

부산 P6 구조계산서

목 차

1. 설 계 흐 름 도
2. 해석결과 요약
 - * 안정성검토 및 응력검토
 - * 기둥의 단면 설계
 - * 단면 설계
 - * 사용성 검토
3. 설 계 조 건
 - 3.1 일반사항
 - 3.2 하중
 - 3.3 지반조건
 - 3.4 사용재료 강도
 - 3.5 설계방법
 - 3.6 참고문헌
4. 단 면 가 정
5. 하 중 계 산
6. 구조해석 및 단면력 집계
 - 6.1 해석모델링
 - 6.2 절점좌표
 - 6.3 단면제원
 - 6.4 하중재하도
7. 해 석 결 과 집 계
 - 7.1 하중별 부재력 집계
 - 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
 - 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계
8. 두 부 보 설 계
 - 8.1 내부지간 설계 : 지간1
9. 기 둥 설 계
 - 9.1 교축직각 방향
 - 9.2 교축 방향
 - 9.3 합성 부재력
 - 9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각 방향

10.2 교축방향

11. 교 량 받 침 부 검 토

11.1 받침 연단거리 검토

11.2 최소 받침지지 길이 검토

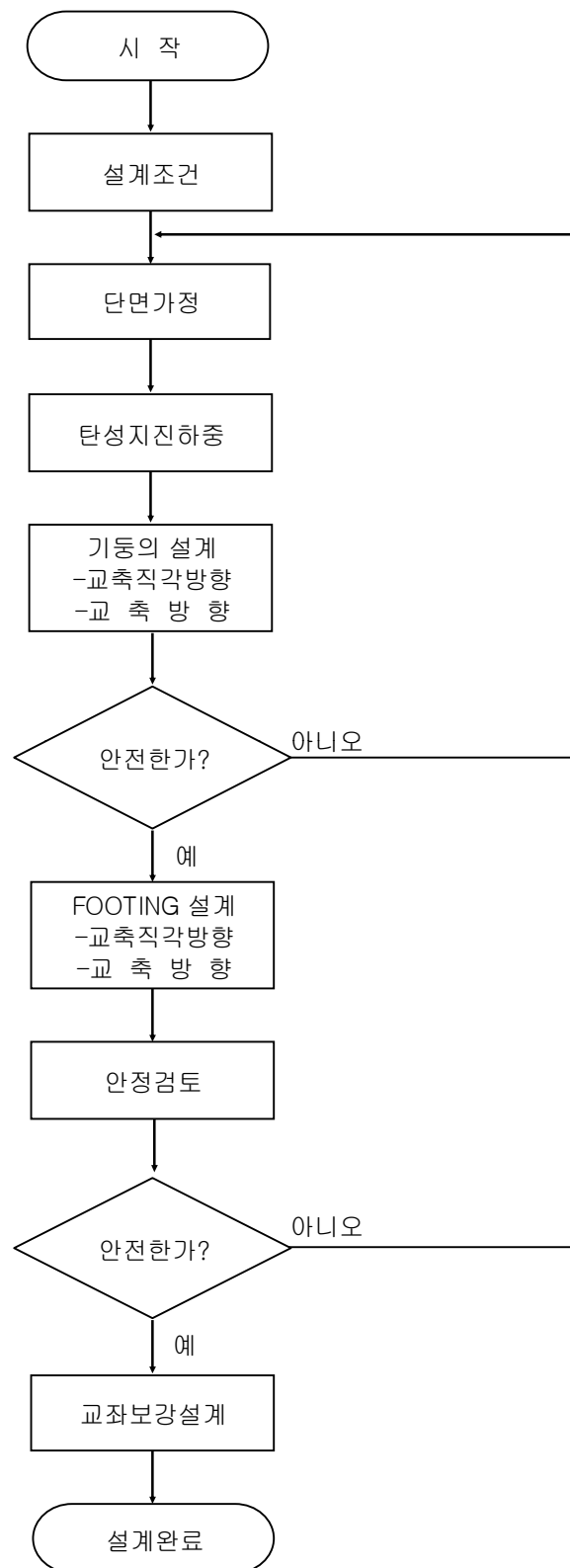
11.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

11.4 교량받침 보강 철근 검토

11.5 교량받침 하면 보강

11.6 교량받침 콘크리트 보강

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

■ 기둥의 단면 설계

단면위치		P _{use}	P _u (kN)	ϕ P _n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.012	25854.376	101878.366	3.940	0.K
	모멘트최대	0.012	21040.236	60352.547	2.868	0.K
	편심최대	0.012	15990.579	48771.029	3.050	0.K
교축직각방향	축력최대	0.012	26512.339	96607.659	3.644	0.K
	모멘트최대	0.012	25578.887	75655.121	2.958	0.K
	편심최대	0.012	18561.624	82158.397	4.426	0.K
합성부재력	축력최대	0.012	25854.376	101878.366	3.940	0.K
	모멘트최대	0.012	24595.153	53158.313	2.161	0.K
	편심최대	0.012	19545.496	44299.636	2.266	0.K
	축력최대	0.012	26512.339	86376.873	3.258	0.K
	모멘트최대	0.012	25578.887	58571.754	2.290	0.K
	편심최대	0.012	18561.624	51742.637	2.788	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

- | | |
|------------|-------------|
| 1) 구 조 형 식 | : 다주식 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 | : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ | [도로교 설계기준 P6] |
| 2) 기초지반의 단위중량 | : $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$ | [도로교설계요령 제2권 P366] |
| 3) 교량받침 마찰계수 | : $f_s = 0.05$ | |

3.3 지 반 조 건

- | | | |
|-------------------|------------------------------|---|
| 1) 기초지반의 N치 | : $N = 50$ | |
| 2) 기초지반의 내부마찰각 | : $\phi_2 = 42.386^\circ$ | ; $15 + \sqrt{15N}$ |
| 3) 기초지반의 점착력 | : $C = 0 \text{ kN/m}^2$ | |
| 4) 기초지반의 최대 허용지지력 | : $Q_a = 600 \text{ kN/m}^2$ | |
| 5) 기초지반의 마찰계수 | : $\mu = 0.6$ | ; $\tan\phi_b = 0.60$, $C_b = 0$: 암과 콘크리트 |
| 6) 지반 가속도 계수 | : $A = 0.154$ | ; 위험도 계수 x 지진구역계수 |
| - 내진 등급 : I 등급 | - 위험도 계수 : 1.4 | [도로교 설계기준 P478] |
| - 지진 구역 : I 구역 | - 지진구역 계수 : 0.11 | |

3.4 사 용 재 료 강 도

- | | | | |
|---------------------|------------------------------|----------------|----------------|
| 1) 콘크리트 설계기준 강도 | : $f_{ck} =$ | 두부분: 24 MPa | |
| | | 기둥: 24 MPa | |
| | | 기초: 24 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_c =$ | 두부분: 25811 MPa | |
| | | 기둥: 25811 MPa | |
| | | 기초: 25811 MPa | |
| | | | [도로교 설계기준 P41] |
| 2) 철근의 항복 강도(SD3.0) | : $f_y =$ | 두부분: 300 MPa | |
| | | 기둥: 300 MPa | |
| | | 기초: 300 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_s = 200000 \text{ MPa}$ | | [도로교 설계기준 P40] |

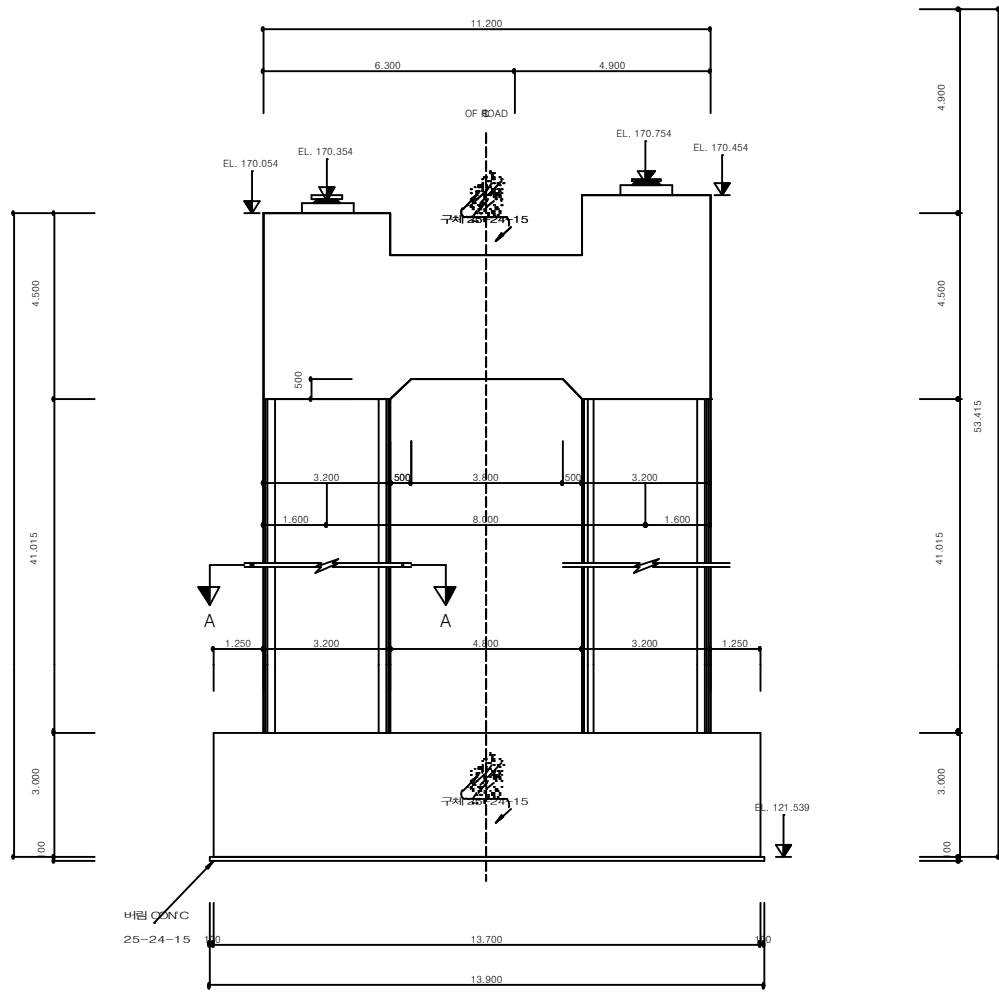
3.5 설 계 방 법

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

3.6 참 고 문 헌

- | | |
|----------------|-----------------|
| 1) 도로교 설계기준 | : 건설 교통부 (2005) |
| 2) 콘크리트구조 설계기준 | : 건설 교통부 (2007) |
| 3) 도로설계 편람 | : 건설 교통부 (2000) |
| 4) 도로 설계 요령 | : 한국도로공사 (2002) |

