

P4-대구방향 구조계산서

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

- | | |
|------------|-------------|
| 1) 구 조 형 식 | : H형 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 | |

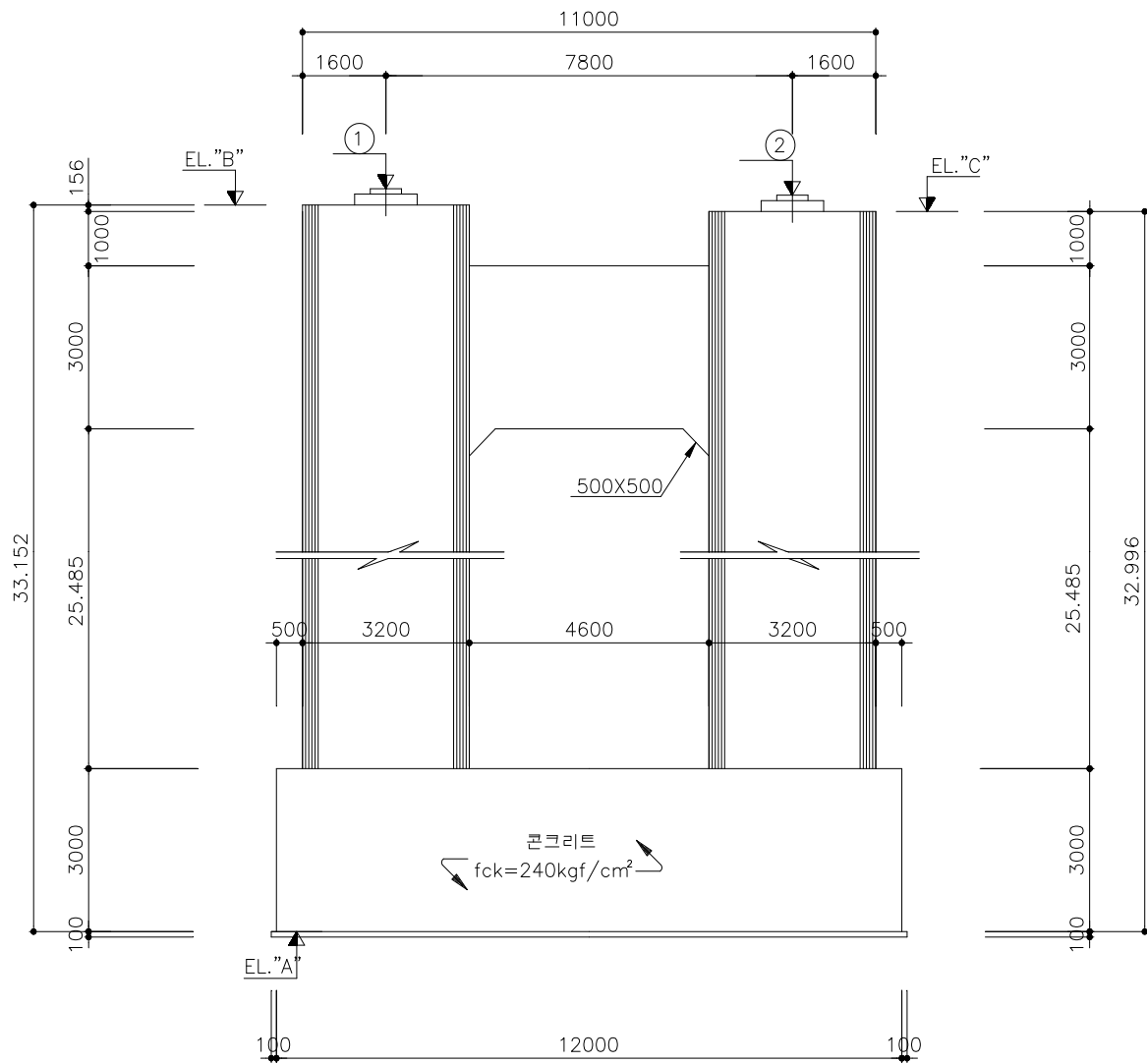
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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	-4437.366	-629.426
2	-4572.564	-782.879
계	-9009.930	-1412.305

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.15 / 3.85 = 3.156 \quad \therefore W1 = (4.0 - 0.2 \times (B / D)) \times D, D \geq 6.0$$

$$W1 = (4.0 - 0.2 \times 3.156) \times 3.85 = 12.970 \text{ kN/m} \geq 6.0$$

$$P1 = 12.97 \times (55 + 55) / 3 \times \sin 90 = 713.35 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.85 / 2 + 0.4 = 2.325 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 713.35 \times 2.325 = 1658.54 \text{ kN.m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3 \times 4.665 \times 2.8 = 39.186 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 = 7.800 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 / 2 = 3.900 \text{ kN/m (풍하측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재하 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 153.945 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 3.2 = 9.600 \text{ kN/m}$$

※ 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]

$$Ph = 1.5 \times (55 + 55) / 2 \times \sin 90.0 = 82.500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.38 + 1.500 + 4.665 / 2 = 7.213 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 82.5 \times 7.213 = 595.073 \text{ kN.m}$$

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

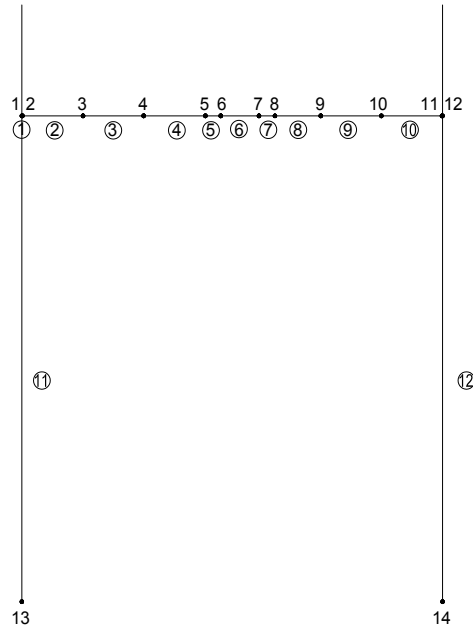
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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	29.485	8	6.200	29.485
2	0.015	29.485	9	7.815	29.485
3	1.600	29.485	10	9.400	29.485
4	3.185	29.485	11	10.985	29.485
5	4.800	29.485	12	11.000	29.485
6	5.200	29.485	13	0.015	0.000
7	5.800	29.485	14	10.985	0.000

