

P2-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 | |

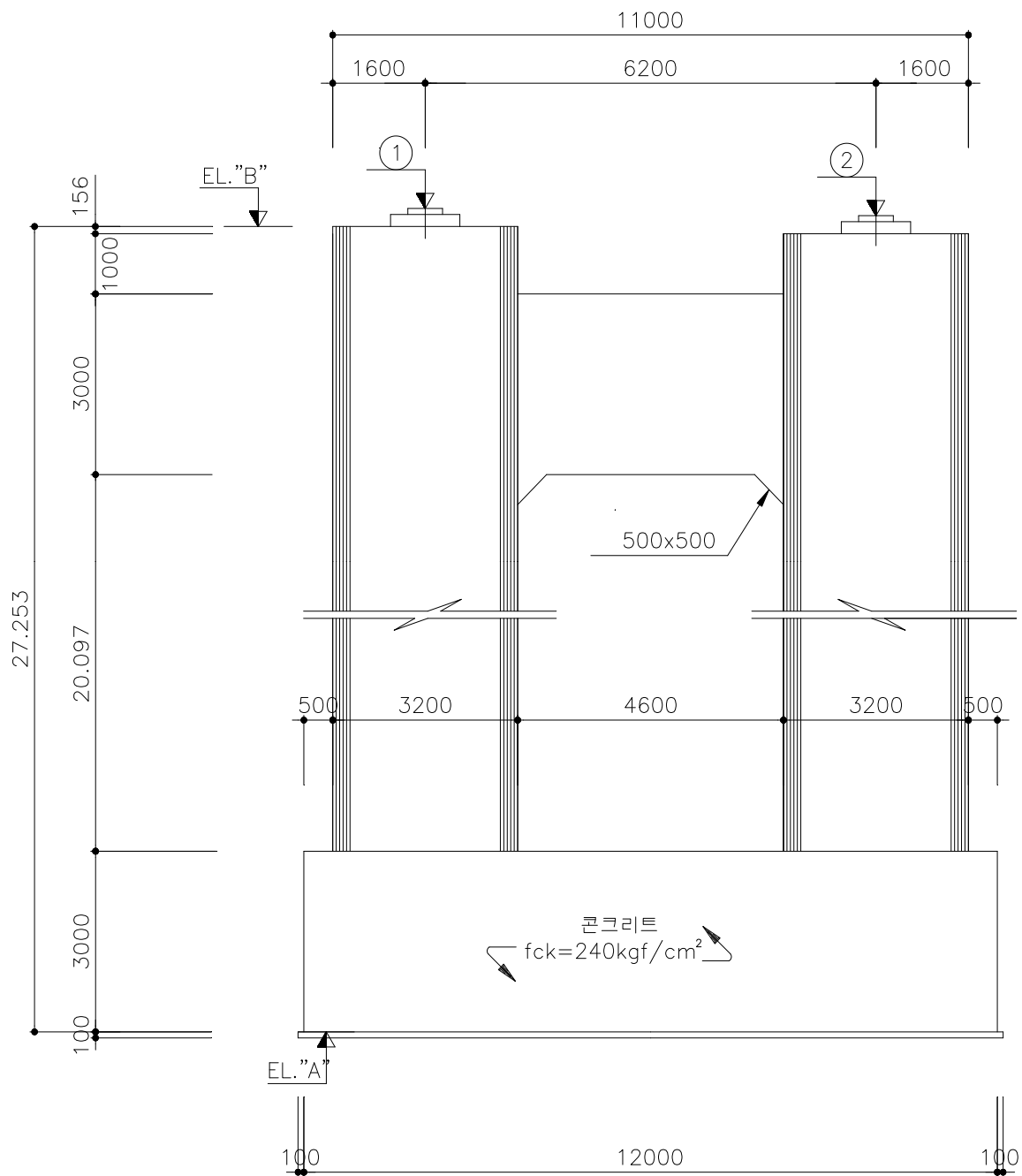
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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	-4350.462	-630.210
2	-4487.793	-785.238
계	-8838.255	-1415.448

※ 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

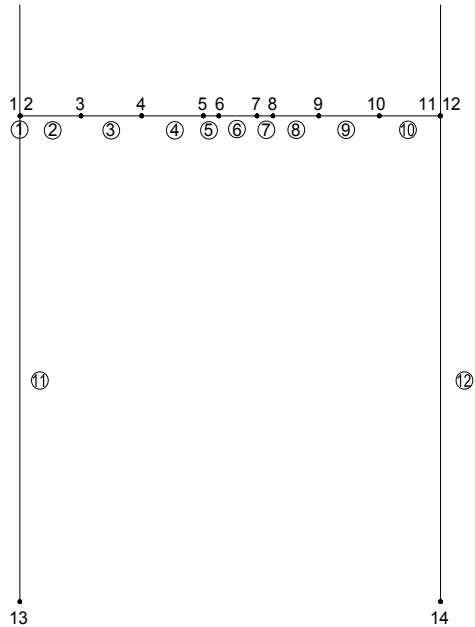
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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	16.832	8	6.200	16.832
2	0.015	16.832	9	7.815	16.832
3	1.600	16.832	10	9.400	16.832
4	3.185	16.832	11	10.985	16.832
5	4.800	16.832	12	11.000	16.832
6	5.200	16.832	13	0.015	0.000
7	5.800	16.832	14	10.985	0.000