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	5695.704	1844.776	0.000	0.000
2	5838.666	1847.772	0.000	0.000
계	11534.370	3692.548	0.000	0.000

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.600 / 3.980 = 3.166 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (12.600 / 3.980)] \times 3.980 = 13.4 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 13.4 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 13.400 \times (55.163 + 55.000) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 738.089 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.980/2 + 0.400 + 0.400/2 = 2.59 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 738.089 \times 2.590 = 1911.65 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.900 \times 2.600 = 38.22 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.000 + 1.500 \times 0.600 = 6.9 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = (3.000 \times 2.000 + 1.500 \times 0.600) / 2 = 3.45 \text{ kN/m (풍하측)}$$

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2를 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 141.524 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.600 + 1.500 \times 0.600 = 8.7 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2를 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.500 \times (55.163 + 55.000)/2 \times \sin 90.0 = 82.622 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.421 + 1.500 + 0.400/2 = 5.121 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 82.622 \times 5.121 = 423.148 \text{ kN.m}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 15^{\circ}\text{C}$ 적용

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 55.0 = 0.0165 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$P_h = 3 \times 2581100 \times 4.56924 \times 2EA \times 0.01650 / 45.915^3 \times \sin 90.0$$

$$= 120.62 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : $V_d = 11534.370 \text{ kN}$

교량받침마찰계수 : $\mu = 0.050$

$$P_h = \mu \times W = 11534.370 \times 0.050 \times \sin 90.0$$

$$= 576.719 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 120.620 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 120.620 \times (0.400 + 0.400/2) = 72.372 \text{ kN.m}$$

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위치	하중경우	기동	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기동상단	하중경우 1	기동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하중경우 2	기동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
기동하단	하중경우 1	기동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하중경우 2	기동 1	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
기동상단	하중경우 1	기동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하중경우 2	기동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
기동하단	하중경우 1	기동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000
	하중경우 2	기동 2	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
SVB01	1.00	1.00					1.00
SVB02	1.00						1.00
SVB03	1.00		1.00				1.00
SVB04	1.00	1.00	0.50	1.00			1.00
SVB05	1.00		0.50	1.00			1.00
SVB06	1.00	1.00			1.00	1.00	1.00
SVB07	1.00	1.00			-1.00	1.00	1.00
SVB08	1.00				1.00	1.00	1.00
SVB09	1.00				-1.00	1.00	1.00
SVB10	1.00		1.00		1.00	1.00	1.00
SVB11	1.00		1.00		-1.00	1.00	1.00
SVB12	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
SVB13	1.00	1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00	1.00
SVB14	1.00		0.50	1.00	1.00	1.00	1.00
SVB15	1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00	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

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

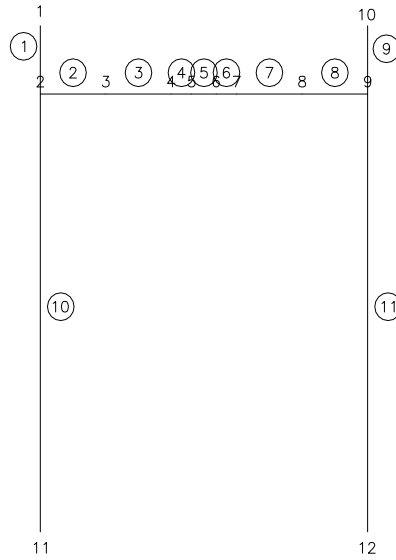
5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	1.30	1.25
ULB11	1.25		1.25		-1.25	1.30	1.25
ULB12	1.25	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB13	1.25	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB14	1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB15	1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB16	1.00						1.00
ULB17	1.30	1.30					1.30
ULB18	1.20		1.20				1.20

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
UEB01	1.00	2.15					1.30
UEB02	1.00						1.30
UEB03	1.00		1.30				1.30
UEB04	1.00	1.30	0.65	1.30			1.30
UEB05	1.00		0.65	1.30			1.30
UEB06	1.00	1.30			1.30	1.30	1.30
UEB07	1.00	1.30			-1.30	1.30	1.30
UEB08	1.00				1.30	1.30	1.30
UEB09	1.00				-1.30	1.30	1.30
UEB10	0.95		1.25		1.25	1.30	1.25
UEB11	0.95		1.25		-1.25	1.30	1.25
UEB12	0.95	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
UEB13	0.95	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
UEB14	0.95		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
UEB15	0.95		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
UEB16	1.00						1.00
UEB17	1.00	1.30					1.30
UEB18	0.90		1.20				1.20

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	45.715	6	5.300	45.715	11	11.185	45.715
2	0.015	45.715	7	5.900	45.715	12	11.200	45.715
3	1.600	45.715	8	6.400	45.715	13	1.600	0.000
4	3.185	45.715	9	8.015	45.715	14	9.600	0.000
5	4.800	45.715	10	9.600	45.715			

6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.600	3.000	7.800	4.394000	5.850000	5~8
②	2.600	4.500	11.700	6.591000	19.743750	1~4
③	2.600	4.900	12.740	7.176867	25.490617	9~12
④	3.200	2.600	8.243	4.569240	6.917932	기동부재

7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8157.467	265.381	9.185	-16609.367	-111.324	9.185	
L1	-1844.862	0.325	0.000	-1844.862	0.327	0.000	
W-L0	0.000	-337.221	70.518	0.000	-10544.142	427.273	
W-TR	2843.878	-8401.519	-354.639	2843.878	11945.255	-637.583	
WL	292.291	-760.671	-41.205	292.291	929.360	-41.205	
G-L01	0.000	-319.644	60.310	0.000	-2793.262	60.310	
G-TR	0.055	296.139	15.342	0.055	-333.106	15.342	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8380.289	-213.529	-9.185	-16832.189	163.177	-9.185	
L1	-1847.688	0.327	0.000	-1847.688	0.326	0.000	
W-L0	0.000	-327.940	71.005	0.000	-10554.839	427.761	
W-TR	-2843.878	-8789.209	-421.669	-2843.878	11406.162	-563.141	
WL	-292.291	-766.183	-41.417	-292.291	932.519	-41.417	
G-L01	0.000	-319.644	60.310	0.000	-2793.262	60.310	
G-TR	-0.055	-296.579	-15.342	-0.055	332.665	-15.342	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재10, 절점11)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
L1	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

④ 두부분 : 지간1

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	1142.619	-167.976	1214.600	-561.633	1161.781	144.024	
L1	-0.064	-0.082	0.000	0.000	0.066	-0.082	
W-L0	0.000	0.000	702.629	292.291	0.000	0.000	
W-TR	1923.737	2843.878	-368.333	0.055	-2626.468	2843.878	
WL	230.580	292.291	0.000	0.000	-237.085	292.291	
G-L01	0.000	0.000	1214.601	-561.714	0.000	0.000	
G-TR	-368.422	0.055	1214.600	-561.633	-368.510	0.055	
E-L0	0.000	0.000	1214.600	-561.633	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	1214.601	-561.714	0.000	0.000	