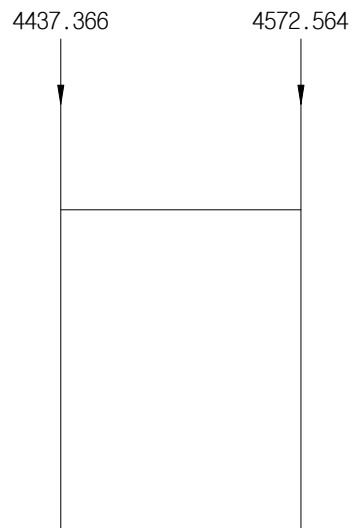
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.600	4.600	11.960	2.108947	6.737467	
②	3.200	2.600	8.320	4.569240	6.917932	
③	3.200	2.600	8.320	4.569240	6.917932	

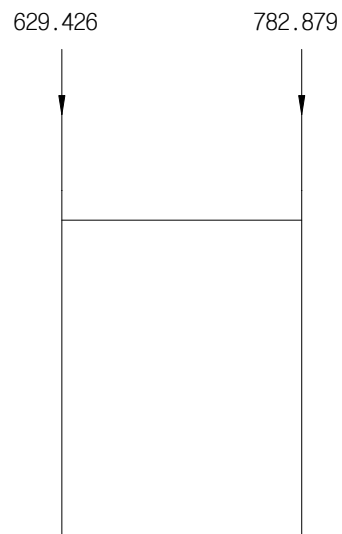
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



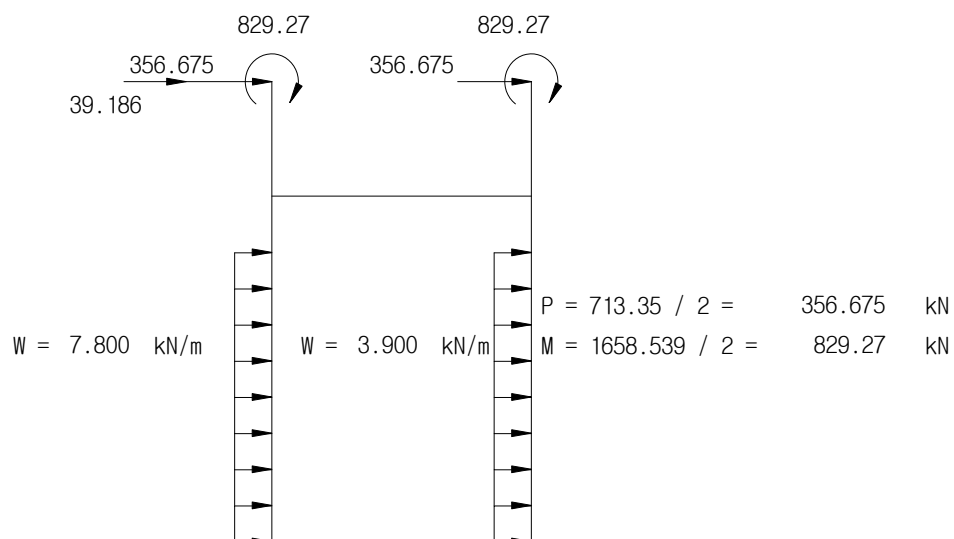
② 활하중 : 만재하시 (L1)



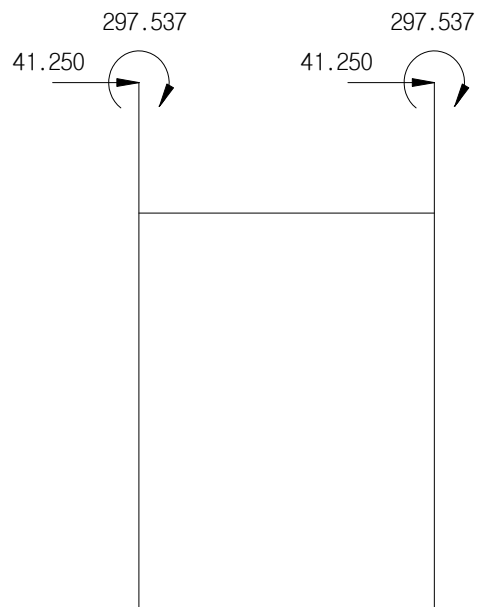
2) 수평하중

① 교축직각 방향

② 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

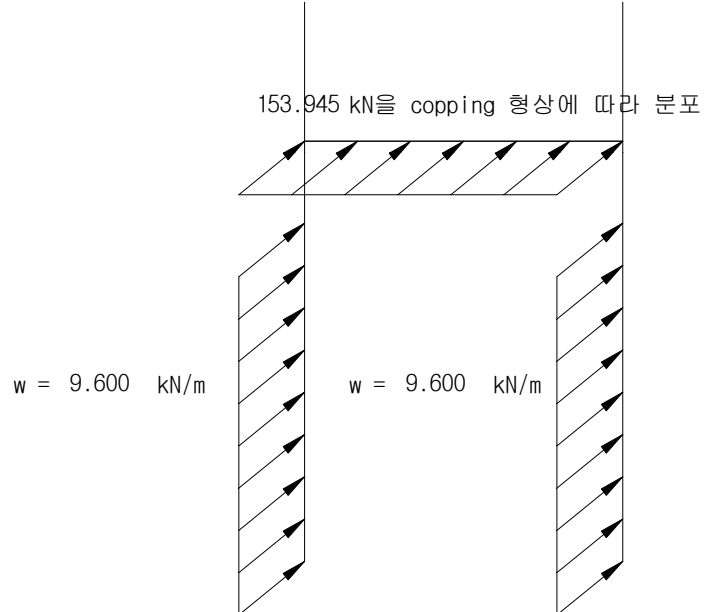


$$P = 82.5 / 2 = 41.250 \text{ kN}$$

$$M = 595.073 / 2 = 297.537 \text{ kN}$$

② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 12

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5980.610	412.091	21.446	-12056.500	-183.575	21.446	
L	21.446	16.368	-7085.300	21.446	16.368	-7085.300	
W-L0	0.000	309.950	-181.955	0.000	5363.710	-181.955	
W-TR	1811.370	-5454.960	-359.107	1811.370	7527.740	-575.750	
WL	224.259	-500.937	-40.944	224.259	636.271	-40.944	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6213.770	-359.125	-21.446	-12289.700	234.945	-21.446	
L	-778.699	16.431	7085.290	-778.699	16.235	7085.290	
W-L0	0.000	325.761	-181.841	0.000	5362.810	-181.841	
W-TR	-1811.370	-5680.300	-521.761	-1811.370	7276.400	-413.729	
WL	-22.426	-509.025	-41.556	-22.426	642.092	-41.556	