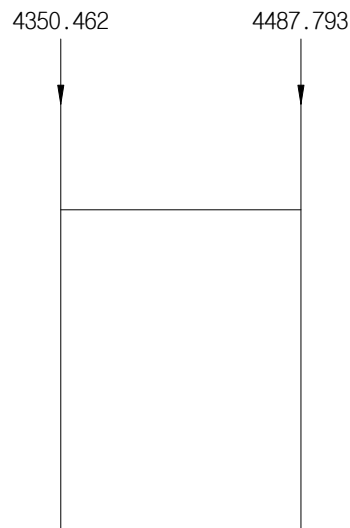
6.3 단면 제원

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	

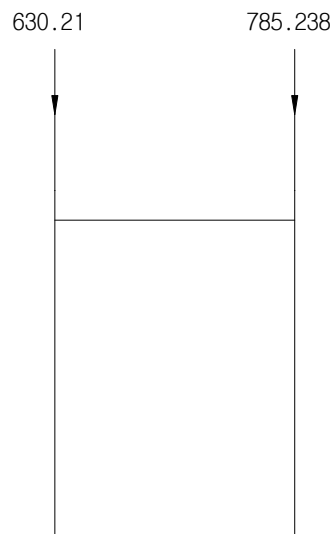
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



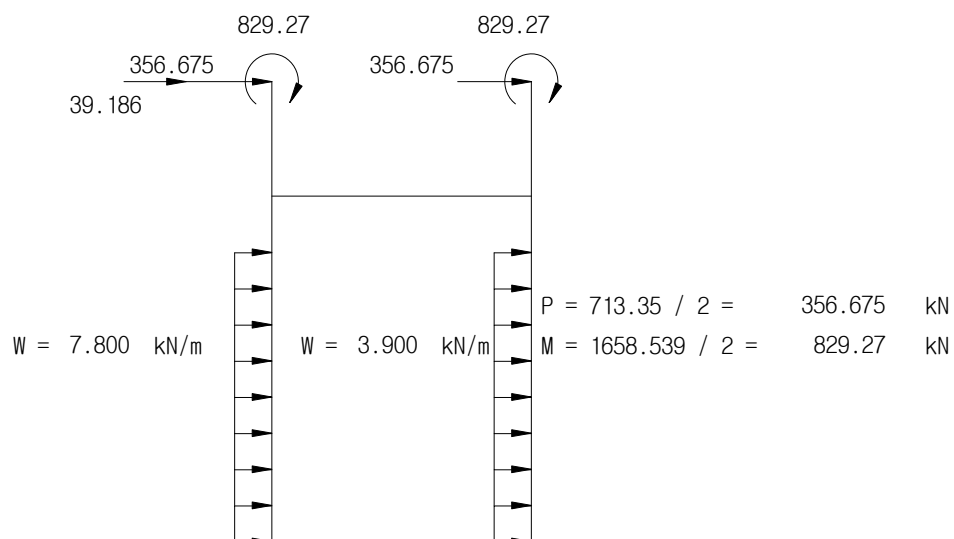
② 활하중 : 만재하시 (L1)



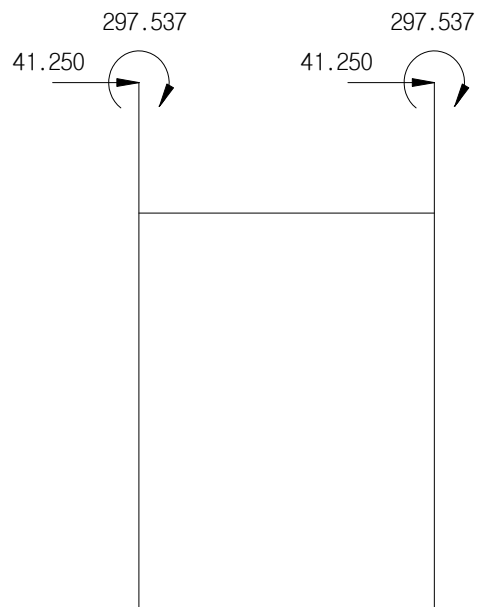
2) 수평하중

① 교축직각 방향

② 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

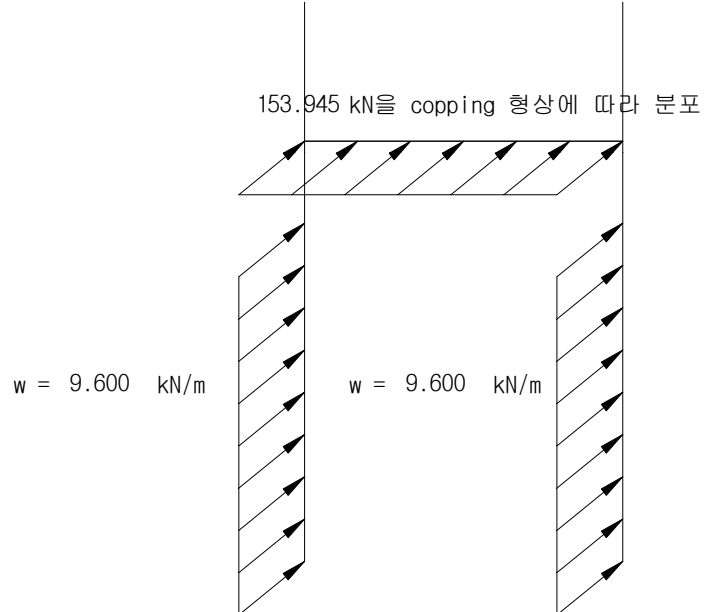


$$P = 82.5 / 2 = 41.250 \text{ kN}$$

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

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	-5893.630	594.406	59.033	-9362.180	-298.281	59.033	
L	-634.570	16.808	-193.037	-634.570	17.100	-193.037	
W-L0	0.000	323.645	-198.432	0.000	4421.880	-343.600	
W-TR	1085.050	-2700.110	-370.376	1085.050	3792.430	-488.326	
WL	159.439	-248.554	-40.725	159.439	367.286	-40.725	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6129.080	349.076	-59.033	-9597.620	-539.219	-59.033	
L	-780.878	17.195	193.037	-780.878	16.905	193.037	
W-L0	0.000	341.389	-198.915	0.000	4421.370	-343.370	
W-TR	-1085.050	-2770.670	-402.460	-1085.050	3726.800	-461.145	
WL	-159.439	-255.793	-41.775	-159.439	372.804	-41.775	