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)	
SV001	-10002.329	265.707	9.185	-18454.228	-110.997	9.185	
SV002	-8157.467	265.381	9.185	-16609.367	-111.324	9.185	
SV003	-5313.589	-8136.137	-345.455	-13765.488	11833.931	-628.398	
SV004	-8288.099	-4695.724	-209.340	-16739.999	6790.990	-350.812	
SV005	-6443.237	-4696.049	-209.340	-14895.137	6790.663	-350.812	
SV006	-10002.274	561.846	24.526	-18454.173	-444.103	24.526	
SV007	-10002.329	265.707	9.185	-18454.228	-110.997	9.185	
SV008	-8157.412	561.520	24.526	-16609.312	-444.430	24.526	
SV009	-8157.467	265.381	9.185	-16609.367	-111.324	9.185	
SV010	-5313.534	-7839.998	-330.113	-13765.433	11500.825	-613.057	
SV011	-5313.589	-8136.137	-345.455	-13765.488	11833.931	-628.398	
SV012	-8288.044	-4399.585	-193.998	-16739.943	6457.884	-335.470	
SV013	-8288.099	-4695.724	-209.340	-16739.999	6790.990	-350.812	
SV014	-6443.182	-4399.910	-193.998	-14895.082	6457.558	-335.470	
SV015	-6443.237	-4696.049	-209.340	-14895.137	6790.663	-350.812	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-10227.978	-213.202	-9.185	-18679.877	163.503	-9.185	
SV002	-8380.289	-213.529	-9.185	-16832.189	163.177	-9.185	
SV003	-11224.167	-9002.738	-430.853	-19676.067	11569.339	-572.325	
SV004	-11942.207	-5373.989	-261.436	-20394.107	6799.103	-332.172	
SV005	-10094.519	-5374.316	-261.436	-18546.419	6798.777	-332.172	
SV006	-10228.033	-509.781	-24.526	-18679.932	496.168	-24.526	
SV007	-10227.978	-213.202	-9.185	-18679.877	163.503	-9.185	
SV008	-8380.344	-510.108	-24.526	-16832.244	495.842	-24.526	
SV009	-8380.289	-213.529	-9.185	-16832.189	163.177	-9.185	
SV010	-11224.223	-9299.317	-446.195	-19676.122	11902.004	-587.667	
SV011	-11224.167	-9002.738	-430.853	-19676.067	11569.339	-572.325	
SV012	-11942.263	-5670.569	-276.777	-20394.162	7131.768	-347.513	
SV013	-11942.207	-5373.989	-261.436	-20394.107	6799.103	-332.172	
SV014	-10094.574	-5670.896	-276.777	-18546.474	7131.442	-347.513	
SV015	-10094.519	-5374.316	-261.436	-18546.419	6798.777	-332.172	

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	-10002.329	0.000	0.000	-18454.228	0.000	0.000	
SVB02	-8157.467	0.000	0.000	-16609.367	0.000	0.000	
SVB03	-8157.467	-337.221	70.518	-16609.367	-10544.142	427.273	
SVB04	-10002.329	-168.610	35.259	-18454.228	-5272.071	213.637	
SVB05	-8157.467	-168.610	35.259	-16609.367	-5272.071	213.637	
SVB06	-10002.329	-319.644	60.310	-18454.228	-2793.262	60.310	
SVB07	-10002.329	0.000	0.000	-18454.228	0.000	0.000	
SVB08	-8157.467	-319.644	60.310	-16609.367	-2793.262	60.310	
SVB09	-8157.467	0.000	0.000	-16609.367	0.000	0.000	
SVB10	-8157.467	-656.864	130.828	-16609.367	-13337.404	487.584	
SVB11	-8157.467	-337.221	70.518	-16609.367	-10544.142	427.273	
SVB12	-10002.329	-488.254	95.569	-18454.228	-8065.333	273.947	
SVB13	-10002.329	-168.610	35.259	-18454.228	-5272.071	213.637	
SVB14	-8157.467	-488.254	95.569	-16609.367	-8065.333	273.947	
SVB15	-8157.467	-168.610	35.259	-16609.367	-5272.071	213.637	

② 기동 : 부재번호 13

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-10227.978	0.000	0.000	-18679.877	0.000	0.000	
SVB02	-8380.289	0.000	0.000	-16832.189	0.000	0.000	
SVB03	-8380.289	-327.940	71.005	-16832.189	-10554.839	427.761	
SVB04	-10227.978	-163.970	35.503	-18679.877	-5277.419	213.880	
SVB05	-8380.289	-163.970	35.503	-16832.189	-5277.419	213.880	
SVB06	-10227.978	-319.644	60.310	-18679.877	-2793.262	60.310	
SVB07	-10227.978	0.000	0.000	-18679.877	0.000	0.000	
SVB08	-8380.289	-319.644	60.310	-16832.189	-2793.262	60.310	
SVB09	-8380.289	0.000	0.000	-16832.189	0.000	0.000	
SVB10	-8380.289	-647.583	131.315	-16832.189	-13348.101	488.071	
SVB11	-8380.289	-327.940	71.005	-16832.189	-10554.839	427.761	
SVB12	-10227.978	-483.614	95.813	-18679.877	-8070.682	274.190	
SVB13	-10227.978	-163.970	35.503	-18679.877	-5277.419	213.880	
SVB14	-8380.289	-483.614	95.813	-16832.189	-8070.682	274.190	
SVB15	-8380.289	-163.970	35.503	-16832.189	-5277.419	213.880	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재10, 절점11)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV002	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV003	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV004	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV005	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV006	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV007	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV008	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV009	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV010	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV011	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV012	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV013	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV014	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
SV015	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	

② 두부분 : 시간1

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	1142.555	-168.058	1214.601	-12.058	1161.848	143.942	
SV002	1142.619	-167.976	1214.600	-11.976	1161.781	144.024	
SV003	3066.357	2675.902	7091.252	2282.246	-1464.686	2987.902	
SV004	2335.003	1546.172	4535.385	1152.515	-388.471	1858.172	
SV005	2335.068	1546.253	4535.581	1152.597	-388.538	1858.253	
SV006	774.133	-168.003	846.136	-12.003	793.338	143.997	
SV007	1142.555	-168.058	1214.601	-12.058	1161.848	143.942	
SV008	774.198	-167.921	846.135	-11.921	793.272	144.079	
SV009	1142.619	-167.976	1214.600	-11.976	1161.781	144.024	
SV010	2697.935	2675.957	6722.920	2282.301	-1833.196	2987.957	
SV011	3066.357	2675.902	7091.252	2282.246	-1464.686	2987.902	
SV012	1966.582	1546.227	4167.053	1152.571	-756.981	1858.227	
SV013	2335.003	1546.172	4535.385	1152.515	-388.471	1858.172	
SV014	1966.646	1546.308	4167.249	1152.652	-757.047	1858.308	
SV015	2335.068	1546.253	4535.581	1152.597	-388.538	1858.253	

7.3 계수하중 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)	
UL001	-14571.160	345.696	11.940	-25558.629	-144.019	11.940	
UL002	-10604.707	344.996	11.940	-21592.177	-144.721	11.940	
UL003	-6907.666	-10576.978	-449.091	-17895.135	15384.110	-816.918	
UL004	-10774.529	-6104.441	-272.142	-21761.998	8828.287	-456.056	
UL005	-8376.209	-6104.864	-272.142	-19363.678	8827.862	-456.056	
UL006	-13002.956	730.399	31.884	-23990.425	-577.334	31.884	
UL007	-13003.027	345.419	11.940	-23990.497	-144.296	11.940	
UL008	-10604.636	729.976	31.884	-21592.105	-577.758	31.884	
UL009	-10604.707	344.996	11.940	-21592.177	-144.721	11.940	
UL010	-6641.917	-9799.998	-412.641	-17206.792	14376.031	-766.321	
UL011	-6641.986	-10170.171	-431.818	-17206.861	14792.414	-785.498	
UL012	-10360.055	-5499.481	-242.498	-20924.929	8072.355	-419.338	
UL013	-10360.124	-5869.655	-261.675	-20924.998	8488.737	-438.515	
UL014	-8053.978	-5499.888	-242.498	-18618.852	8071.947	-419.338	
UL015	-8054.047	-5870.061	-261.675	-18618.921	8488.329	-438.515	
UL016	-8157.467	265.381	9.185	-16609.367	-111.324	9.185	
UL017	-13003.027	345.419	11.940	-23990.497	-144.296	11.940	
UL018	-6376.307	-9763.364	-414.546	-16518.586	14200.717	-754.078	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-14866.906	-276.884	-11.940	-25854.376	212.830	-11.940	
UL002	-10894.376	-277.587	-11.940	-21881.845	212.130	-11.940	
UL003	-14591.418	-11703.559	-560.109	-25578.887	15040.141	-744.023	
UL004	-15524.870	-6986.186	-339.866	-26512.339	8838.833	-431.823	
UL005	-13122.875	-6986.611	-339.866	-24110.344	8838.410	-431.823	
UL006	-13296.443	-662.715	-31.884	-24283.912	645.018	-31.884	
UL007	-13296.371	-277.162	-11.940	-24283.840	212.553	-11.940	
UL008	-10894.448	-663.140	-31.884	-21881.917	644.594	-31.884	
UL009	-10894.376	-277.587	-11.940	-21881.845	212.130	-11.940	
UL010	-14030.278	-11624.147	-557.744	-24595.153	14877.505	-734.584	
UL011	-14030.209	-11253.422	-538.567	-24595.084	14461.674	-715.407	
UL012	-14927.828	-7088.211	-345.972	-25492.703	8914.709	-434.392	
UL013	-14927.759	-6717.487	-326.794	-25492.634	8498.878	-415.214	
UL014	-12618.218	-7088.620	-345.972	-23183.092	8914.302	-434.392	
UL015	-12618.149	-6717.895	-326.794	-23183.023	8498.471	-415.214	
UL016	-8380.289	-213.529	-9.185	-16832.189	163.177	-9.185	
UL017	-13296.371	-277.162	-11.940	-24283.840	212.553	-11.940	
UL018	-13469.001	-10803.285	-517.024	-23611.280	13883.207	-686.790	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-12123.919	266.081	9.185	-20575.819	-110.622	9.185	
UE002	-8157.467	265.381	9.185	-16609.367	-111.324	9.185	
UE003	-4460.425	-10656.593	-451.846	-12912.325	15417.507	-819.673	
UE004	-8327.289	-6184.055	-274.898	-16779.188	8861.684	-458.811	
UE005	-5928.969	-6184.478	-274.898	-14380.868	8861.259	-458.811	
UE006	-10555.716	650.785	29.129	-19007.615	-543.937	29.129	
UE007	-10555.787	265.805	9.185	-19007.687	-110.899	9.185	
UE008	-8157.395	650.362	29.129	-16609.295	-544.361	29.129	
UE009	-8157.467	265.381	9.185	-16609.367	-111.324	9.185	
UE010	-4194.677	-9879.612	-415.396	-12223.982	14409.429	-769.076	
UE011	-4194.746	-10249.786	-434.574	-12224.051	14825.811	-788.253	
UE012	-7912.815	-5579.096	-245.253	-15942.119	8105.753	-422.093	
UE013	-7912.884	-5949.269	-264.431	-15942.188	8522.135	-441.271	
UE014	-5606.738	-5579.502	-245.253	-13636.042	8105.344	-422.093	
UE015	-5606.807	-5949.676	-264.431	-13636.111	8521.726	-441.271	
UE016	-8157.467	265.381	9.185	-16609.367	-111.324	9.185	
UE017	-10555.787	265.805	9.185	-19007.687	-110.899	9.185	
UE018	-3929.067	-9842.979	-417.301	-11535.776	14234.114	-756.833	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-12352.819	-212.826	-9.185	-20804.719	163.877	-9.185	
UE002	-8380.289	-213.529	-9.185	-16832.189	163.177	-9.185	
UE003	-12077.331	-11639.501	-557.354	-20529.230	14991.187	-741.268	
UE004	-13010.783	-6922.127	-337.111	-21462.682	8789.880	-429.068	
UE005	-10608.788	-6922.553	-337.111	-19060.687	8789.457	-429.068	
UE006	-10782.356	-598.657	-29.129	-19234.255	596.065	-29.129	
UE007	-10782.284	-213.103	-9.185	-19234.184	163.600	-9.185	
UE008	-8380.361	-599.082	-29.129	-16832.260	595.641	-29.129	
UE009	-8380.289	-213.529	-9.185	-16832.189	163.177	-9.185	
UE010	-11516.191	-11560.088	-554.989	-19545.496	14828.552	-731.829	
UE011	-11516.123	-11189.364	-535.811	-19545.427	14412.721	-712.651	
UE012	-12413.741	-7024.152	-343.216	-20443.046	8865.756	-431.636	
UE013	-12413.672	-6653.428	-324.039	-20442.977	8449.925	-412.459	
UE014	-10104.131	-7024.561	-343.216	-18133.435	8865.349	-431.636	
UE015	-10104.062	-6653.837	-324.039	-18133.366	8449.518	-412.459	
UE016	-8380.289	-213.529	-9.185	-16832.189	163.177	-9.185	
UE017	-10782.284	-213.103	-9.185	-19234.184	163.600	-9.185	
UE018	-10954.914	-10739.227	-514.269	-18561.624	13834.254	-684.035	

3) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-14571.160	0.000	0.000	-25558.629	0.000	0.000	
ULB02	-10604.707	0.000	0.000	-21592.177	0.000	0.000	
ULB03	-10604.707	-438.387	91.674	-21592.177	-13707.384	555.456	
ULB04	-13003.027	-219.193	45.837	-23990.497	-6853.692	277.728	
ULB05	-10604.707	-219.193	45.837	-21592.177	-6853.692	277.728	
ULB06	-13003.027	-415.537	78.403	-23990.497	-3631.241	78.403	
ULB07	-13003.027	0.000	0.000	-23990.497	0.000	0.000	
ULB08	-10604.707	-415.537	78.403	-21592.177	-3631.241	78.403	
ULB09	-10604.707	0.000	0.000	-21592.177	0.000	0.000	
ULB10	-10196.834	-821.080	163.535	-20761.708	-16671.755	609.479	
ULB11	-10196.834	-421.526	88.148	-20761.708	-13180.177	534.092	
ULB12	-12502.911	-610.317	119.462	-23067.785	-10081.667	342.434	
ULB13	-12502.911	-210.763	44.074	-23067.785	-6590.089	267.046	
ULB14	-10196.834	-610.317	119.462	-20761.708	-10081.667	342.434	
ULB15	-10196.834	-210.763	44.074	-20761.708	-6590.089	267.046	
ULB16	-8157.467	0.000	0.000	-16609.367	0.000	0.000	
ULB17	-13003.027	0.000	0.000	-23990.497	0.000	0.000	
ULB18	-9788.961	-404.665	84.622	-19931.240	-12652.970	512.728	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-14866.906	0.000	0.000	-25854.376	0.000	0.000	
ULB02	-10894.376	0.000	0.000	-21881.845	0.000	0.000	
ULB03	-10894.376	-426.322	92.307	-21881.845	-13721.291	556.089	
ULB04	-13296.371	-213.161	46.153	-24283.840	-6860.645	278.044	
ULB05	-10894.376	-213.161	46.153	-21881.845	-6860.645	278.044	
ULB06	-13296.371	-415.537	78.403	-24283.840	-3631.241	78.403	
ULB07	-13296.371	0.000	0.000	-24283.840	0.000	0.000	
ULB08	-10894.376	-415.537	78.403	-21881.845	-3631.241	78.403	
ULB09	-10894.376	0.000	0.000	-21881.845	0.000	0.000	
ULB10	-10475.362	-809.479	164.144	-21040.236	-16685.127	610.088	
ULB11	-10475.362	-409.925	88.757	-21040.236	-13193.549	534.701	
ULB12	-12784.972	-604.517	119.766	-23349.847	-10088.352	342.738	
ULB13	-12784.972	-204.962	44.378	-23349.847	-6596.774	267.350	
ULB14	-10475.362	-604.517	119.766	-21040.236	-10088.352	342.738	
ULB15	-10475.362	-204.962	44.378	-21040.236	-6596.774	267.350	
ULB16	-8380.289	0.000	0.000	-16832.189	0.000	0.000	
ULB17	-13296.371	0.000	0.000	-24283.840	0.000	0.000	
ULB18	-10056.347	-393.528	85.206	-20198.627	-12665.807	513.313	

4) 교축방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 12

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-12123.919	0.000	0.000	-20575.819	0.000	0.000	
UEB02	-8157.467	0.000	0.000	-16609.367	0.000	0.000	
UEB03	-8157.467	-438.387	91.674	-16609.367	-13707.384	555.456	
UEB04	-10555.787	-219.193	45.837	-19007.687	-6853.692	277.728	
UEB05	-8157.467	-219.193	45.837	-16609.367	-6853.692	277.728	
UEB06	-10555.787	-415.537	78.403	-19007.687	-3631.241	78.403	
UEB07	-10555.787	0.000	0.000	-19007.687	0.000	0.000	
UEB08	-8157.467	-415.537	78.403	-16609.367	-3631.241	78.403	
UEB09	-8157.467	0.000	0.000	-16609.367	0.000	0.000	
UEB10	-7749.594	-821.080	163.535	-15778.898	-16671.755	609.479	
UEB11	-7749.594	-421.526	88.148	-15778.898	-13180.177	534.092	
UEB12	-10055.671	-610.317	119.462	-18084.975	-10081.667	342.434	
UEB13	-10055.671	-210.763	44.074	-18084.975	-6590.089	267.046	
UEB14	-7749.594	-610.317	119.462	-15778.898	-10081.667	342.434	
UEB15	-7749.594	-210.763	44.074	-15778.898	-6590.089	267.046	
UEB16	-8157.467	0.000	0.000	-16609.367	0.000	0.000	
UEB17	-10555.787	0.000	0.000	-19007.687	0.000	0.000	
UEB18	-7341.720	-404.665	84.622	-14948.430	-12652.970	512.728	

② 기둥 : 부재번호 13

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-12352.819	0.000	0.000	-20804.719	0.000	0.000	
UEB02	-8380.289	0.000	0.000	-16832.189	0.000	0.000	
UEB03	-8380.289	-426.322	92.307	-16832.189	-13721.291	556.089	
UEB04	-10782.284	-213.161	46.153	-19234.184	-6860.645	278.044	
UEB05	-8380.289	-213.161	46.153	-16832.189	-6860.645	278.044	
UEB06	-10782.284	-415.537	78.403	-19234.184	-3631.241	78.403	
UEB07	-10782.284	0.000	0.000	-19234.184	0.000	0.000	
UEB08	-8380.289	-415.537	78.403	-16832.189	-3631.241	78.403	
UEB09	-8380.289	0.000	0.000	-16832.189	0.000	0.000	
UEB10	-7961.275	-809.479	164.144	-15990.579	-16685.127	610.088	
UEB11	-7961.275	-409.925	88.757	-15990.579	-13193.549	534.701	
UEB12	-10270.885	-604.517	119.766	-18300.190	-10088.352	342.738	
UEB13	-10270.885	-204.962	44.378	-18300.190	-6596.774	267.350	
UEB14	-7961.275	-604.517	119.766	-15990.579	-10088.352	342.738	
UEB15	-7961.275	-204.962	44.378	-15990.579	-6596.774	267.350	
UEB16	-8380.289	0.000	0.000	-16832.189	0.000	0.000	
UEB17	-10782.284	0.000	0.000	-19234.184	0.000	0.000	
UEB18	-7542.260	-393.528	85.206	-15148.970	-12665.807	513.313	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재10, 절점11)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL002	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL003	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL004	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL005	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL006	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL007	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL008	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL009	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL010	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL011	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL012	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL013	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL014	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL015	-0.041	5.484	-0.045	-5.972	
UL016	-0.033	4.388	-0.036	-4.777	
UL017	-0.043	5.704	-0.047	-6.211	
UL018	-0.039	5.265	-0.043	-5.733	

