

P1-대구방향 구조계산서

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

- | | |
|------------|-------------|
| 1) 구 조 형 식 | : T형 교각 |
| 2) 상 부 형 식 | : STEEL BOX |
| 3) 교 량 등 급 | : 1 등교 |
| 4) 기 초 형 식 | : 직접기초 |

3.2 하 중

- | | | |
|-----------------|-------------------|----------------------|
| 1) 철근콘크리트의 단위중량 | : γ_c = | 25 kN/m ³ |
| 2) 기초지반의 단위중량 | : γ_{s2} = | 20 kN/m ³ |
| 3) 교량받침 마찰계수 | : f_s = | 0.05 |

3.3 사 용 재 료 강 도

- | | | | |
|---------------------|--------------|------------|-----------|
| 1) 콘크리트 설계기준 강도 | : f_{ck} = | 두부보: | 24 MPa |
| | | 기둥: | 24 MPa |
| | | 기초: | 24 MPa |
| - 탄성계수 | : E_c = | 두부보: | 25811 MPa |
| | | 기둥: | 25811 MPa |
| | | 기초: | 25811 MPa |
| 2) 철근의 항복 강도(SD3.0) | : f_y = | 두부보: | 400 MPa |
| | | 기둥: | 400 MPa |
| | | 기초: | 400 MPa |
| - 탄성계수 | : E_s = | 200000 MPa | |

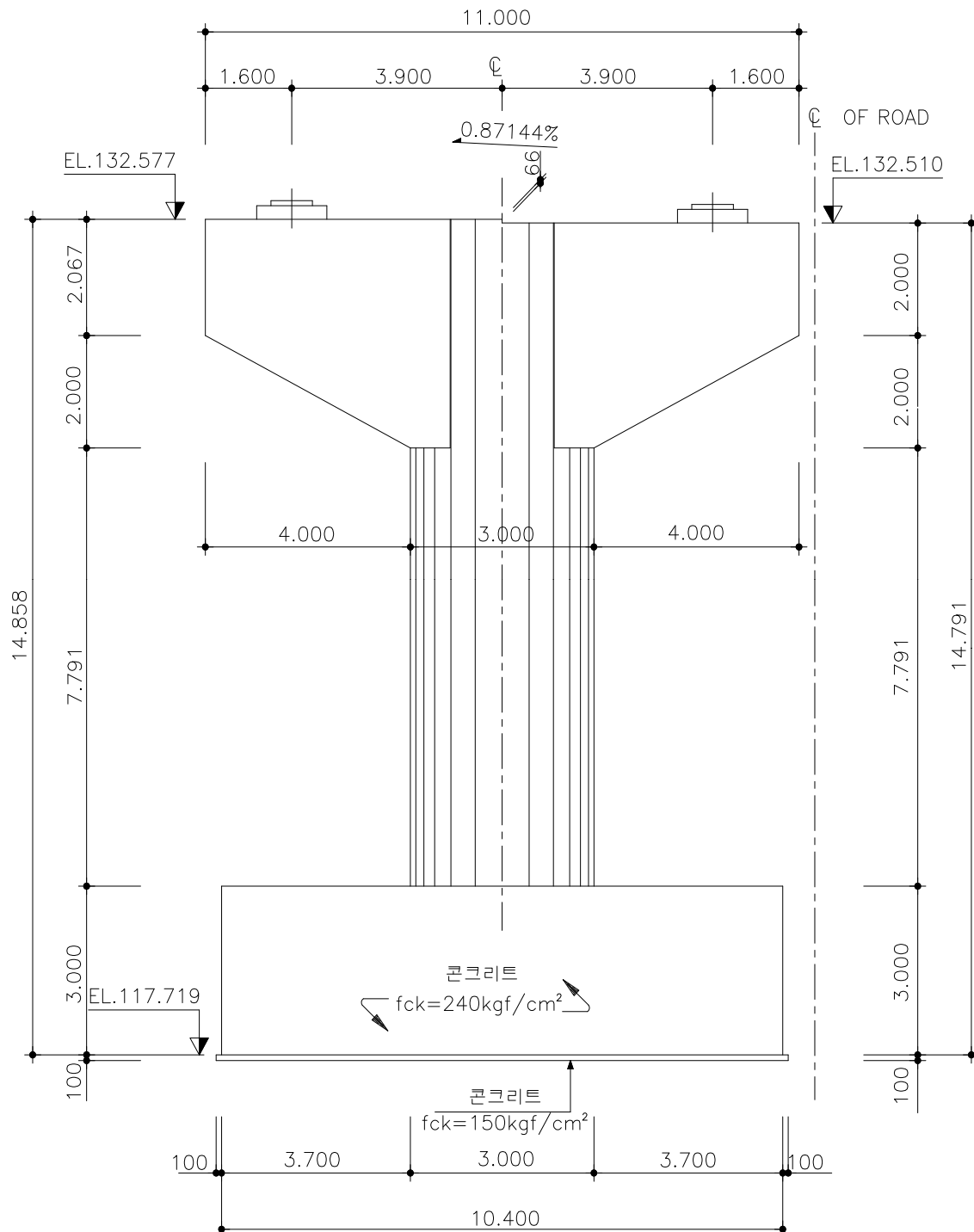
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 1) 안 정 성 검 토 | : 허용응력 설계법 |
| 2) 단 면 설 계 | : 극한강도 설계법 |

3.6 참 고 문 헌

- | | |
|----------------|-------------------|
| 1) 도로교 설계기준 | : 국토해양부 (2010) |
| 2) 콘크리트구조 설계기준 | : 한국콘크리트학회 (2012) |
| 3) 도로설계 편람 | : 국토해양부 (2008) |
| 4) 도로 설계 요령 | : 한국도로공사 (2009) |

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)
1	-4420.236	-600.133
2	-4624.696	-830.445
계	-9044.932	-1430.578