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	824.569	-146.215	885.014	30.500	856.090	624.566	
L	-2.825	-4.360	1.535	-4.360	10.319	-4.360	
W-L0	-58.673	41.376	-97.521	2.634	-59.207	70.320	
W-TR	2431.605	1085.050	245.229	1085.050	-839.822	1085.050	
WL	363.031	159.439	41.761	159.439	-117.678	159.439	

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	-6528.200	611.214	-134.004	-9996.750	-281.181	-134.004	
SVB02	-5893.630	594.406	59.033	-9362.180	-298.281	59.033	
SVB03	-4808.580	-2105.704	-311.343	-8277.130	3494.149	-429.293	
SVB04	-5826.236	-987.395	-359.917	-9294.786	1982.320	-418.892	
SVB05	-5191.666	-1004.203	-166.880	-8660.216	1965.220	-225.855	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6909.958	366.271	134.004	-10378.498	-522.315	134.004	
L	-6129.080	349.076	-59.033	-9597.620	-539.219	-59.033	
W-L0	-7214.130	-2421.594	-461.493	-10682.670	3187.581	-520.178	
W-TR	-7611.922	-1274.857	-109.001	-11080.462	1713.890	-138.343	
WL	-6831.044	-1292.052	-302.038	-10299.584	1696.985	-331.380	

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	-6528.200	611.214	-134.004	-9996.750	-281.181	-134.004	
SVB02	-5893.630	594.406	59.033	-9362.180	-298.281	59.033	
SVB03	-4808.580	-2105.704	-311.343	-8277.130	3494.149	-429.293	
SVB04	-5985.675	-738.841	-319.192	-9454.225	1615.034	-378.167	
SVB05	-5351.105	-755.649	-126.155	-8819.655	1597.934	-185.130	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6909.958	366.271	134.004	-10378.498	-522.315	134.004	
L	-6129.080	349.076	-59.033	-9597.620	-539.219	-59.033	
W-L0	-7214.130	-2421.594	-461.493	-10682.670	3187.581	-520.178	
W-TR	-7452.483	-1019.064	-67.226	-10921.023	1341.086	-96.569	
WL	-6671.605	-1036.259	-260.263	-10140.145	1324.181	-289.606	

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	821.744	-150.575	886.549	26.140	866.409	620.206	
SV002	824.569	-146.215	885.014	30.500	856.090	624.566	
SV003	3256.174	938.835	1130.243	1115.550	16.268	1709.616	
SV004	821.744	-150.575	886.549	26.140	866.409	620.206	
SV005	3256.174	938.835	1130.243	1115.550	16.268	1709.616	

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	-9026.045	808.866	-338.286	-13535.160	-350.999	-338.286	
ULB02	-7661.719	772.728	76.743	-12170.834	-387.765	76.743	
ULB03	-6251.154	-2737.415	-404.746	-10760.269	4542.394	-558.081	
ULB04	-7574.107	-1283.613	-467.892	-12083.222	2577.017	-544.560	
ULB05	-6749.166	-1305.464	-216.944	-11258.281	2554.786	-293.612	
ULB06	-8486.660	794.579	-174.205	-12995.775	-365.535	-174.205	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9646.692	490.768	338.286	-14155.794	-664.640	338.286	
ULB02	-7967.804	453.799	-76.743	-12476.906	-700.985	-76.743	
ULB03	-9378.369	-3148.072	-599.941	-13887.471	4143.855	-676.232	
ULB04	-9895.499	-1657.314	-141.701	-14404.601	2228.056	-179.846	
ULB05	-8880.357	-1679.668	-392.649	-13389.459	2206.081	-430.795	
ULB06	-8982.945	476.152	174.205	-13492.047	-679.009	174.205	

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	-9026.045	808.866	-338.286	-13535.160	-350.999	-338.286	
ULB02	-7661.719	772.728	76.743	-12170.834	-387.765	76.743	
ULB03	-7661.719	1193.466	-181.218	-12170.834	5360.679	-369.937	
ULB04	-8486.660	1004.948	-303.186	-12995.775	2508.687	-397.545	
ULB05	-7661.719	983.097	-52.238	-12170.834	2486.457	-146.597	
ULB06	-8486.660	794.579	-174.205	-12995.775	-365.535	-174.205	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-9646.692	490.768	338.286	-14155.794	-664.640	338.286	
ULB02	-7967.804	453.799	-76.743	-12476.906	-700.985	-76.743	
ULB03	-7967.804	897.605	-335.333	-12476.906	5046.796	-523.124	
ULB04	-8982.945	698.055	44.910	-13492.047	2194.882	-48.986	
ULB05	-7781.378	-738.590	-544.244	-12290.493	4973.435	-714.807	
ULB06	-8982.945	476.152	174.205	-13492.047	-679.009	174.205	