② 두부분 : 지간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	1485.267	-218.545	1578.982	-15.745	1510.458	187.055	
UL002	1485.405	-218.369	1578.980	-15.569	1510.316	187.231	
UL003	3986.264	3478.672	9218.628	2966.919	-1904.092	3884.272	
UL004	3035.504	2010.023	5896.001	1498.270	-505.013	2415.623	
UL005	3035.588	2010.129	5896.256	1498.376	-505.099	2415.729	
UL006	1006.373	-218.404	1099.976	-15.604	1031.339	187.196	
UL007	1485.321	-218.475	1578.982	-15.675	1510.402	187.125	
UL008	1006.457	-218.298	1099.975	-15.498	1031.253	187.302	
UL009	1485.405	-218.369	1578.980	-15.569	1510.316	187.231	
UL010	3372.419	3344.946	8403.650	2852.876	-2291.495	3734.946	
UL011	3832.946	3344.877	8864.065	2852.807	-1830.858	3734.877	
UL012	2458.227	1932.784	5208.816	1440.713	-946.226	2322.784	
UL013	2918.754	1932.715	5669.231	1440.644	-485.589	2322.715	
UL014	2458.308	1932.885	5209.061	1440.815	-946.309	2322.885	
UL015	2918.835	1932.817	5669.476	1440.746	-485.672	2322.817	
UL016	1142.619	-167.976	1214.600	-11.976	1161.781	144.024	
UL017	1485.321	-218.475	1578.982	-15.675	1510.402	187.125	
UL018	3679.628	3211.082	8509.503	2738.695	-1757.623	3585.482	

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
UL004	-21881.846	-26512.339	6986.186	8838.833	-456.056	0.01597	축력최대
UL003	-21881.846	-25578.887	11703.559	15384.110	-816.918	0.02702	모멘트최대
UE018	-15148.970	-18561.624	10739.227	14234.114	-756.833	0.02490	편심최대

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

Pu : 전체축력, M1 : 기둥상단 모멘트, M2 : 기둥하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

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	96607.659	26512.339	10452.447	3.644	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	75655.121	25578.887	18128.455	2.958	0.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	0.K	82158.397	18561.624	15948.415	4.426	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL004)

㉠ 설계조건 및 단면가정

f_{ck}=24MPa, f_y=300MPa, k₁=0.85, Φ_c=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3049.471	26512.339	10452.447	394.248

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 26512.339 \times 0.01597 / (-456.056 \times 45.715)$$

$$= 0.020 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 (= 45.715 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 41.015 / 0.916$$

$$= 44.770 > 24.515 \therefore \text{장주}$$

여기서, $M1, M2$: 기둥 양끝단 모멘트 ($M1=6986.186$, $M2=8838.833$)

$M1/M2$ 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = 0.790$$

Lu : 압축부재의 비지지길이 (= 41.015 m)

㉞ 임계하중(P_c) 산정

$$P_c = \pi^2 EI / (k \times Lu)^2$$

$$= \pi^2 \times 39029233.673 / (1.000 \times 41.015)^2$$

$$= 228983.578 \text{ kN}$$

여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta d) = 39029233.673 \text{ kN/m}^2$

$$\beta d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 22005.241 / 26512.339 = 0.830$$

$E_c = 25811.00 \text{ MPa}$

$I_g = 6.917932 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_{ns} = C_m / \{1 - Pu / (0.75P_c)\} \geq 1.0$$

$$= 1.000 / \{1 - 26512.339 / (0.75 \times 228983.578)\}$$

$$= 1.183$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M1/M2) \geq 0.4$, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 $C_m = 1.0$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_c = \delta_{ns} \times M2 = 1.183 \times 8838.833 = 10452.447 \text{ kN.m}$$

$$M_{2min} = Pu \times (15.0 + 0.03h) = 2942.870 \text{ kN.m} \leq 8838.833 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01205$$

$$- 1\text{단} : D25 - 100EA (A_s=50670.000 \text{ mm}^2), d1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D25 - 96EA (A_s=48643.200 \text{ mm}^2), d2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2067.000 \text{ mm}, a_b = k1 \times c_b = 1756.950 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4454335.093 = 90868.436 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 13386.654 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 9137.690 \text{ kN}$$

$$P_b = 90868.436 + 13386.654 - 9137.690 = 95117.400 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 729.086 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 92511.501 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 972.603 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 394.248 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2944.671 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2502.971 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 6469227.077 = 131972.232 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 17131.309 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 476.374 \text{ kN}$$

$$P_n = 131972.232 + 17131.309 - 476.374 = 148627.167 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 34.147 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 58596.708 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=394.253)| = 0.0046 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$d_t = 3200.00 - 100.00 = 3100.000 \text{ mm}$$

$$c = 2944.671 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 2502.971 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3100.00 - 2944.67) / 2944.67 = 0.0002$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.}$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 148627.167 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 148627.167 = 96607.659 \text{ kN} \geq P_u = 26512.339 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.394 = 38087.413 \text{ kN.m} \geq M_u = 10452.447 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3049.471	25578.887	18128.455	708.727

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 층 안정지수 산정

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

$$= 25578.887 \times 0.02702 / (-816.918 \times 45.715)$$

$$= 0.019 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위
 V_u : 층전단력
 L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 45.715 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$
 세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2)$
 $= 1.000 \times 41.015 / 0.916$
 $= 44.770 > 24.871 \therefore$ 장주
 여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=11703.559$, $M_2=15384.110$)
 M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)
 $M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.761$
 L_u : 압축부재의 비지지길이(= 41.015 m)

㉟ 임계하중(P_c) 산정

$P_c = \pi^2 EI / (k \times L_u)^2$
 $= \pi^2 \times 38399729.904 / (1.000 \times 41.015)^2$
 $= 225290.295 \text{ kN}$
 여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta_d) = 38399729.904 \text{ kN/m}^2$
 $\beta_d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 21997.843 / 25578.887 = 0.860$
 $E_c = 25811.00 \text{ MPa}$
 $I_g = 6.917932 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

㊱ 모멘트 확대계수 산정

$\delta_{ns} = C_m / \{1 - P_u / (0.75 P_c)\} \geq 1.0$
 $= 1.000 / \{1 - 25578.887 / (0.75 \times 225290.295)\}$
 $= 1.178$
 $C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 $C_m = 1.0$

㊲ 확대 모멘트 산정

$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.178 \times 15384.110 = 18128.455 \text{ kN.m}$
 $M_{2min} = P_u \times (15.0 + 0.03h) = 2839.256 \text{ kN.m} \leq 15384.110 \text{ kN.m}$

㊳ 철근비 검토

$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01205$
 - 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$
 - 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$
 $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$

㊴ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2067.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1756.950 \text{ mm}$
 $C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4454335.093 = 90868.436 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 13386.654 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9137.690 \text{ kN}$
 $P_b = 90868.436 + 13386.654 - 9137.690 = 95117.400 \text{ kN}$
 $M_b = C_c \times 729.086 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 92511.501 \text{ kN.m}$
 $e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 972.603 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 708.727 \text{ mm}$)

㊵ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2375.303 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2019.008 \text{ mm}$ 를 사용.
 $C_c = 0.85 \times 24.0 \times 5210887.858 = 106302.112 \text{ kN}$

$$\sum C_{si} = 14788.755 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4698.374 \text{ kN}$$

$$P_n = 106302.112 + 14788.755 - 4698.374 = 116392.494 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 58.353 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 82490.859 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 708.730)| = 0.0028 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 3200.00 - 100.00 = 3100.000 \text{ mm}$$

$$c = 2375.303 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2019.008 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3100.00 - 2375.30) / 2375.30 = 0.0009$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.}$$

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 116392.494 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times 116392.494 = 75655.121 \text{ kN} \geq P_u = 25578.887 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.709 = 53618.848 \text{ kN.m} \geq M_u = 18128.455 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 편심최대 : (부재 12, UE018)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.65, \theta=90.000\text{도(중립축각도)}$$

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3049.471	18561.624	15948.415	859.214

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 18561.624 \times 0.02490 / (-756.833 \times 45.715)$$

$$= 0.013 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 45.715 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 41.015 / 0.916$$

$$= 44.770 > 24.946 \therefore \text{장주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=10739.227$, $M_2=14234.114$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.754$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 41.015 m)

㉔ 임계하중(P_c) 산정

$$\begin{aligned} P_c &= \pi^2 EI / (k \times L_u)^2 \\ &= \pi^2 \times 39243680.012 / (1.000 \times 41.015)^2 \\ &= 230241.730 \text{ kN} \end{aligned}$$

여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta_d) = 39243680.012 \text{ kN/m}^2$

$\beta_d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 15220.532 / 18561.624 = 0.820$

$E_c = 25811.00 \text{ MPa}$

$I_g = 6.917932 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

㉕ 모멘트 확대계수 산정

$$\begin{aligned} \delta_{ns} &= C_m / \{1 - P_u / (0.75 P_c)\} \geq 1.0 \\ &= 1.000 / \{1 - 18561.624 / (0.75 \times 230241.730)\} \\ &= 1.120 \end{aligned}$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 $C_m = 1.0$

㉖ 확대 모멘트 산정

$$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.120 \times 14234.114 = 15948.415 \text{ kN.m}$$

$$M_{2min} = P_u \times (15.0 + 0.03h) = 2060.340 \text{ kN.m} \leq 14234.114 \text{ kN.m}$$

㉗ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01205$$

- 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

㉘ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2067.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1756.950 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4454335.093 = 90868.436 \text{ kN}, \sum C_{si} = 13386.654 \text{ kN}, \sum T_{si} = 9137.690 \text{ kN}$$

$$P_b = 90868.436 + 13386.654 - 9137.690 = 95117.400 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 729.086 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 92511.501 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 972.603 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 859.214 \text{ mm})$$