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$\begin{aligned}
 B/D &= 12.15 / 3.91 = 3.107 & \therefore W1 &= (4.0 - 0.2 \times (B / D)) \times D, D \geq 6.0 \\
 W1 &= (4.0 - 0.2 \times 3.107) \times 3.91 = 13.210 \text{ kN/m} \geq 6.0 \\
 P1 &= 13.21 \times (50 + 60) / 3 \times \sin 90 = 726.55 \text{ kN} \\
 \text{작용위치 } h &= 3.91 / 2 + 0.4 + 2.067 / 2 = 3.389 \text{ m} \\
 \text{작용모멘트 } My &= Ph \times h = 726.55 \times 3.389 = 2462.28 \text{ kN.m/m}
 \end{aligned}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$\begin{aligned}
 W'_{\text{copping}} &= 3 \times 4.067 \times 2.8 = 34.163 \text{ kN} \\
 W'_{\text{column}} &= 1.500 \times 3 = 4.500 \text{ kN/m (풍상측)}
 \end{aligned}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$\begin{aligned}
 W'_{\text{copping}} &= 68.211 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)} \\
 W'_{\text{column}} &= 1.500 \times 3 = 4.500 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중(WL)

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1.5kN/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다.

[도로설계기준 P19]

$$\begin{aligned}
 Ph &= 1.5 \times (50 + 60) / 2 \times \sin 90.0 = 82.500 \text{ kN} \\
 \text{작용위치 } h &= 3.48 + 1.500 + 2.067 / 2 = 6.014 \text{ m} \\
 \text{작용모멘트 } My &= Ph \times h = 82.5 \times 6.014 = 496.155 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

5.5 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
SVB01	1.00	1.00		
SVB02	1.00			
SVB03	1.00		1.00	
SVB04	1.00	1.00	0.50	1.00
SVB05	1.00		0.50	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

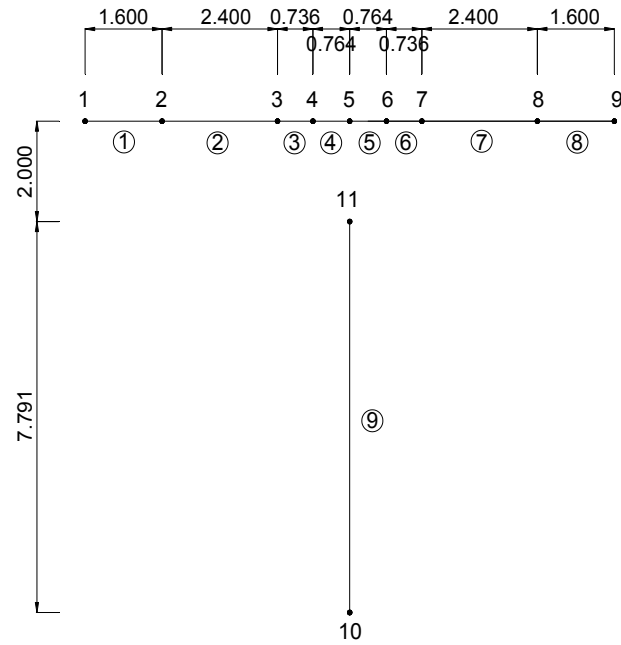
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

5.6 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	9.791	6	6.264	9.791
2	1.600	9.791	7	7.000	9.791
3	4.000	9.791	8	9.400	9.791
4	4.736	9.791	9	11.000	9.791
5	5.500	9.791	10	5.500	0.000

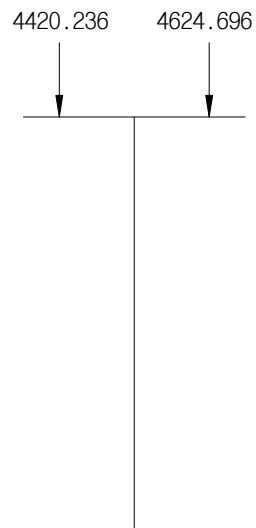
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.800	2.021	5.659	4.280225	1.926086	
②	2.800	2.836	7.941	8.866244	5.322252	
③	2.800	4.000	11.200	1.661982	1.493333	
④	2.800	4.000	11.200	1.661982	1.493333	
⑤	2.800	4.000	11.200	1.661982	1.493333	
⑥	2.800	4.000	11.200	1.661982	1.493333	
⑦	2.800	2.836	7.941	8.866244	5.322252	
⑧	2.800	2.021	5.659	4.280225	1.926086	
⑨	3.000	7.791	23.373	7.952156	3.976078	

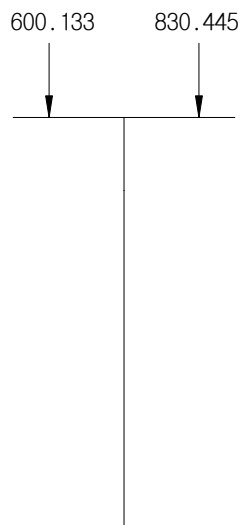
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



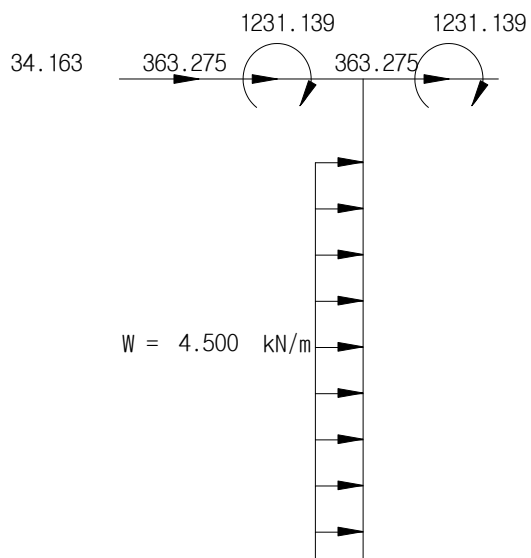
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