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	1065.866	-199.454	1153.818	30.276	1135.103	802.562	
SV002	1071.940	-190.080	1150.518	39.650	1112.917	811.936	
SV003	4233.026	1220.486	1469.316	1450.215	21.148	2222.501	
SV004	4468.996	1324.121	1496.461	1553.850	-55.342	2326.136	
SV005	2652.483	515.203	1309.917	744.933	567.033	1517.218	
SV006	1068.267	-195.748	1152.514	33.982	1126.332	806.268	

8.2 연결보의 설계 : 중앙 (절점 6)

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

계수 모멘트 $M_u = 1496.461 \text{ KN} \cdot \text{m}$ 계수 전단력 $V_u = 1553.850 \text{ KN}$
 단면의 두께 $H = 3000.000 \text{ mm}$ 단 면 폭 $B = 2000.000 \text{ mm}$
 유효 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 mm^2 $\therefore \rho = A_s/(B \cdot D) = 0.00443$

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요중립축깊이 $c = 24.469 \text{ mm}$ 로 가정
 $A_s = M_u / \{\phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c)\} = 1438.389 \text{ mm}^2$
 $c = (A_s \cdot \phi_s \cdot f_y) / (\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} \cdot B) = 24.469 \text{ mm}$ $\therefore$ 가정과 비슷함 0.K
 $\rho_{req} = [M_u / \{\phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c)\}] / (B \cdot D) = 0.00025 \Rightarrow 4/3 \rho_{req} = 0.00033$
 $\therefore$ 필요철근량 $A_{s,req} = \rho_{req} \times (B \cdot D) = 1438.389 \text{ mm}^2 \leq$ 사용철근량...0.K
 철근비검토 : $\rho_{min} \leq \rho$ $\therefore$ 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
 $c = (A_s \cdot \phi_s \cdot f_y) / (\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} \cdot B) = 437.122 \text{ mm} \leq 1160.000 \text{ mm}$... $\therefore$ 0.K
 $\epsilon_{yd} = \phi_s \cdot f_y / E_s = 0.0018$ (철근 설계항복변형률)
 $\epsilon_s = (d - c) / c \times \epsilon_{cu} = 0.0186 \geq \epsilon_{yd} = 0.0018$... $\therefore$ 항복가정 ○

- 휨강도 검토

$M_r = A_s \cdot \phi_s \cdot f_y \cdot (D - \beta \cdot c) = 25,161,560,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$
 $= 25161.558 \text{ KN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1496.461 \text{ KN} \cdot \text{m}$... $\therefore$ 0.K (S.F = 16.814)

▷ 전단력 검토

- 전단강도 검토

$\kappa = 1 + \sqrt{(200/D)} = 1.263 \leq 2.0$
 $f_{ctk} = 0.7 \times 0.3 \times (f_{ck} + \Delta f)^{2/3} = 1.936 \text{ MPa}$
 $V_c = [0.85 \phi_c \cdot \kappa \cdot (\rho f_{ck})^{1/3} + 0.15 f_n] B \cdot D / 1000 = 1916.814 \text{ KN}$
 $V_{cd,min} = (0.4 \phi_c \cdot f_{ctk} + 0.15 f_n) B \cdot D / 1000 = 2920.066 \text{ KN}$
 $\therefore V_{cd} = \max(V_c, V_{cd,min}) = 2920.066 \text{ KN} \geq V_u = 1553.850 \text{ KN}$... $\therefore$ 전단철근 필요없음.
 (S.F = 1.879)

▷ 검토 조건

계수 모멘트 $M_u = 1135.103 \text{ KN} \cdot \text{m}$	계수 전단력 $V_u = 802.562 \text{ KN}$
단면의 두께 $H = 3000.000 \text{ mm}$	단 면 폭 $B = 2000.000 \text{ mm}$
유효 깊이 $D = 2900.000 \text{ mm}$	피복 두께 $D_c = 100.000 \text{ mm}$

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

철근비검토 : $\rho_{min} \leq \rho \dots\dots\dots \therefore O.K$

$$\varepsilon_s = (d - c) / c \times \varepsilon_{cu} = 0.0186 \geq \varepsilon_{yd} = 0.0018 \quad \dots \therefore \text{항복가정 } \bigcirc$$
$$= 25161.558 \text{ KN} \cdot \text{m} \geq M_u = 1135.103 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots \therefore \text{O.K} \quad (\text{S.F} = 22.167)$$
$$\therefore V_{cd} = \text{Max}(V_c, V_{cd.\min}) = 2920.066 \text{ KN} \geq V_u = 802.562 \text{ KN} \dots \therefore \text{전단철근 필요없음.}$$

$$(S.F = 3.634)$$

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	-9597.620	-14155.794	490.768	-664.640	338.286	0.00005	축력최대
UL003	-9597.620	-13887.471	-3148.072	4143.855	-599.941	0.00133	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	14155.794	490.768	7.535	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	104259.300	13887.471	4143.855	7.507	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	14155.794	490.768	34.670

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 14155.794 \times 0.00005377 / (338.286 \times 24.253)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 24.253 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 20.097 / 0.55$$

$$= 36.54 \leq 43 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이 (20.097 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= 490.768 kN.m, M2= -664.640 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -0.738$$

㉤ 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
14155.794 kN	490.768 kN.m	34.670 mm

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

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

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

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

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 34.67 \text{ mm} \quad \therefore e = 34.67 \text{ mm}$$

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

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 5689.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

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

$$\Phi M_n = 3697.87 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

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)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN} \cdot \text{m})$	$e(\text{mm})$
100.000	13887.471	4143.855	298.390