③ 연결보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	1004.580	-150.483	1069.284	26.232	1048.876	620.299	
L	1007.364	-146.272	1067.857	30.443	1038.964	624.510	
W-L0	4452.133	1401.259	1394.351	1577.974	2260.001	2172.041	
W-TR	1004.580	-150.483	1069.284	26.232	1048.876	620.299	
WL	4452.133	1401.259	1394.351	1577.974	2260.001	2172.041	

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-5959.164	428.459	-7063.854	-12035.054	-167.207	-7063.854	
SVB02	-5980.610	412.091	21.446	-12056.500	-183.575	21.446	
SVB03	-4169.240	-5042.869	-337.661	-10245.130	7344.165	-554.304	
SVB04	-4829.220	-2799.958	-7284.351	-10905.110	4232.934	-7392.673	
SVB05	-4850.666	-2816.326	-199.051	-10926.556	4216.566	-307.373	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6992.469	-342.694	7063.844	-13068.399	251.180	7063.844	
L	-6213.770	-359.125	-21.446	-12289.700	234.945	-21.446	
W-L0	-8025.140	-6039.425	-543.207	-14101.070	7511.345	-435.175	
W-TR	-7920.580	-3691.869	6761.407	-13996.510	4531.472	6815.423	
WL	-7141.881	-3708.300	-323.883	-13217.811	4515.237	-269.867	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-5959.164	428.459	-7063.854	-12035.054	-167.207	-7063.854	
SVB02	-5980.610	412.091	21.446	-12056.500	-183.575	21.446	
SVB03	-4169.240	-5042.869	-337.661	-10245.130	7344.165	-554.304	
SVB04	-5053.479	-2299.021	-7243.407	-11129.369	3596.663	-7351.729	
SVB05	-5074.925	-2315.389	-158.107	-11150.815	3580.295	-266.429	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6992.469	-342.694	7063.844	-13068.399	251.180	7063.844	
L	-6213.770	-359.125	-21.446	-12289.700	234.945	-21.446	
W-L0	-8025.140	-6039.425	-543.207	-14101.070	7511.345	-435.175	
W-TR	-7898.154	-3182.844	6802.963	-13974.084	3889.380	6856.979	
WL	-7119.455	-3199.275	-282.327	-13195.385	3873.145	-228.311	

3) 두부보

③ 연결보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	2011.944	-296.755	2137.141	56.675	2087.840	1244.809	
SV002	1004.580	-150.483	1069.284	26.232	1048.876	620.299	
SV003	2009.160	-300.966	2138.568	52.464	2097.752	1240.598	
SV004	2011.944	-296.755	2137.141	56.675	2087.840	1244.809	
SV005	2009.160	-300.966	2138.568	52.464	2097.752	1240.598	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기동 : 부재번호 12

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-7728.683	570.909	-15205.515	-15627.340	-203.457	-15205.515	
ULB02	-7774.793	535.718	27.880	-15673.450	-238.648	27.880	
ULB03	-5420.012	-6555.730	-438.959	-13318.669	9547.415	-720.595	
ULB04	-6277.986	-3639.946	-9469.656	-14176.643	5502.814	-9610.474	
ULB05	-6305.866	-3661.224	-258.766	-14204.523	5481.536	-399.584	
ULB06	-7746.913	556.997	-9183.010	-15645.570	-217.369	-9183.010	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9752.104	-431.536	15205.493	-17650.813	340.333	15205.493	
ULB02	-8077.901	-466.863	-27.880	-15976.610	305.429	-27.880	
ULB03	-10432.682	-7851.253	-706.169	-18331.391	9764.749	-565.728	
ULB04	-10296.754	-4799.430	8789.829	-18195.463	5890.913	8860.050	
ULB05	-9284.445	-4820.790	-421.048	-17183.154	5869.808	-350.827	
ULB06	-9090.210	-445.502	9182.997	-16988.919	326.533	9182.997	

2) 교축방향

① 기동 : 부재번호 12

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-7728.683	570.909	-15205.515	-15627.340	-203.457	-15205.515	
ULB02	-7774.793	535.718	27.880	-15673.450	-238.648	27.880	
ULB03	-7774.793	938.653	-208.661	-15673.450	6734.176	-208.661	
ULB04	-7746.913	758.464	-9301.281	-15645.570	3269.042	-9301.281	
ULB05	-7774.793	737.186	-90.391	-15673.450	3247.764	-90.391	
ULB06	-7746.913	556.997	-9183.010	-15645.570	-217.369	-9183.010	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9752.104	-431.536	15205.493	-17650.813	340.333	15205.493	
ULB02	-8077.901	-466.863	-27.880	-15976.610	305.429	-27.880	
ULB03	-8077.901	-43.373	-264.273	-15976.610	7277.082	-264.273	
ULB04	-9090.210	-233.758	9064.800	-16988.919	3812.360	9064.800	
ULB05	-6569.522	-2776.983	-9534.626	-14468.179	8161.488	-9675.444	
ULB06	-9090.210	-445.502	9182.997	-16988.919	326.533	9182.997	

3) 두부보

③ 연결보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	3471.787	-510.113	3685.962	99.554	3597.311	2149.085	
SV002	1305.954	-195.628	1390.069	34.102	1363.539	806.389	
SV003	2611.908	-391.256	2780.138	68.203	2727.078	1612.777	
SV004	5505.794	519.563	3686.467	1093.886	4196.078	3024.604	
SV005	1958.931	-293.442	2085.104	51.152	2045.308	1209.583	
SV006	2615.527	-385.782	2778.283	73.678	2714.192	1618.252	

f-ε 곡선계수 : $n \epsilon = 2.000$ $\epsilon_{co} = 0.00200$ $\epsilon_{cu} = 0.00330$
 $\alpha = 0.798$ $\beta = 0.412$
최 소 철근비 : $\rho_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$