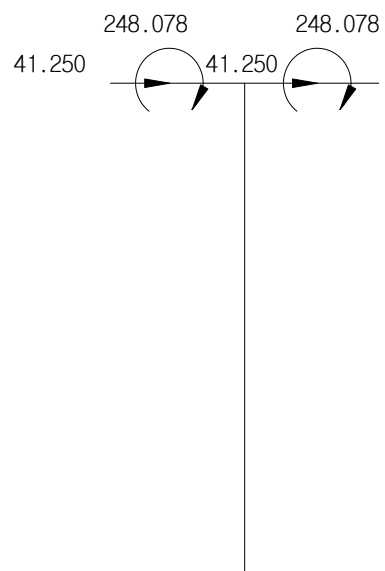
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 726.55 / 2 = 363.275 \text{ kN}$$

$$M = 2462.278 / 2 = 1231.139 \text{ kN}$$

㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



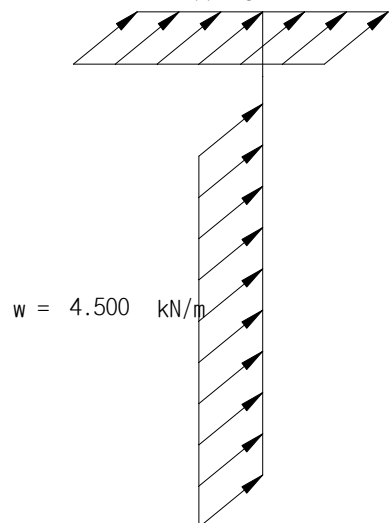
$$P = 82.5 / 2 = 41.250 \text{ kN}$$

$$M = 496.155 / 2 = 248.078 \text{ kN}$$

② 교축 방향

㉞ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)

68.211 kN을 coping 형상에 따라 분포



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 9

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11336.600	1218.110	0.000	-13686.800	1218.110	0.000	
L	-1430.580	898.217	0.000	-1430.580	898.217	0.000	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	1365.574	0.000	
W-TR	0.000	3983.700	-760.713	0.000	10047.000	-795.772	
WL	0.000	661.156	82.500	0.000	1303.910	-82.500	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11879.571	5109.447	-12370.275	-5313.907	
L	-1440.319	600.133	-1993.068	-830.445	
W-L0	7.144	17.859	7.144	17.859	
W-TR	1231.139	0.000	-1231.139	0.000	
WL	248.078	0.000	-248.078	0.000	

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-12767.180	2116.327	0.000	-15117.380	2116.327	0.000	
SVB02	-11336.600	1218.110	0.000	-13686.800	1218.110	0.000	
SVB03	-11336.600	5201.810	-760.713	-13686.800	11265.110	-795.772	
SVB04	-12767.180	4769.333	-297.857	-15117.380	8443.737	-480.386	
SVB05	-11336.600	3871.116	-297.857	-13686.800	7545.520	-480.386	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 9

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-12767.180	2116.327	0.000	-15117.380	2116.327	0.000	
SVB02	-11336.600	1218.110	0.000	-13686.800	1218.110	0.000	
SVB03	-11336.600	5201.810	-760.713	-13686.800	11265.110	-795.772	
SVB04	-12767.180	4108.177	-380.357	-15117.380	7139.827	-397.886	
SVB05	-11336.600	3209.960	-380.357	-13686.800	6241.610	-397.886	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-13319.890	6822.277	-15273.954	-6817.475	
SVB02	-11879.571	7137.387	-12700.741	-5694.782	
SVB03	-10648.432	5905.219	-15524.928	-6926.975	
SVB04	-12456.243	5369.797	-12436.567	-5160.085	
SVB05	-11015.924	6822.277	-15990.164	-6817.475	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-17813.327	3514.710	0.000	-20868.587	3514.710	0.000	
ULB02	-14737.580	1583.543	0.000	-17792.840	1583.543	0.000	
ULB03	-14737.580	6762.353	-988.927	-17792.840	14644.643	-1034.504	
ULB04	-16597.334	6200.133	-387.213	-19652.594	10976.858	-624.502	
ULB05	-14737.580	5032.451	-387.213	-17792.840	9809.176	-624.502	
ULB06	-16597.334	2751.225	0.000	-19652.594	2751.225	0.000	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 9

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-17813.327	3514.710	0.000	-20868.587	3514.710	0.000	
ULB02	-14737.580	1583.543	0.000	-17792.840	1583.543	0.000	
ULB03	-14737.580	1583.543	0.000	-17792.840	3358.789	0.000	
ULB04	-16597.334	2751.225	0.000	-19652.594	3638.848	0.000	
ULB05	-14737.580	1583.543	0.000	-17792.840	2471.166	0.000	
ULB06	-16597.334	2751.225	0.000	-19652.594	2751.225	0.000	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-18540.128	7932.567	-20366.454	-8693.536	
ULB02	-15443.442	6642.281	-16081.358	-6908.079	
ULB03	-13842.962	6642.281	-17681.838	-6908.079	
ULB04	-13681.711	6642.281	-17843.089	-6908.079	
ULB05	-14320.701	6642.281	-17204.099	-6908.079	
ULB06	-17315.857	7422.454	-18672.346	-7987.658	

8. 코핑부 검토

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 2)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