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 13887.471 \times 0.00133 / (-599.941 \times 24.253)$$

$$= 0.001 \leq 0.05 \quad : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 24.253 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로,

$$k = 1.000$$

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

$$= 1 \times 20.097 / 0.55$$

$$= 36.54 \leq 43 \quad \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 20.097 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -3148.072 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_2 = 4143.855 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.760$$

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
13887.471 kN	4143.855 kN.m	298.390 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.

$$e' = M_n / P_n = 299.23 \text{ mm} \approx e = 298.39 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 160398.92 \text{ kN}$$

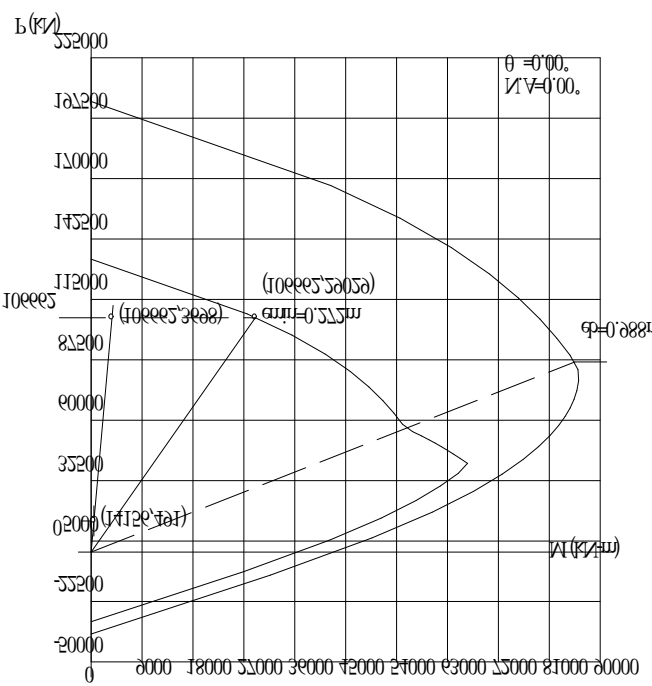
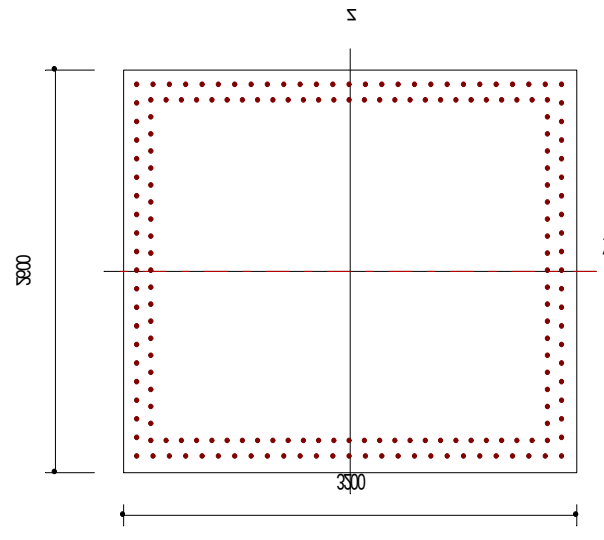
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 47995.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 104259.30 \text{ kN} \geq P_u \quad \text{..... OK}$$

$$\Phi M_n = 31197.35 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \text{..... OK}$$

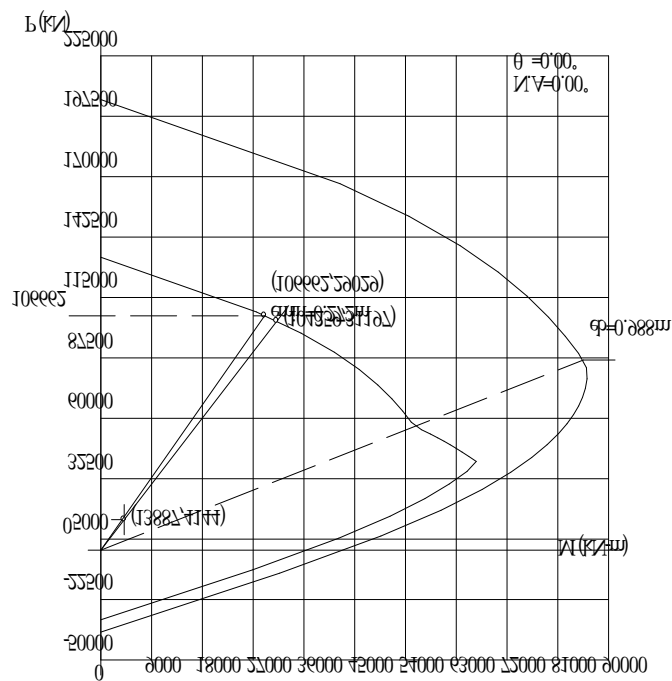
4) PM 상관도

검토단면 총실 사각형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 4.686933 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 7.099733 \text{ m}^4$ $A_g = 8320000.00 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0112$ $P_u = 14155.79 \text{ kN}$ $M_u = 490.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 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 $e = 0.035 \text{ m}$ $\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 3697.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 93232.80 \text{ mm}^2$