계수 모멘트 $M_u = 1847.992 \text{ KN} \cdot \text{m}$ 계수 전단력 $V_u = 2182.404 \text{ KN}$
단면의 두께 $H = 3000.000 \text{ mm}$ 단 면 폭 $B = 2000.000 \text{ mm}$
유 효 깊 이 $D = 2900.000 \text{ mm}$ 피 복 두 께 $D_c = 100.000 \text{ mm}$

▷ 휨모멘트 검토

사용철근량 $A_{s,use} = H29 @ 100.00 \text{ mm}$ ($D_c = 100.00 \text{ mm}$)
+ H29 @ 100.00 mm ($D_c = 100.00 \text{ mm}$)
= 25696.000 mm² $\therefore P = A_s/(B \cdot D) = 0.00443$

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요중립축깊이 $c = 30.242 \text{ mm}$ 로 가정

$$A_s = M_u / \{\phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c)\} = 1777.741 \text{ mm}^2$$

$$c = (A_s \cdot \phi_s \cdot f_y) / (\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} \cdot B) = 30.242 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 0.K}$$

$$\rho_{req} = [M_u / \{\phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c)\}] / (B \cdot D) = 0.00031 \Rightarrow 4/3 \rho_{req} = 0.00041$$

$$\therefore \text{필요철근량 } A_{s,req} = \rho_{req} \times (B \cdot D) = 1777.741 \text{ mm}^2 \leq \text{사용철근량} \dots 0.K$$

$$\text{철근비검토 : } \rho_{min} \leq \rho \quad \dots \therefore 0.K$$

- 허용최대중립축 및 인장철근 변형률 검토

$$c_{max} = (\delta \cdot \epsilon_{cu} / 0.0033 - 0.6) \times D = 1160.000 \text{ mm}$$

...여기서 δ (재분배 후 모멘트율) = 1.000

$$c = (A_s \cdot \phi_s \cdot f_y) / (\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} \cdot B) = 437.122 \text{ mm} \leq 1160.000 \text{ mm} \dots \therefore 0.K$$

$$\epsilon_{yd} = \phi_s \cdot f_y / E_s = 0.0018 \quad (\text{철근 설계항복변형률})$$

$$\epsilon_s = (d - c) / c \times \epsilon_{cu} = 0.0186 \geq \epsilon_{yd} = 0.0018 \dots \therefore \text{항복가정 } \bigcirc$$

- 휨강도 검토

$$M_r = A_s \cdot \phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c) = 25,161,560,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 25161.558 \text{ KN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1847.992 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots \therefore 0.K \quad (S.F = 13.616)$$

▷ 전단력 검토

- 전단강도 검토

$$\kappa = 1 + \sqrt{(200/D)} = 1.263 \leq 2.0$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times 0.3 \times (f_{ck} + \Delta f)^{2/3} = 1.936 \text{ MPa}$$

$$V_c = [0.85 \phi_c \cdot \kappa \cdot (p f_{ck})^{1/3} + 0.15 f_n] \cdot B \cdot D / 1000 = 1916.814 \text{ KN}$$

$$V_{cd,min} = (0.4 \phi_c \cdot f_{ctk} + 0.15 f_n) \cdot B \cdot D / 1000 = 2920.066 \text{ KN}$$

$$\therefore V_{cd} = \max(V_c, V_{cd,min}) = 2920.066 \text{ KN} \geq V_u = 2182.404 \text{ KN} \dots \therefore \text{전단철근 필요없음.}$$

$$(S.F = 1.338)$$

8.3 연결보의 설계 : 우측 (절점 9)

▷ 검토 조건

재 료 강 도 : $f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$ $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
 재료저항계수 : $\phi_c = 0.650$ $\phi_s = 0.90$
 f-ε 곡선계수 : $n \varepsilon = 2.000$ $\varepsilon_{co} = 0.00200$ $\varepsilon_{cu} = 0.00330$
 $\alpha = 0.798$ $\beta = 0.412$
 최 소 철근비 : $\rho_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00350$

계수 모멘트 $M_u = 2842.299 \text{ KN} \cdot \text{m}$ 계수 전단력 $V_u = 2954.691 \text{ KN}$
 단면의 두께 $H = 3000.000 \text{ mm}$ 단 면 폭 $B = 2000.000 \text{ mm}$
 유효 깊이 $D = 2900.000 \text{ mm}$ 피 복 두 께 $D_c = 100.000 \text{ mm}$

▷ 휨모멘트 검토

사용철근량 $A_{s,use} = H29 @ 100.00 \text{ mm}$ ($D_c = 100.00 \text{ mm}$)
 + H29 @ 100.00 mm ($D_c = 100.00 \text{ mm}$)
 = 25696.000 mm^2 $\therefore \rho = A_s / (B \cdot D) = 0.00443$

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요중립축깊이 $c = 46.622 \text{ mm}$ 로 가정
 $A_s = M_u / \{\phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c)\} = 2740.652 \text{ mm}^2$
 $c = (A_s \cdot \phi_s \cdot f_y) / (\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} \cdot B) = 46.622 \text{ mm}$ $\therefore$ 가정과 비슷함 0.K
 $\rho_{req} = [M_u / \{\phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c)\}] / (B \cdot D) = 0.00047 \Rightarrow 4/3 \rho_{req} = 0.00063$
 $\therefore$ 필요철근량 $A_{s,req} = \rho_{req} \times (B \cdot D) = 2740.652 \text{ mm}^2 \leq$ 사용철근량...0.K
 철근비검토 : $\rho_{min} \leq \rho$ $\therefore$ 0.K

- 허용최대중립축 및 인장철근 변형률 검토

$c_{max} = (\delta \cdot \varepsilon_{cu} / 0.0033 - 0.6) \times D = 1160.000 \text{ mm}$
 ...여기서 δ (재분배 후 모멘트율) = 1.000
 $c = (A_s \cdot \phi_s \cdot f_y) / (\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} \cdot B) = 437.122 \text{ mm} \leq 1160.000 \text{ mm}$... $\therefore$ 0.K
 $\varepsilon_{yd} = \phi_s \cdot f_y / E_s = 0.0018$ (철근 설계항복변형률)
 $\varepsilon_s = (d - c) / c \times \varepsilon_{cu} = 0.0186 \geq \varepsilon_{yd} = 0.0018$... $\therefore$ 항복가정 ○