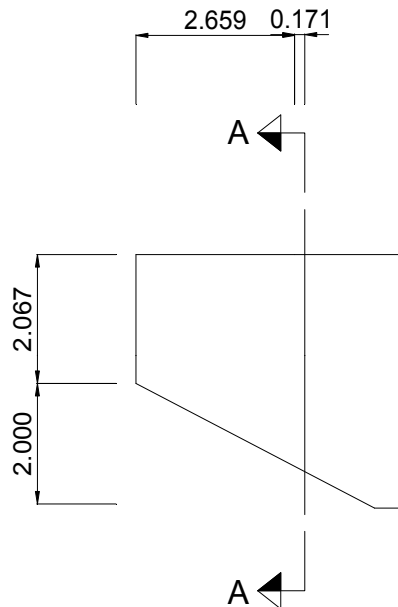
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3^2 / 4 = 7.069 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{7.069} = 2.659 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171 m (= 1.5 - 2.659 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7932.597 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 18540.128 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 18540.128 / 7932.597 = 2.337 \text{ m}$$

$$d = 4 - 0.115 = 3.886 \text{ m}$$

$$a/d = 2.337 / 3.8855 = 0.601 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.80, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2800.0	4000.0	3885.5	100.0	2966.2	7932.6

$$a = 2337 \text{ mm}, d = 3885.5 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.601) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2966.1 \geq 0.5 \times 3885.5 = 1942.75 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7932.597 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 18540.128 = 1586.519 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 18540.128 + 1586.519 \times (4.067 - 3.885) = 18828.081 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 3885.5 = 52221.120 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 3885.5 = 60924.640 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.8 \times 60924.64 = 51785.944 \text{ kN} \geq v_u (=7932.597 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75, \mu = 1.4 \lambda, \lambda = 1.0)$$

$$= 7932.597 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 18887.136 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (H - d) = 18540.128 + 1586.519 \times (4 - 3.885) = 18721.784 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y}$$

$$M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.}$$

$$d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}$$

$$A_f = \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}{385.5 - \sqrt{[3885.5^2 - 4 \times 18721784 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

$$A_f = \frac{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}{385.5 - \sqrt{[3885.5^2 - 4 \times 18721784 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

$$= 15267.465 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times V_u = 0.2 \times 7932.597 = 1586.519 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 1586.519 / (0.8 \times 400) = 4957.872 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 $(A_f + A_n)$ 과 $(2/3 A_{vf} + A_n)$ 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 20225.337 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d$$

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 3885.5$$

$$= 26110.560 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, d_1 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 20225.337 \text{ mm}^2, 26110.560 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (20225.337 - 4957.872) \\ = 7633.733 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : D19 - 5EA = 286.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 3885.5 = 2590.333 \text{ mm} \text{ 구간에 11단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(11.0단)} : D19 - 55 EA = 15757.500 \text{ mm}^2 \geq 7633.733 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K!!!}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 2.337 \text{ m} < 2d (= 7.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 = 1.1685 \text{ m} \quad (< 3.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - Vu = 215.745 \text{ kN}$$

부재번호 : 1 (I단 : 절점1, J단 : 절점2) 부재길이(L) : 1.600 m

$$Vui = 0 \text{ kN (I단)} \quad Vuj = 288.568 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 1.803 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리})$$

$$Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L \times (L_c - I \text{단 좌표}) \\ = 0 + (288.568 - 0) / 1.6 \times (1.803 - 0) \\ = 325.18 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	4674.0	3885.5	325.2	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = As \times fy = 34689.6 \times 400 = 13875840.000$$

$$C = 0.85 \times fck \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm}$$

$$\epsilon_y = fy / Es = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (3900 - 285.793) / 285.793 = 0.0379$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0, \quad As = 14216.300 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } As = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 2.440]$$

$$1\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \quad \text{적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00319$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!!$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 34689.6 \times 400 \times (3885.5 - 242.924 / 2) = 44394.811 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 242.924 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 18540.128 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 2.395]$$

★ 최대전단강도 검토

$$\Phi V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{(24)} / 6 \times 2800 \times 3885.5$$

$$= 33311.223 \text{ kN} \geq V_u (= 325.18 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{(24)} \times 2800 \times 3885.5 = 7550.544 \text{ kN}, \quad \Phi V_c / 2 = 3775.272 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 325.18 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 11.610]$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 8)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

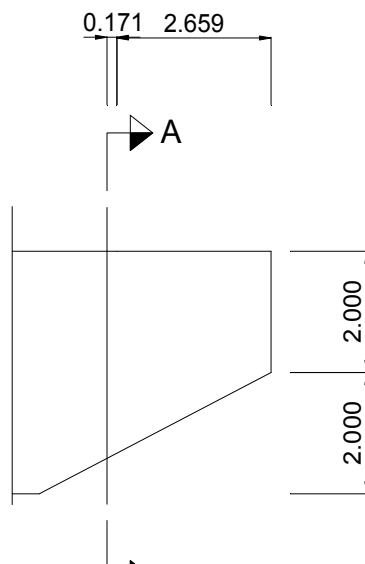
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3^2 / 4 = 7.069 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{7.069} = 2.659 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171 m (= 1.5 - 2.659 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 8693.536 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 20366.454 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 20366.454 / 8693.536 = 2.343 \text{ m}$$

$$d = 4 - 0.115 = 3.886 \text{ m}$$

$$a/d = 2.343 / 3.8855 = 0.603 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.80, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2800.0	4000.0	3885.5	100000.0	2914.0	8693.5

$$a = 2343 \text{ mm}, d = 3885.5 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.603) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2914 \text{ mm} \geq 0.5 \times 3885.5 = 1942.75 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 8693.536 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 20366.454 = 1738.707 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 20366.454 + 1738.707 \times (4 - 3.8855) = 20565.536 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 3885.5 = 52221.120 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 3885.5 = 60924.640 \text{ kN}$$

$$\phi V_{n_max} = 0.8 \times 60924.64 = 51785.944 \text{ kN} \geq v_u (=8693.536 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\phi_v = 0.75, \mu = 1.4 \lambda, \lambda = 1.0)$$

$$= 8693.536 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 20698.895 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = M_u + N_{uc} \times (H - d) = 20366.454 + 1738.707 \times (4 - 3.8855) = 20565.536 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{M_u}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$M_n = M_u / \phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.}$$

$$d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \phi)]}$$

$$A_f = \frac{M_u}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$Af = \frac{385.5 - \sqrt{[3885.5^2 - 4 \times 20565536 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}$$