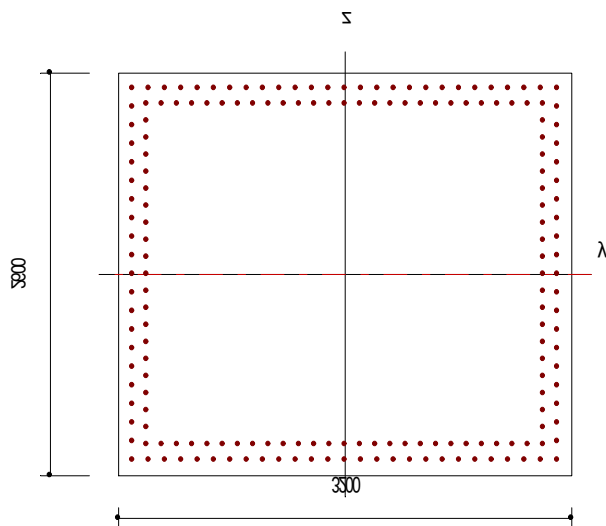
검토단면 총실 사각형

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	=	13887.47 kN
M_u	=	4143.86 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 = 0.299 m
 - ΦP_n = 104259.30 kN
 - ΦM_n = 31197.35 kN · m
- 사용철근량
 - A_s = 93232.80 mm²

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	-9597.620	-14155.794	490.768	-664.640	338.286	0.00000	축력최대
UL003	-9597.620	-12476.906	897.605	5046.796	-335.333	0.00425	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	14155.794	490.768	7.535	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	94483.660	12476.906	5046.796	7.573	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	14155.794	490.768	34.670

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 14155.794 \times 0 / (338.286 \times 24.253)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 24.253 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 20.097 / 0.55$$

$$= 36.54 \leq 43 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이 (20.097 m)

M1, M2 : 기동 양끝단 모멘트 (M1= 490.768 kN.m, M2= -664.640 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -0.738$$

㉤ 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
14155.794 kN	490.768 kN.m	34.670 mm

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

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

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

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

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 34.67 \text{ mm} \quad \therefore e = 34.67 \text{ mm}$$

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

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 5689.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

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

$$\Phi M_n = 3697.87 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL003)

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	12476.906	5046.796	404.490

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 12476.906 \times 0.004246 / (-335.333 \times 24.253)$$

$$= 0.007 > 0.05 \quad : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 24.253 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 20.097 / 0.55$$

$$= 36.54 > 32 \therefore \text{장주}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이 (: 20.097 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = 897.605 \text{ kN.m}$, $M_2 = 5046.796 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.178$$

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
12476.906 kN	5046.796 kN.m	404.490 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.

$$e' = M_n / P_n = 408.23 \text{ mm} \approx e = 404.49 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 145359.48 \text{ kN}$$

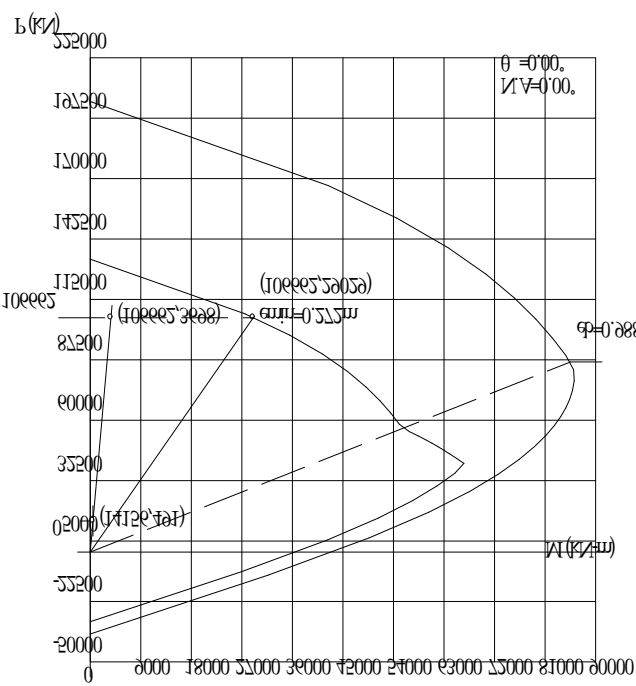
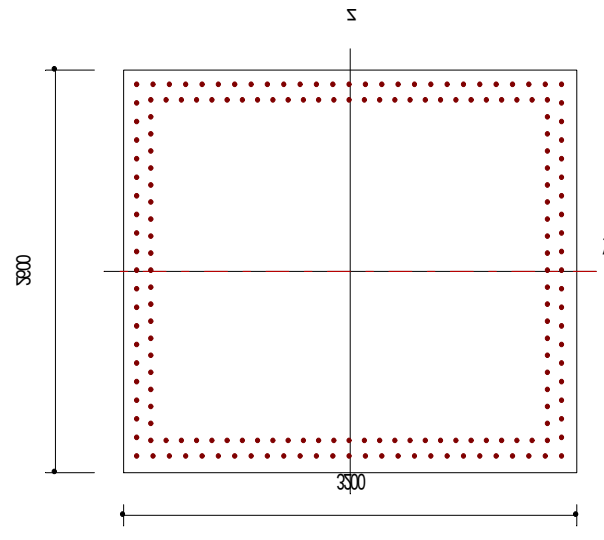
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 59340.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 94483.66 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 38571.05 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