- 휨강도 검토

$M_r = A_s \cdot \phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c) = 25,161,560,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$
 = $25161.558 \text{ KN} \cdot \text{m} \geq M_u = 2842.299 \text{ KN} \cdot \text{m}$... $\therefore$ 0.K (S.F = 8.853)

▷ 전단력 검토

- 전단강도 검토

$\kappa = 1 + \sqrt{(200/D)} = 1.263 \leq 2.0$
 $f_{ctk} = 0.7 \times 0.3 \times (f_{ck} + \Delta f)^{2/3} = 1.936 \text{ MPa}$
 $V_c = [0.85 \phi_c \cdot \kappa \cdot (p f_{ck})^{1/3} + 0.15 f_n] B \cdot D / 1000 = 1916.814 \text{ KN}$
 $V_{cd,min} = (0.4 \phi_c \cdot f_{ctk} + 0.15 f_n) B \cdot D / 1000 = 2920.066 \text{ KN}$
 $\therefore V_{cd} = \max(V_c, V_{cd,min}) = 2920.066 \text{ KN} < V_u = 2954.691 \text{ KN}$... $\therefore$ 전단철근 필요.

사용 전단철근량 $A_v,use = H19 \times 2.00 \text{ ea/m} = 573.000 \text{ mm}^2$ (간격 $s = 250.0 \text{ mm}$)

$z = 0.9 D = 2610.000 \text{ mm}$

$\theta = 30.0^\circ$ (콘크리트 스트럿과 주인장철근의 경사각)

$\alpha = 90.0^\circ$ (전단철근과 부재축의 경사각)

$v = 0.6 (1 - f_{ck}/250) = 0.542$

$V_d' = (\phi_s \cdot f_y \cdot A_v \cdot z / s) \times \cot \theta / 1000 = 3730.081 \text{ KN}$

$V_{d,max} = (v \phi_c f_{ck} B z) / (\cot \theta + \tan \theta) / 1000 = 19125.614 \text{ KN} \geq V_d'$

$\therefore V_d = \min(V_d', V_{d,max}) = 3730.081 \text{ KN} \geq V_u = 2954.691 \text{ KN}$... $\therefore$ 0.K (S.F = 1.262)

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	-12289.700	-17650.813	-431.536	340.333	15205.493	0.00017	축력최대
UL003	-12289.700	-18331.391	-7851.253	9764.749	-565.728	0.00784	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	106661.970	17650.813	340.333	6.043	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	84242.980	18331.391	9764.749	4.596	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, 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	17650.813	340.333	19.280

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 17650.813 \times 0.0001658 / (15205.493 \times 29.485)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 29.485 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 1.000$

세장비 $\lambda = k \times Lu / r \leq 34 - 12 (M1/M2)$

$$= 1 \times 25.485 / 0.55$$

$$= 46.336 \leq 49 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경 (기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이 (25.485 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1 = -431.536 kN.m, M2 = 340.333 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -1.268$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17650.813 kN	340.333 kN.m	19.280 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 19.28 \text{ mm} \quad \therefore e = 19.28 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 164095.34 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 3163.99 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 106661.97 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 2056.60 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉔ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	18331.391	9764.749	532.680

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 18331.391 \times 0.007843 / (-565.728 \times 29.485) \\
 &= 0.009 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 29.485 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 1.000$

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

$$= 1 \times 25.485 / 0.55$$

$$= 46.336 > 44 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경 (기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이 (25.485 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -7851.253 \text{ kN.m}$, $M_2 = 9764.749 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.804$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0112) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
18331.391 kN	9764.749 kN.m	532.680 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} : e_b \geq e \quad \text{..... 압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 531.35 \text{ mm} \approx e = 532.68 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 129604.58 \text{ kN}$$

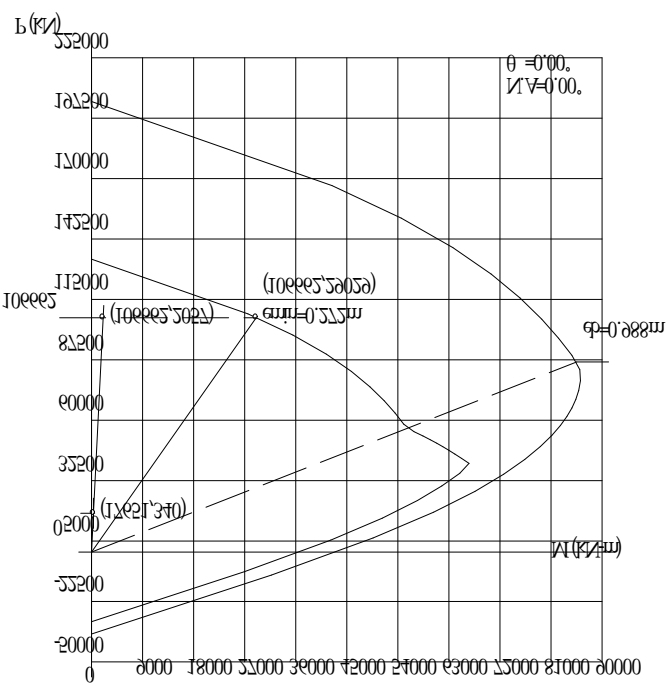
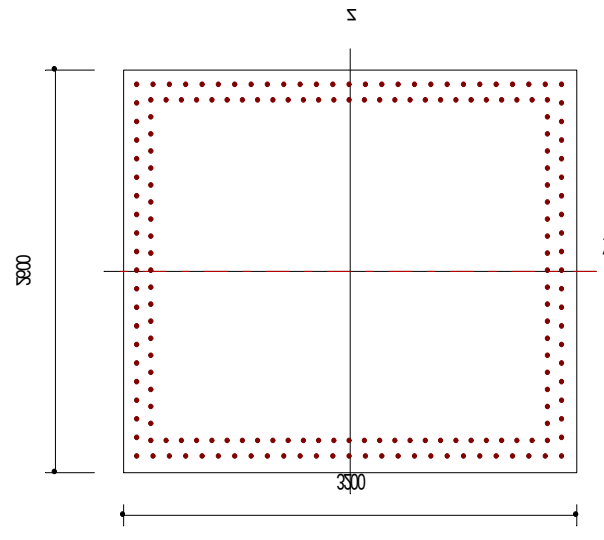
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 68865.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 84242.98 \text{ kN} \geq P_u \quad \text{..... OK}$$

$$\Phi M_n = 44762.70 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \text{..... OK}$$