$$= 16794.462 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$Nuc = 0.20 \times Vu = 0.2 \times 8693.536 = 1738.707 \text{ kN}$$

$$An = Nuc / (\Phi \times fy) = 1738707 / (0.8 \times 400) = 5433.459 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow As = 22227.921 \text{ mm}^2$$

$$As(\min) = 0.04 \times (fck / fy) \times b \times d$$

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 3885.5$$

$$= 26110.560 \text{ mm}^2$$

$$Use As = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm})$$

1단 : D29-14EA + D29-13EA , d1 = 100 mm

2단 : D29-14EA + D29-13EA , d1 = 200 mm

$$Use As \geq 22227.921 \text{ mm}^2, 26110.560 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (22227.921 - 5433.459)$$

$$= 8397.231 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (1단) : D19 - 5EA = 286.5 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3885.5 = 2590.333 mm 구간에 11단 설치

$$\blacktriangleright \text{사용철근량}(10.0\text{단}) : D19 - 55 EA = 15757.500 \text{ mm}^2 \geq 8397.231 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 2.343 \text{ m} < 2d (= 7.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 1.1715 \text{ m} \quad (< 3.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 211.286 \text{ kN}$$

부재번호 : 10 (I단 : 절점8, J단 : 절점 부재길이(L) : 1.600 m

$$Vui = 288.568 \text{ kN} \quad (I\text{단}) \quad Vuj = 0 \text{ kN} \quad (J\text{단})$$

검토위치(Lc) = 1.8 m (두부보 좌측단에서의 거리)

$$Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - I\text{단 좌표})$$

$$= 288.568 + (0 - 288.568) / 1.6 \times (1.8 - 9.4)$$

$$= 1659.266 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	4686.0	3885.5	1659.3	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 34689.6 \times 400 = 13875840.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (3900 - 285.793) / 285.793 = 0.0379$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 15636.979 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 2.218 \quad]$$

$$1\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00319$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!!$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 34689.6 \times 400 \times (3885.5 - 242.924 / 2) = 44394.811 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 242.924 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 20366.454 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 2.180 \quad]$$

★ 최대전단강도 검토

$$\Phi V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 3885.5$$

$$= 33311.223 \text{ kN} \geq V_u (= 1659.266 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 3885.5 = 7550.544 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 3775.272 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 1659.266 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 2.275 \quad]$$

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-17792.840	-20868.587	3514.710	3514.710	0.000	0.00088	축력최대
UL003	-17792.840	-17792.840	6762.353	14644.643	-1034.504	0.00268	모멘트최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	91886.660	20868.587	3514.710	4.403	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	53958.410	17792.840	14644.643	3.033	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_c = 0.65$, $\theta = 90.000$ 도 (중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	20868.587	3514.710	168.421

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum Pu \cdot \Delta / (Vu \cdot L_c)$$

$$= 20868.587 \times 0.0008783 / (0 \times 11.791)$$

$$= 0 \quad : \text{횡구속이 없는 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 11.791 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.000$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times Lu / r < 22$$

$$= 2 \times 7.791 / 0.75$$

$$= 20.776 \leq 22 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이(7.791 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= 3514.710 kN.m, M2= 3514.710 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = 1.000$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
20868.587 kN	3514.71 kN.m	168.421 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{인장지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 168.42 \text{ mm} \quad \therefore e = 168.42 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 141364.10 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 23808.70 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 91886.66 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 15475.65 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL003)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_c = 0.65, \theta = 90.000^\circ \text{ (중립축각도)}$$

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	17792.840	14644.643	823.060

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 17792.84 \times 0.00268 / (-1034.504 \times 11.791) \\
 &= 0.004 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 11.791 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.000$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$$

$$= 1 \times 7.791 / 0.75$$

$$= 10.388 \leq 28 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.791 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = 6762.353 \text{ kN.m}$, $M_2 = 14644.643 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.462$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17792.84 kN	14644.64 kN.m	823.06 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} : e_b \geq e \quad \text{..... 압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 822.92 \text{ mm} \approx e = 823.06 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 83012.94 \text{ kN}$$

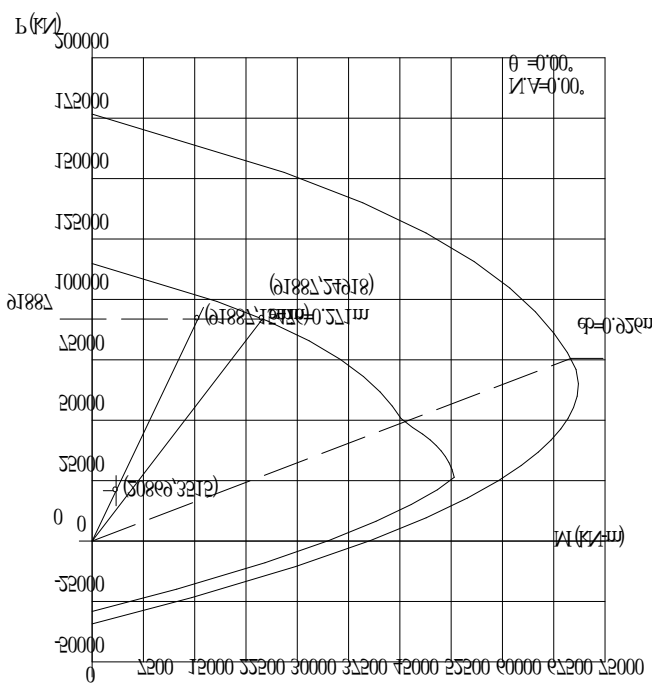
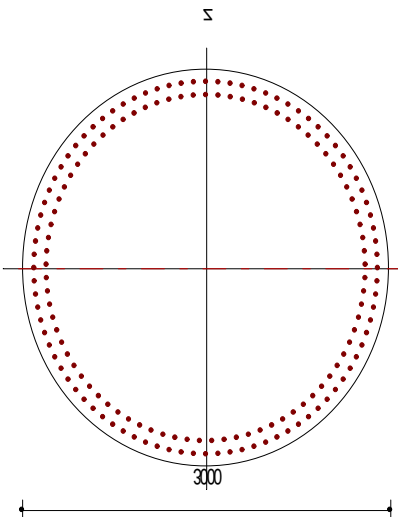
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 68312.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$\Phi P_n = 53958.41 \text{ kN} \geq P_u \quad \text{..... OK}$$