㉙ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2167.280 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1842.188 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4751143.151 = 96923.320 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 13940.955 \text{ kN}, \sum T_{si} = 7241.072 \text{ kN}$$

$$P_n = 96923.320 + 13940.955 - 7241.072 = 103623.204 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 67.198 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 89034.042 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 859.210)| = 0.0049 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉚ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 3200.00 - 100.00 = 3100.000 \text{ mm}$$

$$c = 2167.280 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1842.188 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\varepsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3100.00 - 2167.28) / 2167.28 = 0.0013$$

→ 계수축력이 $0.10 \cdot f_{ck} \cdot A_g$ 보다 작고, f_y 가 400 MPa 이하이므로 $\varepsilon_t = 0.0040$ 를 적용한다.

$$\varepsilon_y < \varepsilon_t < 0.0050 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.79 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793$$

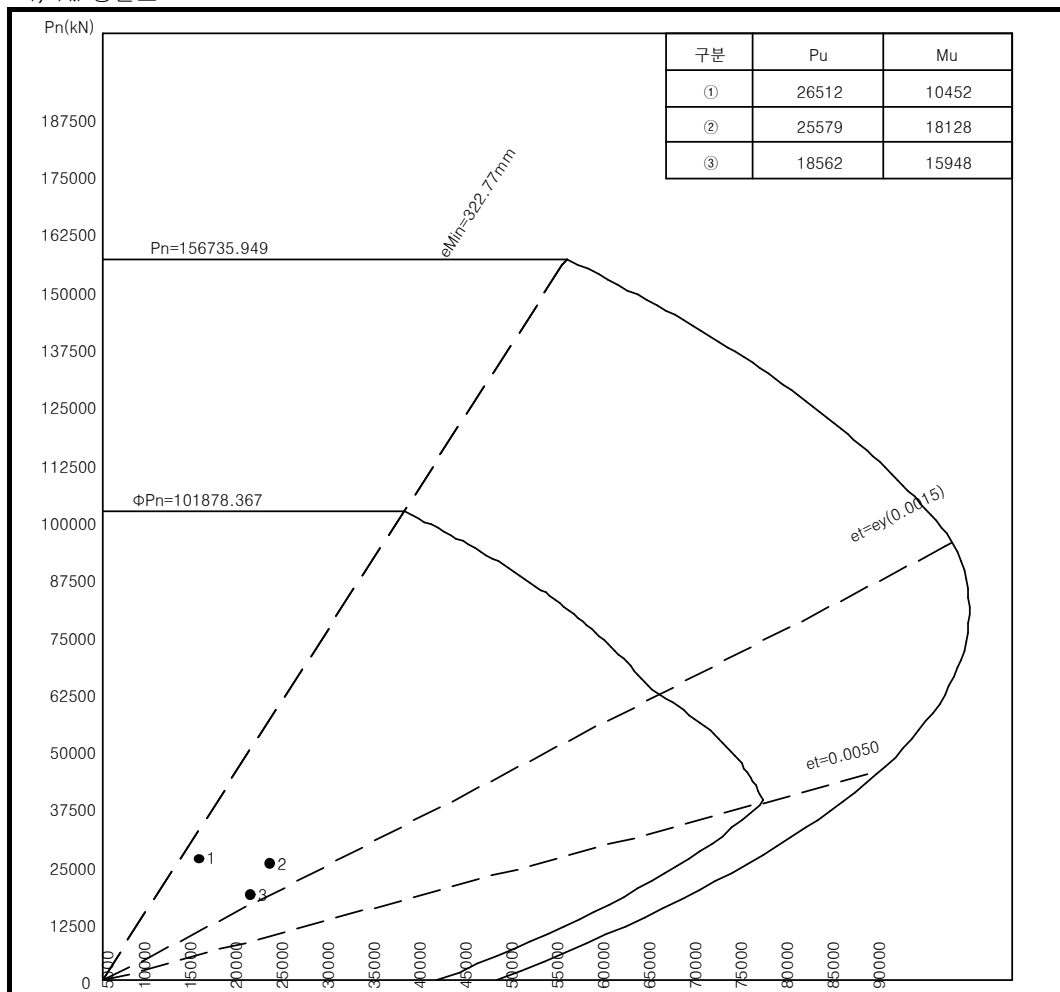
㉡ 축방향력 및 휨에대한 검토

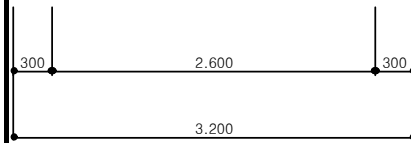
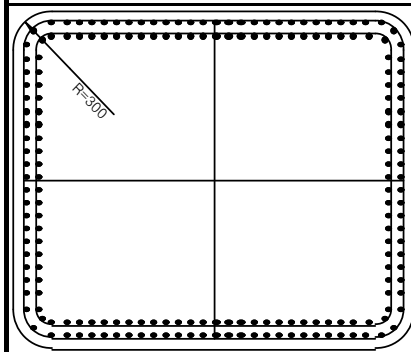
$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 103623.204 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.79 \times 103623.204 = 82158.397 \text{ kN} \geq P_u = 18561.624 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.859 = 70591.682 \text{ kN.m} \geq M_u = 15948.415 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도





■ 단면제원

$B = 2600.000 \text{ mm}$
 $H = 2000.000 \text{ mm}$
 $R = 300.000 \text{ mm}$
 $D = 3049.471 \text{ mm}$
 $A_g = 8242743.339 \text{ mm}^2$

■ 사용 철근

$A_{st} = 99313.200 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.01205$
 1단 : D25-100Ea
 2단 : D25-96Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	△(m)	비 고
ULB01	-21881.846	-25854.376	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB10	-21040.236	-21040.236	821.080	16685.127	610.088	0.08219	모멘트최대
UEB10	-15990.580	-15990.579	821.080	16685.127	610.088	0.08219	편심최대

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

Pu : 전체축력, M1 : 기둥상단 모멘트, M2 : 기둥하단 모멘트

Vu : 전단력, △ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 힘				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	101878.366	25854.376	0.000	3.940	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	60352.547	21040.236	17787.982	2.868	0.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	0.K	48771.029	15990.579	19723.940	3.050	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, ULB04)

㉠ 설계조건 및 단면가정

f_{ck}=24MPa, f_y=300MPa, k₁=0.85, Φ_c=0.65

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	2449.471	25854.376	0.000	0.000

㉞ 철근비 검토

$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2$, $\rho_{use} = 0.01205$
 - 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$
 - 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$
 $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉞ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1667.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1416.950 \text{ mm}$
 $C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4403134.141 = 89823.936 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 13411.048 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10264.856 \text{ kN}$
 $P_b = 89823.936 + 13411.048 - 10264.856 = 92970.129 \text{ kN}$
 $M_b = C_c \times 600.491 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 77240.919 \text{ kN.m}$
 $e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 830.814 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 0.000 \text{ mm})$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 6123.678 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 5205.127 \text{ mm}$ 를 사용.
 $C_c = 0.85 \times 24.0 \times 8243022.061 = 168157.650 \text{ kN}$
 $\sum C_{si} = 27767.971 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$
 $P_n = 168157.650 + 27767.971 - 0.000 = 195925.621 \text{ kN}$
 $M_n = C_c \times 0.000 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 0.000 \text{ kN.m}$
 - 편심오차 : $|e - M_n/P_n(=0.000)| = 0.0000 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2600.00 - 100.00 = 2500.000 \text{ mm}$
 $c = 6123.678 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 5205.127 \text{ mm}$
 $\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$
 $\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2500.00 - 6123.68) / 6123.68 = -0.0018$
 $\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.65$ 를 적용한다.

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} < P_n = 195925.621 \text{ kN}$
 $\Phi P_n = 0.65 \times 156735.948 = 101878.366 \text{ kN} \geq P_u = 25854.376 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$
 $\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.000 = 0.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 0.000 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 12, ULB03)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	2449.471	21040.236	17787.982	845.427

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 층 안정지수 산정

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

$$= 21040.236 \times 0.08219 / (610.088 \times 45.715)$$

$$= 0.062 > 0.05 : \text{비횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중
 Δ : 층상단의 상대변위
 V_u : 층전단력
 L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 45.715 m)

㉞ 유효길이 계수

양단의 비횡구속 압축부재에 대한 유효길이계수는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\sum (EI/L)_{\text{column}} = 25811.000 \times 4.569 / 45.715 \times 2EA = 5159.648$$

$$\sum (EI/L)_{\text{beam}} = 25811.000 \times 5.850 / 8.000 \times 1EA = 18874.294$$

$$\sum (EI/L)_{\text{foot}} = 25811.000 \times 21.600 / 8.000 \times 1EA = 69689.700$$

$$\text{상단의 강성도비 } \psi_t = \sum (EI/L)_{\text{column}} / \sum (EI/L)_{\text{beam}} = 0.273$$

$$\text{하단의 강성도비 } \psi_b = \sum (EI/L)_{\text{column}} / \sum (EI/L)_{\text{foot}} = 0.074$$

$$\text{평균 강성도비 } \psi_m = 1/2 (\psi_m + \psi_b) = 0.174$$

$\psi_m < 2$ 에 대하여,
 $k = (20 - \psi_m) / 20 \times \sqrt{1 + \psi_m} = 1.074$

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 1.074$

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

$$= 1.074 \times 41.015 / 0.745$$

$$= 59.163 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.745$: 부재단면의 최소회전반경
 L_u : 압축부재의 비지지길이(= 41.015 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.062)$$

$$= 1.066$$

만일, $\delta_s > 1.5$ 이면 $\delta_s = 1 / (1 - P_u/0.75P_c) \geq 1.0$

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.066 \times 821.080$$

$$= 875.352 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.066 \times 16685.127$$

$$= 17787.982 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01205$$

- 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$$\rho_{\min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1667.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1416.950 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4403134.141 = 89823.936 \text{ kN}, \sum C_{si} = 13411.048 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10264.856 \text{ kN}$$

$$P_b = 89823.936 + 13411.048 - 10264.856 = 92970.129 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 600.491 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 77240.919 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 830.814 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 845.427 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1616.090 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1373.677 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4357190.297 = 88886.682 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 13334.936 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10507.036 \text{ kN}$$

$$P_n = 88886.682 + 13334.936 - 10507.036 = 91714.581 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 60.768 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 77538.543 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=845.433)| = 0.0062 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2600.00 - 100.00 = 2500.000 \text{ mm}$$

$$c = 1616.090 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1373.677 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2500.00 - 1616.09) / 1616.09 = 0.0016$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.66$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.650 + (0.0016 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.658$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 91714.581 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.66 \times 91714.581 = 60352.547 \text{ kN} \geq P_u = 21040.236 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.845 = 51023.668 \text{ kN.m} \geq M_u = 17787.982 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 편심최대 : (부재 12, UEB18)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.65$$