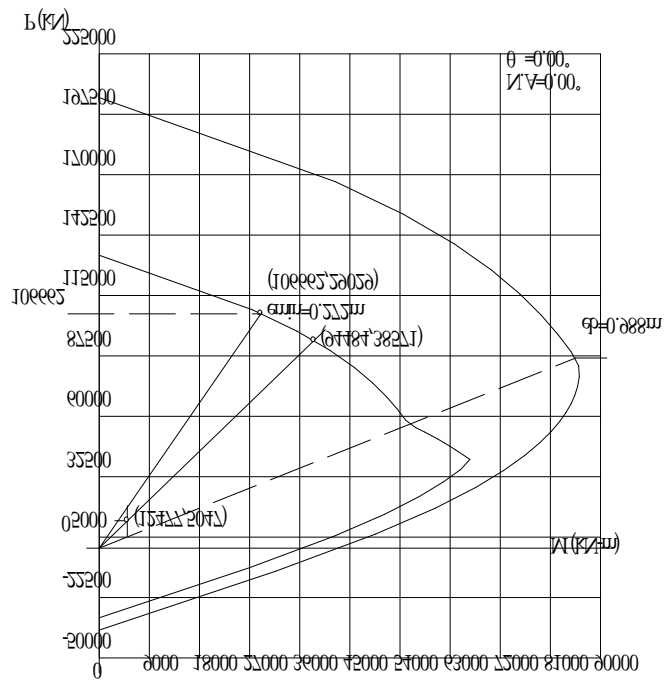
4) PM 상관도

검토단면 총실 사각형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 4.686933 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 7.099733 \text{ m}^4$ $A_g = 8320000.00 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0112$ $P_u = 14155.79 \text{ kN}$ $M_u = 490.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 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 $e = 0.035 \text{ m}$ $\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 3697.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 93232.80 \text{ mm}^2$

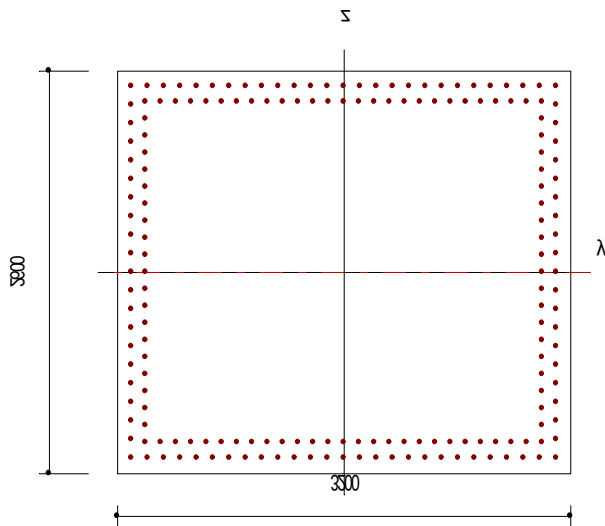
검토단면 총실 사각형

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	=	12476.91 kN
M_u	=	5046.80 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	= 0.408 m
ΦP_n	= 94483.66 kN
ΦM_n	= 38571.05 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	-14155.794	490.768	490.768	694.051	축력최대
UL003	-13887.471	5046.796	4143.855	6530.06	모멘트최대
UL003	-12476.906	5046.796	4143.855	6530.06	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	14155.794	694.051	7.535	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	89129.640	13887.471	6530.060	6.418	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	85229.720	12476.906	6530.060	6.831	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
14155.794 kN	694.051 kN.m	49.030 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.

$$e' = M_n / P_n = 49.03 \text{ mm} \quad \therefore e = 49.03 \text{ mm}$$

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

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 8045.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

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

$$\Phi M_n = 5229.58 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

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
13887.471 kN	6530.060 kN.m	470.210 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.

$$e' = M_n / P_n = 471.13 \text{ mm} \quad \therefore e = 470.21 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 137122.53 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 64601.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 89129.64 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 41991.18 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

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
12476.906 kN	6530.060 kN.m	523.370 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.

$$e' = M_n / P_n = 518.94 \text{ mm} \quad \therefore e = 523.37 \text{ mm}$$

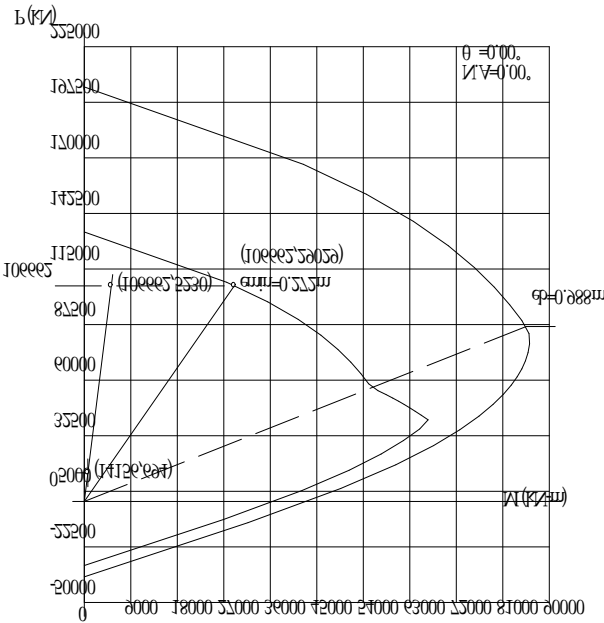
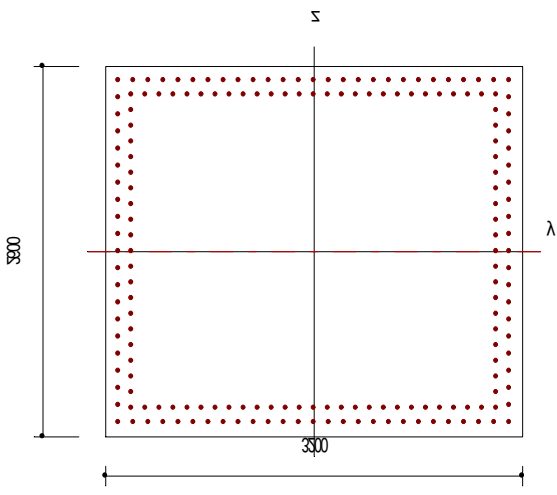
$$P_n = C_c + C_s + T_s = 131122.65 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 68044.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