$$\Phi M_n = 44403.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \text{..... OK}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 3.976078 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 3.976078 \text{ m}^4$ $A_g = 7068583.47 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0121$ $P_u = 20868.59 \text{ kN}$ $M_u = 3514.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.926 \text{ m}$ $\Phi P_b = 49143.95 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 45517.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.168 \text{ m}$ $\Phi P_n = 91886.66 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 15475.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$

검토단면 중심 원형 하중조합 UL003	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 3.976078 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 3.976078 \text{ m}^4$ $A_g = 7068583.47 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0121$ $P_u = 17792.84 \text{ kN}$ $M_u = 14644.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.926 \text{ m}$ $\Phi P_b = 49143.95 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 45517.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.823 \text{ m}$ $\Phi P_n = 53958.41 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 44403.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$

9.2 교축방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-17792.840	-20868.587	3514.710	3514.710	0.000	0.00088	축력최대
UL004	-17792.840	-19652.594	2751.225	3638.848	0.000	0.00065	모멘트최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기동상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기동상단의 변위량

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	91886.660	20868.587	3514.710	4.403	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	91886.660	19652.590	3638.848	4.676	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_c = 0.65$, $\theta = 90.000$ 도 (중립축각도)

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	20868.587	3514.710	168.420

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum Pu \cdot \Delta / (Vu \cdot L_c)$$

$$= 20868.587 \times 0.0008783 / (0 \times 11.791)$$

$$= 0 \quad : \text{횡구속이 없는 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 11.791 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.000$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times Lu / r < 22$$

$$= 2 \times 7.791 / 0.75$$

$$= 20.776 \leq 22 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경(기동지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.791 m)

M1, M2 : 기동 양끝단 모멘트 (M1= 3514.710 kN.m, M2= 3514.710 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = 1.000$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
20868.587 kN	3514.71 kN.m	168.421 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 168.42 \text{ mm} \quad \therefore e = 168.42 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 141364.10 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 23808.70 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 91886.66 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 15475.65 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck} = 0 \text{ MPa}, f_y = 0 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_c = 0.65, \theta = 90.000 \text{ 도 (중립축각도)}$$

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	19652.590	3638.848	185.160

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 19652.59 \times 0.0006524 / (0 \times 11.791) \\
 &= 0 && : \text{횡구속이 없는 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 11.791 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.000$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r < 22$$

$$= 2 \times 7.791 / 0.75$$

$$= 20.776 \leq 22 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.791 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = 2751.225 \text{ kN.m}$, $M_2 = 3638.848 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.756$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
19652.59 kN	3638.85 kN.m	185.16

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

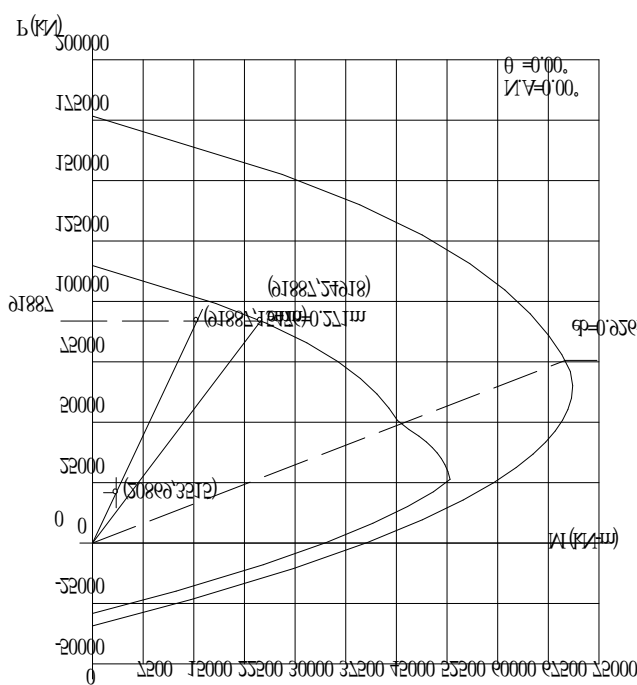
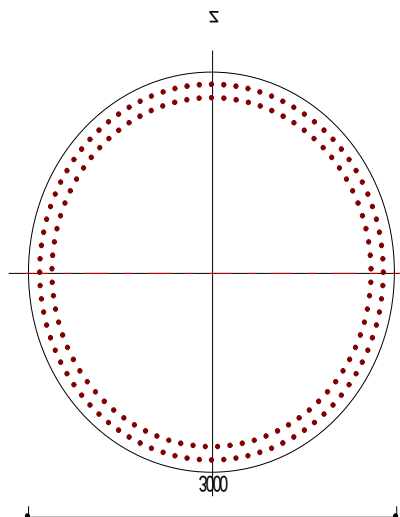
중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

