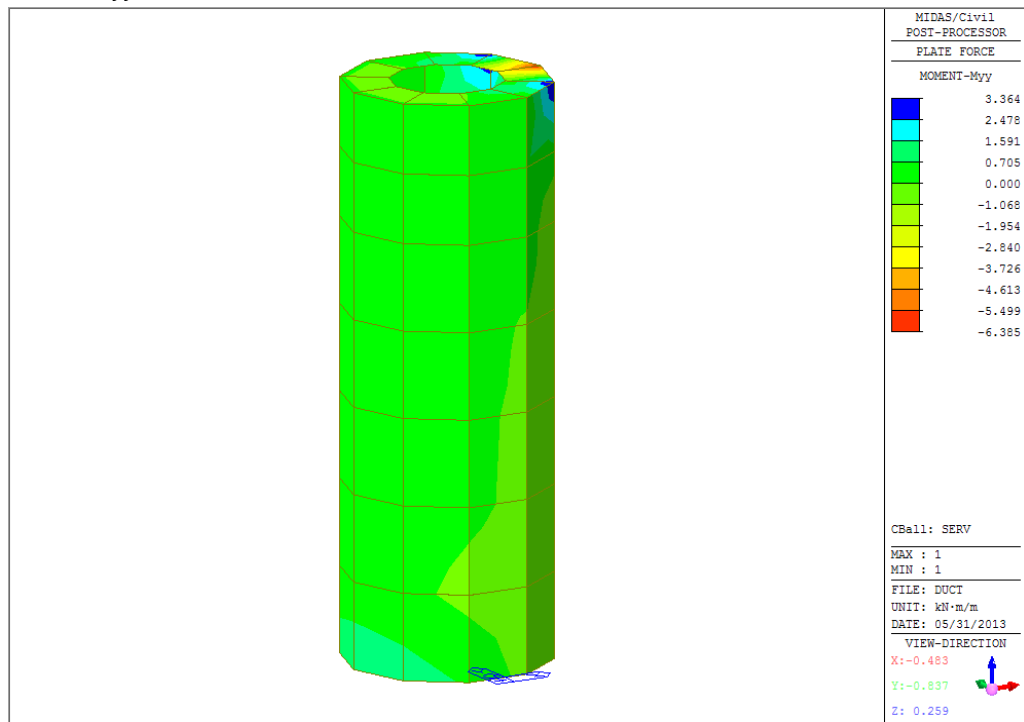
6.2 사용하중 검토시

▶ 전체분

- 모멘트도(Mxx)



- 모멘트도(Myy)



7. 단면설계

▶ 검토조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 24 \text{ MPa}, & f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 \beta_1 &= 0.85, & \Phi_f &= 0.85, & \Phi_v &= 0.75 \\
 \text{계수모멘트 } M_u &= 10.217 \text{ kN}\cdot\text{m}, & \text{계수전단력 } V_u &= 37.283 \text{ kN} \\
 \text{단면의 두께 } H &= 200.00 \text{ mm}, & \text{단면 폭 } B &= 1000.00 \text{ mm} \\
 \text{피복 두께 } d_c &= 50.00 \text{ mm}, & \text{유효 깊이 } d &= 150.00 \text{ mm} \\
 P_b &= (0.85 \times \beta_1 \times f_{ck} / f_y) \times \{ 600 / (600 + f_y) \} = 0.02601 \\
 P_{\max} &= 0.75 \times P_b = 0.01951 \\
 P_{\min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00350
 \end{aligned}$$

▶ 힘모멘트 검토

- 휨강도 검토

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= H \text{ } 13 \text{ @ } 200 \text{ mm} + H \text{ } 0 \text{ @ } 200 \text{ mm} \quad (d_{c1} = 50 \text{ mm}) \\
 &\quad H \text{ } 0 \text{ @ } 200 \text{ mm} + H \text{ } 0 \text{ @ } 200 \text{ mm} \quad (d_{c2} = 150 \text{ mm}) \\
 &= 633.500 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00422 \\
 \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 12.422 \text{ mm} \\
 \Phi M_n &= \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 30970712.710 \text{ N}\cdot\text{mm} \\
 &= 30.971 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 10.217 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K!!!}
 \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토

$$\begin{aligned}
 \text{소요등가응력 깊이 } a &= 3.981 \text{ mm로 가정} \\
 A_s &= M_u / \{ \Phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \} = 203.028 \text{ mm}^2 \\
 a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 3.981 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K!!!} \\
 P_{\text{req}} &= [M_u / (\Phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2))] / (B \cdot D) = 0.00135 \quad \Rightarrow 4/3 P_{\text{req}} = 0.00180 \\
 \therefore \text{필요철근량 req. } A_s &= P_{\text{req}} \times (B \cdot D) = 202.500 \text{ mm}^2 \leq \text{사용철근량} \dots \text{O.K!!!} \\
 \text{철근비 검토: } P_{\min} &\leq P \leq P_{\max} \dots \therefore \text{O.K!!!}
 \end{aligned}$$

▶ 전단력 검토

$$\begin{aligned}
 \Phi_v \cdot V_c &= \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D / 1000 = 91.856 \text{ kN} \\
 V_u &\leq \Phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근이 필요없다.}
 \end{aligned}$$

▶ 사용성 검토

$$\text{사용하중 모멘트 } M_o = 6.385 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 7$$

$$P = A_s / (B \cdot D) = 0.00422$$

$$k = -n \cdot p + \sqrt{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p} = 0.215, \quad j = 0.928$$

$$x = k \cdot D = 32.250 \text{ mm}$$

$$f_c = 2 \cdot M_o / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.844 \text{ MPa}$$

$$f_s = M_o / (A_s \cdot (D - x/3)) = 72.38 \text{ MPa} \leq 0.6 \cdot f_y = 240.0 \text{ MPa} \quad \dots \therefore \text{O.K!!!}$$

$$d_y = 50.00 \text{ mm}, \quad d_{c1} = 50.00 \text{ mm}$$

$$A = (2 \cdot d_y \cdot B) / \text{철근개수} = 20000.000 \text{ mm}^2$$

콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격은 다음 식으로 계산된 값

중 작은 값 이하로 하여야 한다.

$$s = 375 \left(\frac{210}{f_s} \right) - 2.5 \quad c_c = 979.26$$

$$s = 300 \left(\frac{210}{f_s} \right) = 870.41$$

$$\text{여기서, } c_c = d_c - d_b/2 = 43.50 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 철근의 평균배근간격} = 200.00 \text{ mm} \leq 870.41 \text{ mm} \quad \dots \therefore \text{O.K!!!}$$