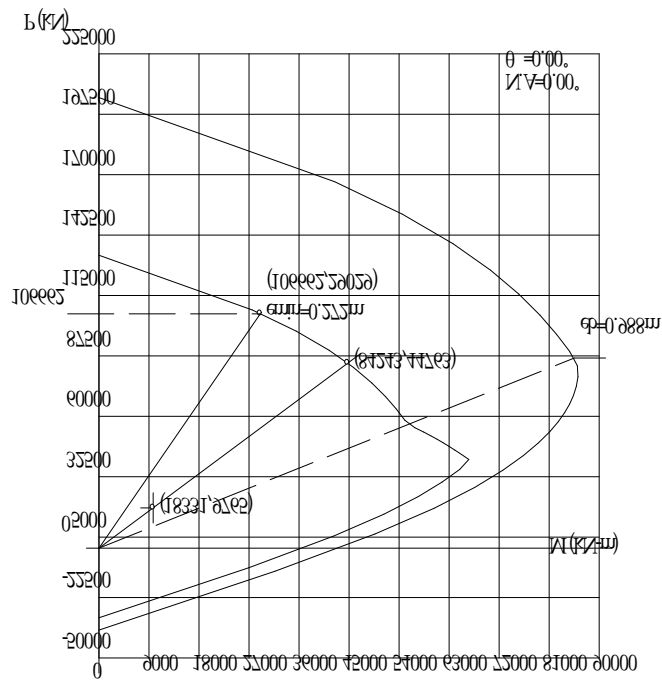
4) PM 상관도

검토단면 총실 사각형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 4.686933 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 7.099733 \text{ m}^4$ $A_g = 8320000.00 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0112$ $P_u = 17650.81 \text{ kN}$ $M_u = 340.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.988 \text{ m}$ $\Phi P_b = 56261.37 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 55595.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.019 \text{ m}$ $\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 2056.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 93232.80 \text{ mm}^2$

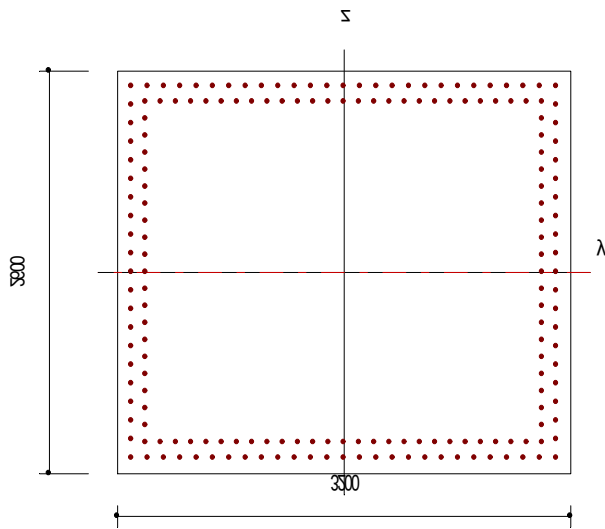
검토단면 총실 사각형

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}	=	4.686933 m ⁴
I_{zz}	=	7.099733 m ⁴
A_g	=	8320000.00 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0112
P_u	=	18331.39 kN
M_u	=	9764.75 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태	
e_b	= 0.988 m
ΦP_b	= 56261.37 kN
ΦM_b	= 55595.68 kN · m
■ 작용편심에서의 설계강도	
e	= 0.531 m
ΦP_n	= 84242.98 kN
ΦM_n	= 44762.70 kN · m
■ 사용철근량	
A_s	= 93232.80 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	-12289.700	-17650.813	-496.952	380.327	15205.493	0.00000	축력최대
UL003	-12289.700	-15976.610	-43.373	7277.082	-264.273	0.01713	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	106661.970	17650.813	380.327	6.043	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	90647.190	15976.610	7277.082	5.674	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, 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	17650.813	380.327	21.550

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 17650.813 \times 0 / (15205.493 \times 29.485)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 29.485 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 1.000$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times Lu / r \leq 34 - 12 (M1/M2)$$

$$= 1 \times 25.485 / 0.55$$

$$= 46.336 \leq 50 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경(기동지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이(25.485 m)

M1, M2 : 기동 양끝단 모멘트 (M1= -496.952 kN.m, M2= 380.327 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -1.307$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17650.813 kN	380.327 kN.m	21.550 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 21.55 \text{ mm} \quad \therefore e = 21.55 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 164095.34 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 3535.81 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 106661.97 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 2298.28 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉑ 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	15976.610	7277.082	455.480

㉒ 압축부재의 장주효과

㉓ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 15976.61 \times 0.01713 / (-264.273 \times 29.485) \\
 &= 0.035 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 29.485 m)

㉔ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 1.000$

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

$$= 1 \times 25.485 / 0.55$$

$$= 46.336 > 34 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.550$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이(25.485 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -43.373 \text{ kN.m}$, $M_2 = 7277.082 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.006$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0112) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
15976.610 kN	7277.082 kN.m	455.480 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 453.01 \text{ mm} \quad \approx \quad e = 455.48 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 139457.22 \text{ kN}$$