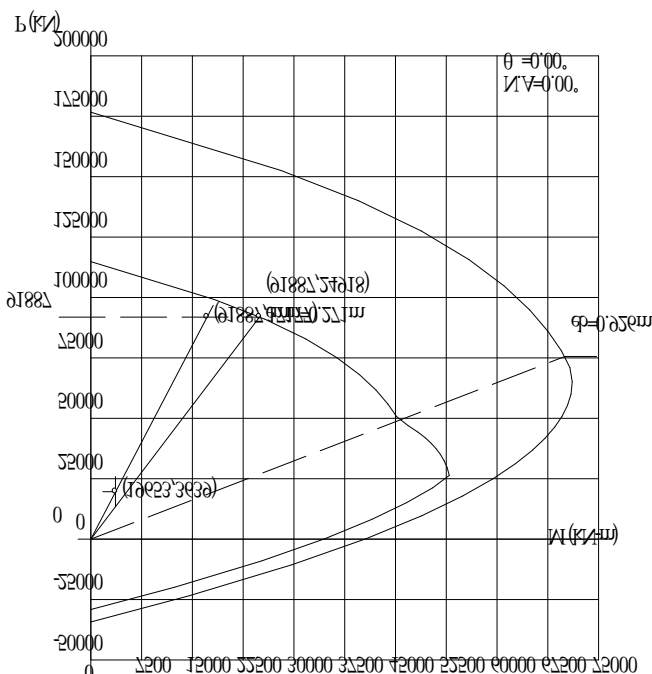
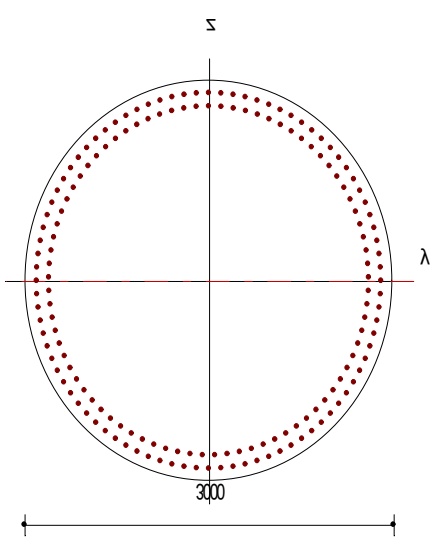
$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 186.94 \text{ mm} \quad \approx \quad e = 185.16 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 141364.10 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 26426.05 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 91886.66 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 17176.93 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건																																													
	<table><tr><td>f_{ck}</td><td>=</td><td>24.00 MPa</td></tr><tr><td>f_y</td><td>=</td><td>400.00 MPa</td></tr><tr><td>E_c</td><td>=</td><td>25811.01 MPa</td></tr><tr><td>E_s</td><td>=</td><td>200000.00 MPa</td></tr><tr><td>I_{yy}</td><td>=</td><td>3.976078 m⁴</td></tr><tr><td>I_{zz}</td><td>=</td><td>3.976078 m⁴</td></tr><tr><td>A_g</td><td>=</td><td>7068583.47 mm²</td></tr><tr><td>I_{ux}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>I_{uy}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>k_x</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>k_y</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>ρ</td><td>=</td><td>0.0121</td></tr><tr><td>P_u</td><td>=</td><td>20868.59 kN</td></tr><tr><td>M_u</td><td>=</td><td>3514.71 kN · m</td></tr><tr><td>θ</td><td>=</td><td>0.00 °</td></tr></table>	f_{ck}	=	24.00 MPa	f_y	=	400.00 MPa	E_c	=	25811.01 MPa	E_s	=	200000.00 MPa	I_{yy}	=	3.976078 m ⁴	I_{zz}	=	3.976078 m ⁴	A_g	=	7068583.47 mm ²	I_{ux}	=	-	I_{uy}	=	-	k_x	=	-	k_y	=	-	ρ	=	0.0121	P_u	=	20868.59 kN	M_u	=	3514.71 kN · m	θ	=	0.00 °
f_{ck}	=	24.00 MPa																																												
f_y	=	400.00 MPa																																												
E_c	=	25811.01 MPa																																												
E_s	=	200000.00 MPa																																												
I_{yy}	=	3.976078 m ⁴																																												
I_{zz}	=	3.976078 m ⁴																																												
A_g	=	7068583.47 mm ²																																												
I_{ux}	=	-																																												
I_{uy}	=	-																																												
k_x	=	-																																												
k_y	=	-																																												
ρ	=	0.0121																																												
P_u	=	20868.59 kN																																												
M_u	=	3514.71 kN · m																																												
θ	=	0.00 °																																												
	▪ 평형편심상태 <table><tr><td>e_b</td><td>=</td><td>0.926 m</td></tr><tr><td>ΦP_b</td><td>=</td><td>64265.17 kN</td></tr><tr><td>ΦM_b</td><td>=</td><td>59522.25 kN · m</td></tr></table> ▪ 작용편심에서의 설계강도 <table><tr><td>e</td><td>=</td><td>0.168 m</td></tr><tr><td>ΦP_n</td><td>=</td><td>91886.66 kN</td></tr><tr><td>ΦM_n</td><td>=</td><td>15475.65 kN · m</td></tr></table> ▪ 사용철근량 <table><tr><td>A_s</td><td>=</td><td>85632.30 mm²</td></tr></table>	e_b	=	0.926 m	ΦP_b	=	64265.17 kN	ΦM_b	=	59522.25 kN · m	e	=	0.168 m	ΦP_n	=	91886.66 kN	ΦM_n	=	15475.65 kN · m	A_s	=	85632.30 mm ²																								
e_b	=	0.926 m																																												
ΦP_b	=	64265.17 kN																																												
ΦM_b	=	59522.25 kN · m																																												
e	=	0.168 m																																												
ΦP_n	=	91886.66 kN																																												
ΦM_n	=	15475.65 kN · m																																												
A_s	=	85632.30 mm ²																																												

검토단면 총실 원형 하중조합 UL004	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 3.976078 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 3.976078 \text{ m}^4$ $A_g = 7068583.47 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0121$ $P_u = 19652.59 \text{ kN}$ $M_u = 3638.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.926 \text{ m}$ $\Phi P_b = 4914.95 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 45517.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.187 \text{ m}$ $\Phi P_n = 91886.66 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 17176.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$