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	2449.471	15990.579	19723.940	1233.473

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 층 안정지수 산정

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

$$= 15990.579 \times 0.08219 / (610.088 \times 45.715)$$

$$= 0.047 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 45.715 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

$$\begin{aligned}\text{세장비 } \lambda &= k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2) \\ &= 1.000 \times 41.015 / 0.745 \\ &= 55.088 > 33.409 \quad \therefore \text{장주}\end{aligned}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=821.080$, $M_2=16685.127$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.049$$

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 41.015 m)

㉠ 임계하중(P_c) 산정

$$\begin{aligned}P_c &= \pi^2 EI / (k \times L_u)^2 \\ &= \pi^2 \times 23587329.766 / (1.000 \times 41.015)^2 \\ &= 138386.298 \text{ kN}\end{aligned}$$

여기서, $EI = 0.4 \times E_c \times I_g / (1 + \beta_d) = 23587329.766 \text{ kN/m}^2$

$$\beta_d = \text{최대장기지속계수축력} / \text{전체계수축력} = 15990.579 / 15990.579 = 1.000$$

$E_c = 25811.00 \text{ MPa}$

$I_g = 4.569240 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

㉡ 모멘트 확대계수 산정

$$\begin{aligned}\delta_{ns} &= C_m / \{1 - P_u / (0.75 P_c)\} \geq 1.0 \\ &= 1.000 / \{1 - 15990.579 / (0.75 \times 138386.298)\} \\ &= 1.182\end{aligned}$$

$C_m = 0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 $C_m = 1.0$

㉢ 확대 모멘트 산정

$$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.182 \times 16685.127 = 19723.940 \text{ kN.m}$$

$$M_{2min} = P_u \times (15.0 + 0.03h) = 1487.124 \text{ kN.m} \leq 16685.127 \text{ kN.m}$$

㉣ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01205$$

- 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉤ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1667.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1416.950 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4403134.141 = 89823.936 \text{ kN}, \sum C_{si} = 13411.048 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10264.856 \text{ kN}$$

$$P_b = 89823.936 + 13411.048 - 10264.856 = 92970.129 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 600.491 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 77240.919 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 830.814 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 1233.473 \text{ mm})$$

㉥ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1166.994 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 991.945 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3135629.553 = 63966.843 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 11501.544 \text{ kN}, \sum T_{si} = 13955.377 \text{ kN}$$

$$P_n = 63966.843 + 11501.544 - 13955.377 = 61513.009 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 79.875 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 75874.780 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1233.475)| = 0.0028 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2600.00 - 100.00 = 2500.000 \text{ mm}$$

$$c = 1166.994 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 991.945 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2500.00 - 1166.99) / 1166.99 = 0.0034$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작고, f_y 가 400 MPa 이하이므로 $\epsilon_t = 0.0040$ 를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.79$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793$$

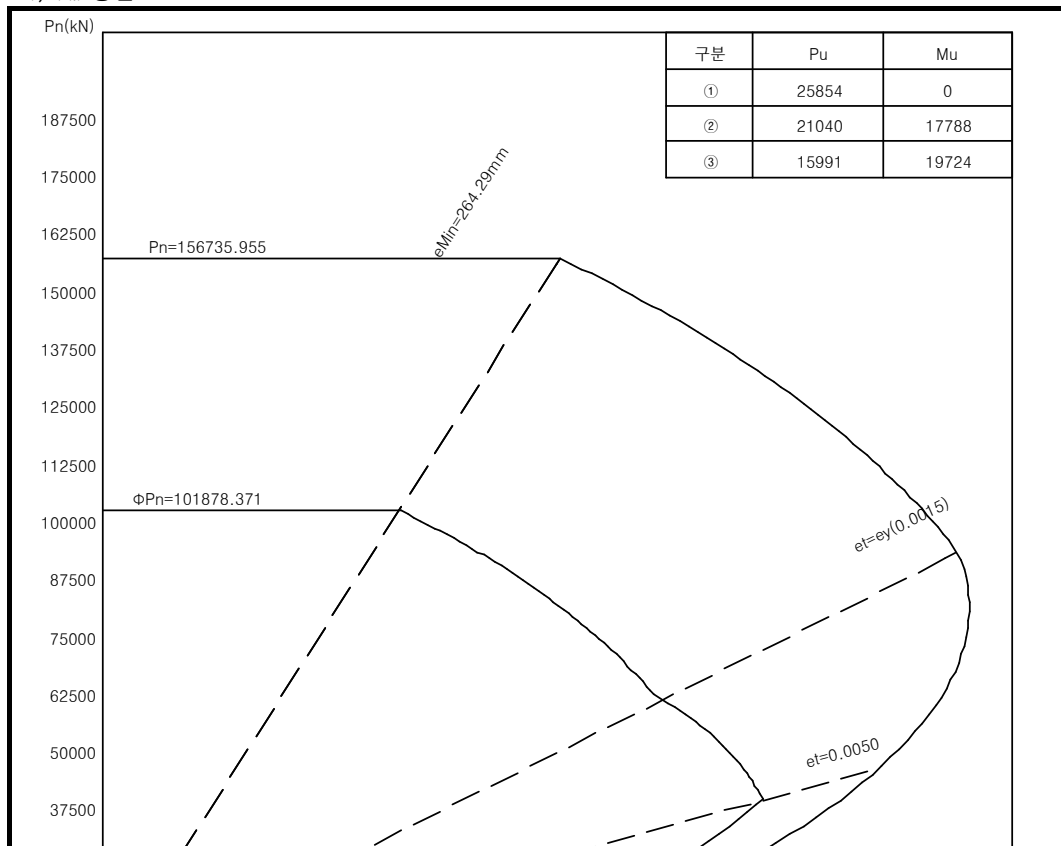
㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

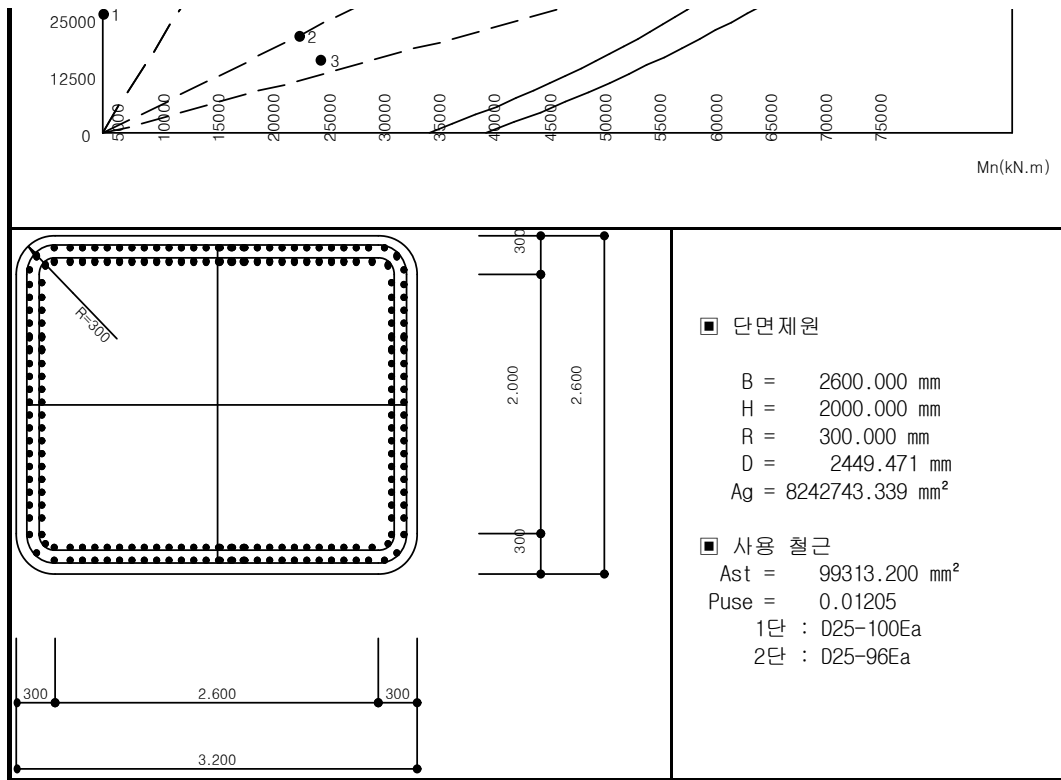
$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 61513.009 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.79 \times 61513.009 = 48771.029 \text{ kN} \geq P_u = 15990.579 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.233 = 60157.723 \text{ kN.m} \geq M_u = 19723.940 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도