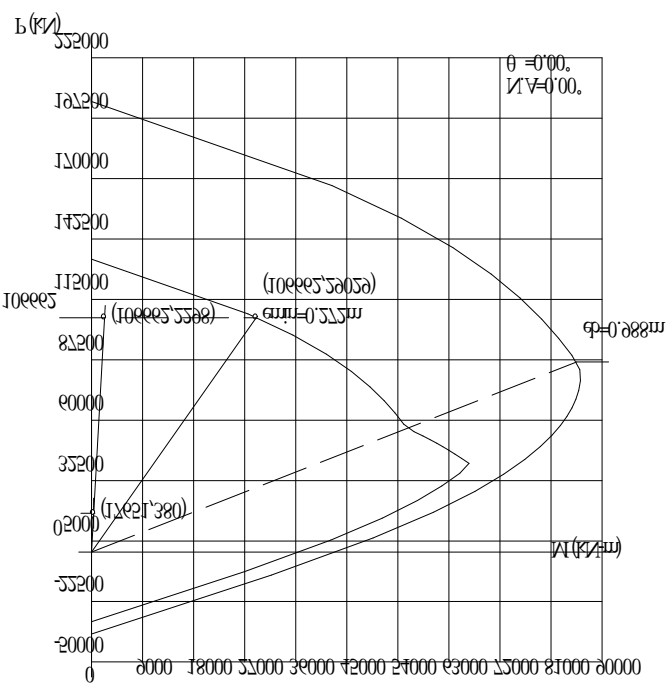
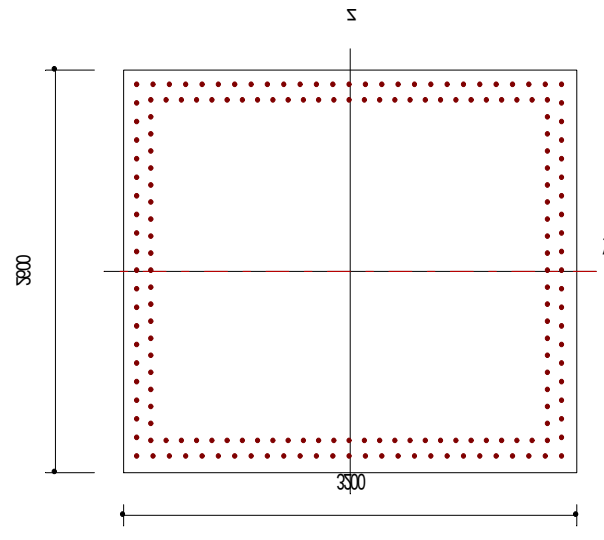
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 63174.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 90647.19 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 41063.74 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

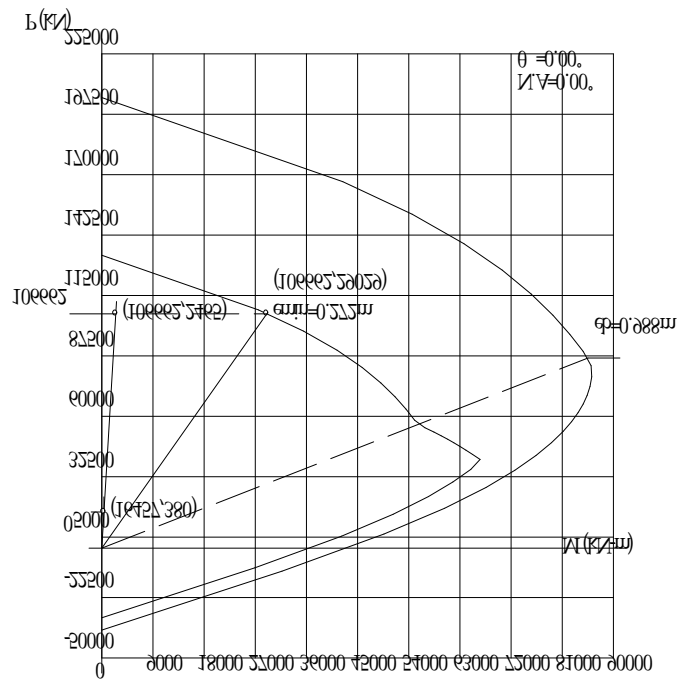
4) PM 상관도

검토단면 총실 사각형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 4.686933 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 7.099733 \text{ m}^4$ $A_g = 8320000.00 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0112$ $P_u = 17650.81 \text{ kN}$ $M_u = 380.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.988 \text{ m}$ $\Phi P_b = 56261.37 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 55595.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.022 \text{ m}$ $\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 2298.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 93232.80 \text{ mm}^2$

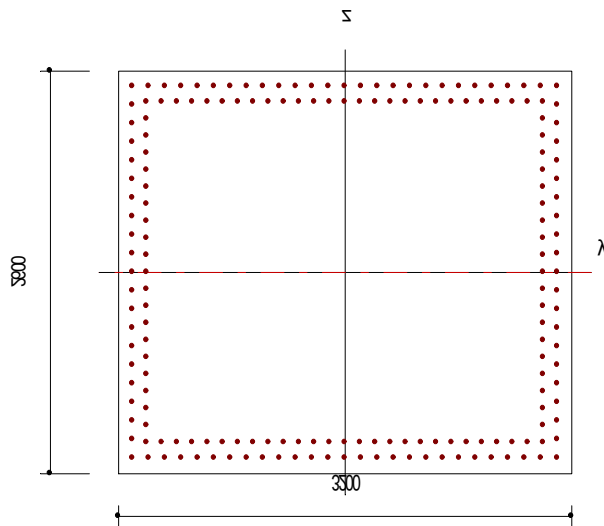
검토단면 총실 사각형

하중조합 UL005

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	4.686933 m ⁴
I_{zz}	=	7.099733 m ⁴
A_g	=	8320000.00 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0112
P_u	=	16456.83 kN
M_u	=	380.33 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태	
e_b	= 0.988 m
ΦP_b	= 56261.37 kN
ΦM_b	= 55595.68 kN · m
■ 작용편심에서의 설계강도	
e	= 0.023 m
ΦP_n	= 106661.97 kN
ΦM_n	= 2465.02 kN · m
■ 사용철근량	
A_s	= 93232.80 mm ²

9.3 합성부재력

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL001	17650.813	340.333	340.333	481.304	축력최대
UL003	-18331.391	7277.082	9764.749	12178.105	모멘트최대
UL003	-15976.61	7277.082	9764.749	12178.105	모멘트최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	106661.970	17650.813	481.304	6.043	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	74443.720	18331.391	12178.105	4.061	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	68224.830	15976.610	12178.105	4.270	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2x[(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0112) \leq \rho_{ma:} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17650.813 kN	481.304 kN.m	27.270 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 27.27 \text{ mm} \quad \therefore e = 27.27 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 164095.34 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 4474.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 2908.47 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0112) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉟ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
18331.391 kN	12178.105 kN.m	664.330 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㊱ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 663.87 \text{ mm} \quad \therefore e = 664.33 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 114528.80 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 76032.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 74443.72 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 49420.91 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

③ 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $2 \times [(H25-27EA) + (H25-19EA)]$ ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 93232.80 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0112) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉟ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
15976.610 kN	12178.105 kN.m	762.250 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1500.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 86555.95 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 85531.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 988.17 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㊱ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 759.87 \text{ mm} \quad \therefore e = 762.25 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 104961.28 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 79756.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