9.3 합성부재력

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL001	-20868.587	3514.710	3514.710	4970.551	축력최대
UL003	-17792.84	3358.789	14644.643	15024.88	모멘트최대
UL004	-19652.594	3638.848	10976.858	11564.282	모멘트최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트
Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비 고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	91886.660	20868.587	4970.551	4.403	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	52666.280	17792.840	15024.880	2.960	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	67698.140	19652.594	11564.282	3.445	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
20868.59 kN	4970.55 kN.m	238.18 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} : P_u < 0 \dots\dots \text{인장지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 237.51 \text{ mm} \approx e = 238.18 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 141364.10 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 33574.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$\Phi P_n = 91886.66 \text{ kN} \geq P_u \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 21823.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \text{ Text} \dots\dots \text{OK}$$

② 축력최대 : (부재 9, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0121) \leq \rho_{ma} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17792.84 kN	15024.88 kN.m	844.43 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{인장지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 849.18 \text{ mm} \approx e = 844.43 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 81025.04 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 688045.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$\Phi P_n = 52666.28 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 44722.93 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

③ 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0121) \leq \rho_{ma} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
19652.59 kN	11564.28 kN.m	588.44 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{인장지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 588.76 \text{ mm} \approx e = 588.44 \text{ mm}$$

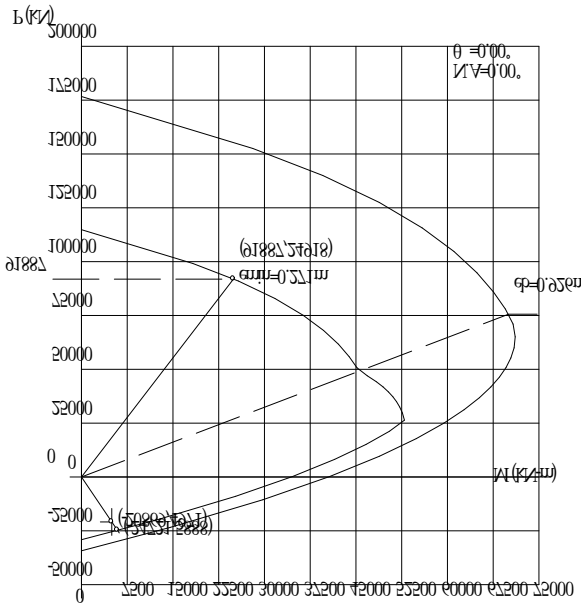
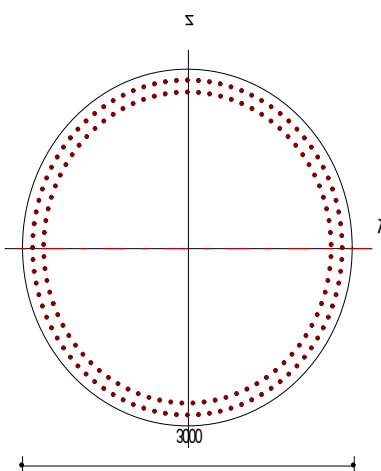
$$P_n = C_c + C_s + T_s = 104150.98 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 61319.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$\Phi P_n = 67698.14 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

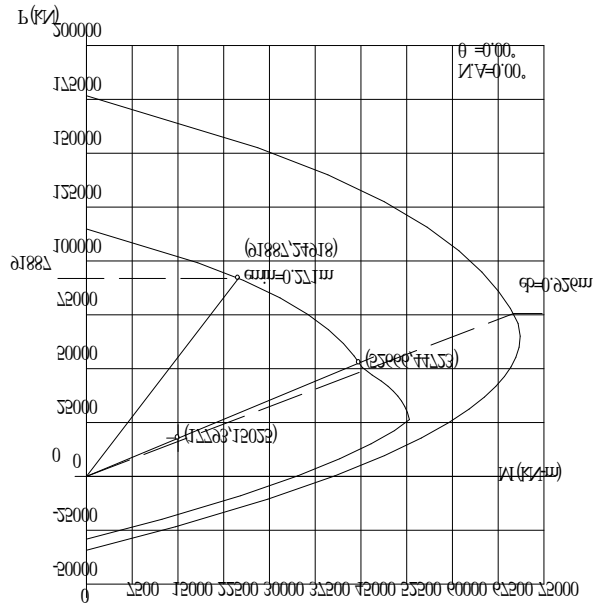
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 3.976078 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 3.976078 \text{ m}^4$ $A_g = 7068583.47 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0121$ $P_u = 20868.59 \text{ kN}$ $M_u = 4970.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.926 \text{ m}$ $\Phi P_b = 64265.17 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 59522.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.238 \text{ m}$ $\Phi P_n = 24720.53 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 5888.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$

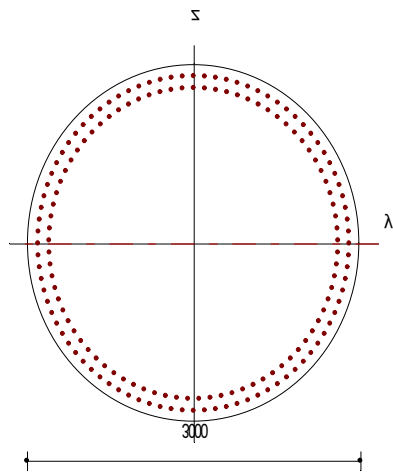
검토단면 총실 원형

하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	3.976078 m ⁴
I_{zz}	=	3.976078 m ⁴
A_g	=	7068583.47 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0121
P_u	=	17792.84 kN
M_u	=	15024.88 kN · m
θ	=	0.00 °



- 평형편심상태
 - e_b = 0.926 m
 - ΦP_b = 49143.95 kN
 - ΦM_b = 45517.02 kN · m
- 작용편심에서의 설계강도
 - e = 0.849 m
 - ΦP_n = 52666.28 kN
 - ΦM_n = 44722.93 kN · m
- 사용철근량
 - A_s = 85632.30 mm²