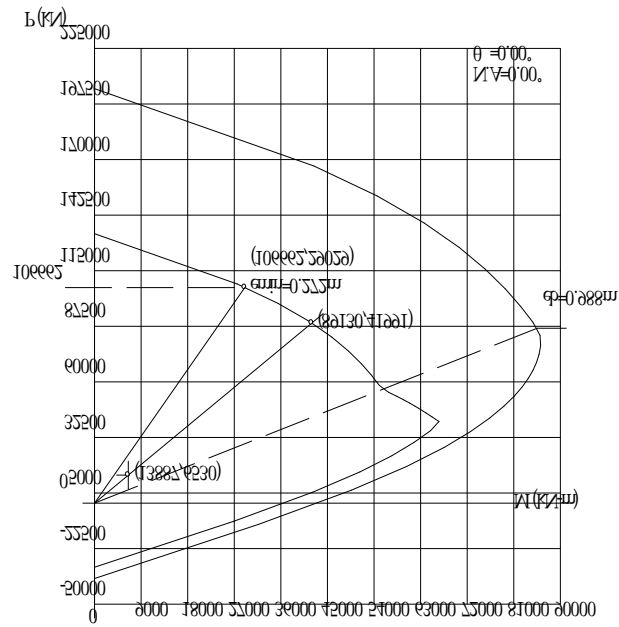
$$\Phi M_n = 44229.19 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots \text{OK}$$

4) PM 상관도

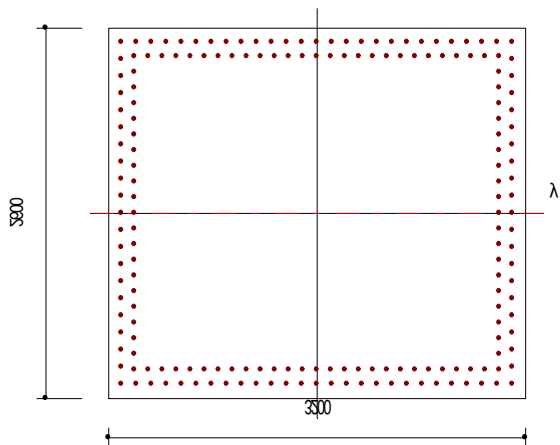
검토단면 총실 사각형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 4.686933 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 7.099733 \text{ m}^4$ $A_g = 8320000.00 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $K_x = -$ $K_y = -$ $\rho = 0.0112$ $P_u = 14155.79 \text{ kN}$ $M_u = 694.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	■ 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 $e = 0.049 \text{ m}$ $\Phi P_n = 106661.97 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 5229.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 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	=	832000.00 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0112
P_u	=	13887.47 kN
M_u	=	6530.06 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	=	0.471 m
ΦP_n	=	89129.64 kN
ΦM_n	=	41991.18 kN · m

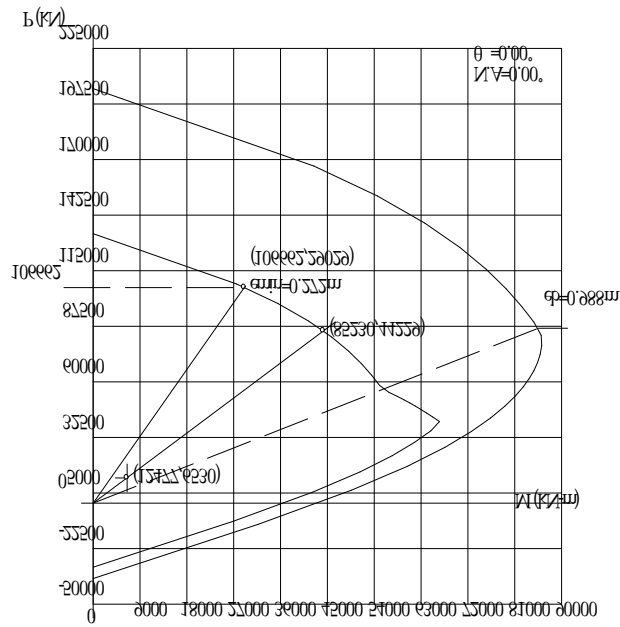
■ 사용철근량

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

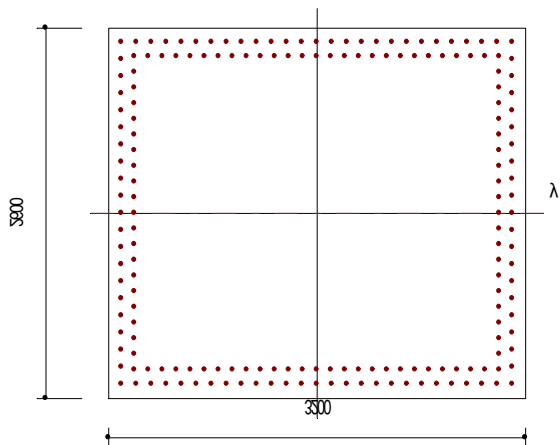
검토단면 총실 사각형

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	=	832000.00 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0112
P_u	=	12476.91 kN
M_u	=	6530.06 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	=	0.519 m
ΦP_n	=	85229.72 kN
ΦM_n	=	44229.19 kN · m

■ 사용철근량

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