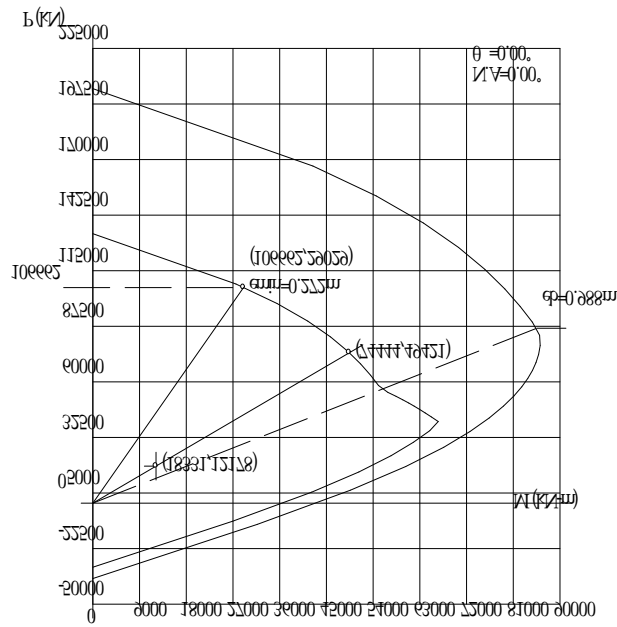
$$\Phi M_n = 51841.66 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots \text{OK}$$

4) PM 상관도

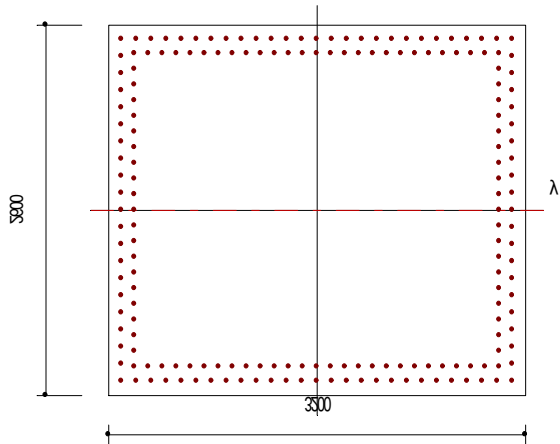
검토단면 총실 사각형 하중조합 UL001	검토 조건
$\theta = 0.00^\circ$ $M/V = 0.00$	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 4.686933 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 7.099733 \text{ m}^4$ $A_g = 8320000.00 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $K_x = -$ $K_y = -$ $\rho = 0.0112$ $P_u = 17650.81 \text{ kN}$ $M_u = 481.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\Theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 988 \text{ mm}$ $\Phi P_b = 56261.37 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 55595.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 27 \text{ mm}$ $\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 2908.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 93232.80 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 사각형
하중조합 UL003

검토 조건



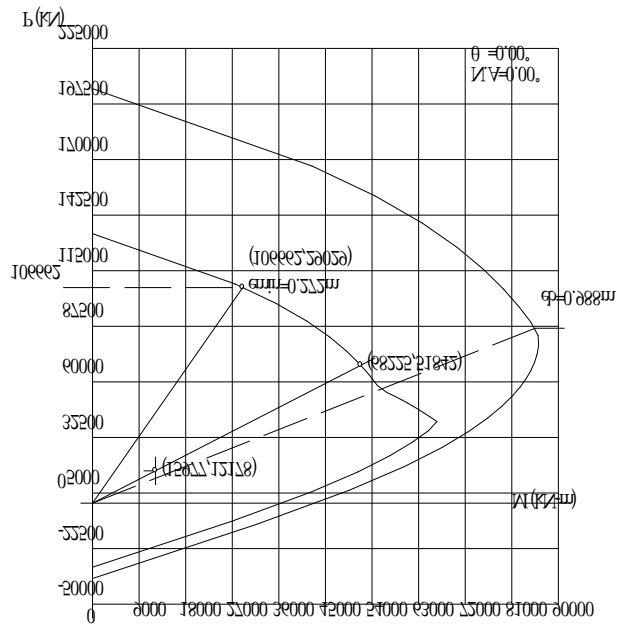
$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$
 $f_y = 400.00 \text{ MPa}$
 $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$
 $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$
 $I_{yy} = 4.686933 \text{ m}^4$
 $I_{zz} = 7.099733 \text{ m}^4$
 $A_g = 8320000.00 \text{ mm}^2$
 $I_{ux} = -$
 $I_{uy} = -$
 $K_x = -$
 $K_y = -$
 $\rho = 0.0112$
 $P_u = 18331.39 \text{ kN}$
 $M_u = 12178.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $\theta = 0.00^\circ$



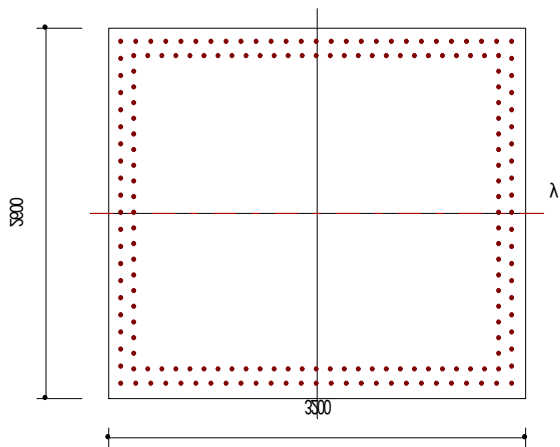
■ 평형편심상태
 $e_b = 0.988 \text{ m}$
 $\Phi P_b = 56261.37 \text{ kN}$
 $\Phi M_b = 55595.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 ■ 작용편심에서의 설계강도
 $e = 0.664 \text{ m}$
 $\Phi P_n = 74443.72 \text{ kN}$
 $\Phi M_n = 49420.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 ■ 사용철근량
 $A_s = 93232.80 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 사각형
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}	=	4.686933 m ⁴
I_{zz}	=	7.099733 m ⁴
A_g	=	8320000.00 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0112
P_u	=	15976.61 kN
M_u	=	12178.11 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.988 m
ΦP_b	=	56261.37 kN
ΦM_b	=	55595.68 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.760 m
ΦP_n	=	68224.83 kN
ΦM_n	=	51841.66 kN · m

■ 사용철근량

A_s	=	93232.80 mm ²
-------	---	--------------------------