9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-25854.376	0.000	3385.003	3385.003	축력최대
UL10	-21040.236	17787.982	17412.026	24891.584	모멘트최대
UE10	-15990.579	19723.940	16721.193	25857.921	편심최대
UL04	-24283.840	7306.331	10452.447	12752.887	축력최대
UL03	-21881.845	14519.885	18128.455	23226.449	모멘트최대
UE18	-15148.970	14830.435	15948.415	21778.286	편심최대

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

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

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	101878.366	25854.376	3385.003	3.940	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	53158.313	24595.153	24891.584	2.161	0.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	0.K	44299.636	19545.496	25857.921	2.266	0.K
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	86376.873	26512.339	12752.887	3.258	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	58571.754	25578.887	23226.449	2.290	0.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	0.K	51742.637	18561.624	21778.286	2.788	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/6 】

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=90.000$ 도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3049.471	25854.376	3385.003	130.926

㉕ 철근비 검토

$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01205$

- 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$

㉖ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2067.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1756.950 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4454335.093 = 90868.436 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 13386.654 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9137.690 \text{ kN}$

$P_b = 90868.436 + 13386.654 - 9137.690 = 95117.400 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 729.086 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 92511.501 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 972.603 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 130.926 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 3535.036 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 3004.781 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 7772679.749 = 158562.667 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 20692.100 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 158562.667 + 20692.100 - 0.000 = 179254.767 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 9.076 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 23468.510 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 130.923)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 3200.00 - 100.00 = 3100.000 \text{ mm}$

$c = 3535.036 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 3004.781 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$

$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3100.00 - 3535.04) / 3535.04 = -0.0004$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.65$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} < P_n = 179254.767 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.65 \times 156735.948 = 101878.366 \text{ kN} \geq P_u = 25854.376 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.131 = 13338.499 \text{ kN.m} \geq M_u = 3385.003 \text{ kN.m} \therefore O.K$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL010)

【 기둥 : 하부 , 2/6 】

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=32.884$ 도(중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3540.658	24595.153	24891.584	1012.052

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01205$$

- 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2394.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 2034.900 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4729083.414 = 96473.302 \text{ kN}, \sum C_{si} = 13214.456 \text{ kN}, \sum T_{si} = 5565.290 \text{ kN}$$

$$P_b = 96473.302 + 13214.456 - 5565.290 = 104122.468 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 562.798 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 73545.613 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 706.338 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 1012.052 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2021.405 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1718.195 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3638890.016 = 74233.356 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 11367.574 \text{ kN}, \sum T_{si} = 9378.849 \text{ kN}$$

$$P_n = 74233.356 + 11367.574 - 9378.849 = 76222.081 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 73.635 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 77140.755 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1012.053)| = 0.0002 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수 (ϕ) 산정

$$d_t = 3691.19 - 100.00 = 3591.187 \text{ mm}$$

$$c = 2021.405 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1718.195 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3591.19 - 2021.41) / 2021.41 = 0.0023$$

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \phi = 0.70 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\phi = 0.650 + (0.0023 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.697$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 76222.081 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.70 \times 76222.081 = 53158.313 \text{ kN} \geq P_u = 24595.153 \text{ kN} \therefore O.K$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 1.012 = 53799.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 24891.584 \text{ kN.m} \therefore O.K$$

③ 편심최대 : (부재 13, UE010)

【 기동 : 하부 , 3/6 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$, $\theta=29.246^\circ$ (중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3464.793	19545.496	25857.921	1322.961

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01205$$

- 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$$\rho_{\min} (= 0.0100) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0120) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2344.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 1992.400 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4692365.834 = 95724.263 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 13240.373 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 5725.630 \text{ kN}$$

$$P_b = 95724.263 + 13240.373 - 5725.630 = 103239.005 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 564.110 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 73290.155 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 709.908 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 1322.961 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1716.584 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1459.096 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2854406.483 = 58229.892 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 10044.027 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 12400.504 \text{ kN}$$

$$P_n = 58229.892 + 10044.027 - 12400.504 = 55873.415 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 86.595 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 73918.269 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1322.960)| = 0.0010 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 3615.32 - 100.00 = 3515.321 \text{ mm}$$

$$c = 1716.584 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 1459.096 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3515.32 - 1716.58) / 1716.58 = 0.0031$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작고, f_y 가 400 MPa 이하이므로 $\epsilon_t = 0.0040$ 를 적용한다.

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.79 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 55873.415 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.79 \times 55873.415 = 44299.636 \text{ kN} \geq P_u = 19545.496 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.323 = 58606.673 \text{ kN.m} \geq M_u = 25857.921 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 축력최대 : (부재 13, UL004)

【 기둥 : 하부 , 4/6 】

㉙ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, \quad f_y=300\text{MPa}, \quad k_1=0.85, \quad \Phi_c=0.65, \quad \theta=43.377^\circ \text{ (중립축각도)}$$

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3688.843	26512.339	12752.887	481.017

㉚ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, \quad A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, \quad \rho_{\text{use}} = 0.01205$$

$$\text{- 1단 : D25 - 100EA } (A_s=50670.000 \text{ mm}^2), \quad d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$\text{- 2단 : D25 - 96EA } (A_s=48643.200 \text{ mm}^2), \quad d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0100) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0120) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉛ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2493.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 2119.050 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4755878.990 = 97019.931 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 13187.373 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 5421.816 \text{ kN}$$

$$P_b = 97019.931 + 13187.373 - 5421.816 = 104785.488 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 579.221 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 75810.842 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 723.486 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 481.017 \text{ mm})$$

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2845.639 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2418.793 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 5872347.322 = 119795.885 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 15345.646 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 2254.035 \text{ kN}$$

$$P_n = 119795.885 + 15345.646 - 2254.035 = 132887.496 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 40.630 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 63922.103 \text{ kN.m}$$

$$\text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (=481.024)| = 0.0072 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉕ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$d_t = 3839.37 - 100.00 = 3739.372 \text{ mm}$$

$$c = 2845.639 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 2418.793 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3739.37 - 2845.64) / 2845.64 = 0.0009$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.}$$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 132887.496 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 132887.496 = 86376.873 \text{ kN} \geq P_u = 26512.339 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.481 = 41548.747 \text{ kN.m} \geq M_u = 12752.887 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑤ 모멘트최대 : (부재 12, UL003)

【 기둥 : 하부 , 5/6 】

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$, $\theta=39.510^\circ$ (중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3646.657	25578.887	23226.449	908.032

㉒ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, \quad A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, \quad \rho_{use} = 0.01205$$

$$\text{- 1단 : D25 - 100EA } (A_s=50670.000 \text{ mm}^2), \quad d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$\text{- 2단 : D25 - 96EA } (A_s=48643.200 \text{ mm}^2), \quad d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2465.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 2095.250 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4764786.769 = 97201.650 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 13192.619 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 5428.756 \text{ kN}$$

$$P_b = 97201.650 + 13192.619 - 5428.756 = 104965.513 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 568.882 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 74700.564 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 711.668 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 908.032 \text{ mm})$$

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2202.929 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1872.490 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4020510.453 = 82018.413 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 11911.167 \text{ kN}, \sum T_{si} = 7866.345 \text{ kN}$$

$$P_n = 82018.413 + 11911.167 - 7866.345 = 86063.235 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 68.722 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 78148.867 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 908.040)| = 0.0081 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉕ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 3797.19 - 100.00 = 3697.186 \text{ mm}$$

$$c = 2202.929 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1872.490 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3697.19 - 2202.93) / 2202.93 = 0.0020$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.68$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.650 + (0.0020 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.681$$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 86063.235 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.68 \times 86063.235 = 58571.754 \text{ kN} \geq P_u = 25578.887 \text{ kN} \therefore 0.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.908 = 53185.029 \text{ kN.m} \geq M_u = 23226.449 \text{ kN.m} \therefore 0.K$$

⑥ 편심최대 : (부재 12, UE018)

【 기둥 : 하부 , 6/6 】

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=35.386^\circ$ (중립축각도)

B(mm)	H(mm)	R(mm)	피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
2600.000	2000.000	300	100.000	3585.615	18561.624	21778.286	1173.296

㉒ 철근비 검토

$$A_g = 8242743.34 \text{ mm}^2, A_{st} = 99313.20 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01205$$

- 1단 : D25 - 100EA ($A_s=50670.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D25 - 96EA ($A_s=48643.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0120) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$$

㉓ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 2424.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 2060.400 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 4749016.741 = 96879.942 \text{ kN}, \sum C_{si} = 13205.352 \text{ kN}, \sum T_{si} = 5492.531 \text{ kN}$$

$$P_b = 96879.942 + 13205.352 - 5492.531 = 104592.763 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 563.528 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 73869.562 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 706.259 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1173.296 \text{ mm})$$

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1913.951 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1626.858 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3205691.105 = 65396.099 \text{ kN}$$

$$\Sigma C_{si} = 10569.835 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 10704.950 \text{ kN}$$

$$P_n = 65396.099 + 10569.835 - 10704.950 = 65260.984 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 81.662 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 76570.330 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (=1173.294)| = 0.0022 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 3736.14 - 100.00 = 3636.144 \text{ mm}$$

$$c = 1913.951 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1626.858 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (3636.14 - 1913.95) / 1913.95 = 0.0027$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작고, f_y 가 400 MPa 이하이므로 $\epsilon_t = 0.0040$ 를 적용한다.

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.0050 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.79 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793$$

㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

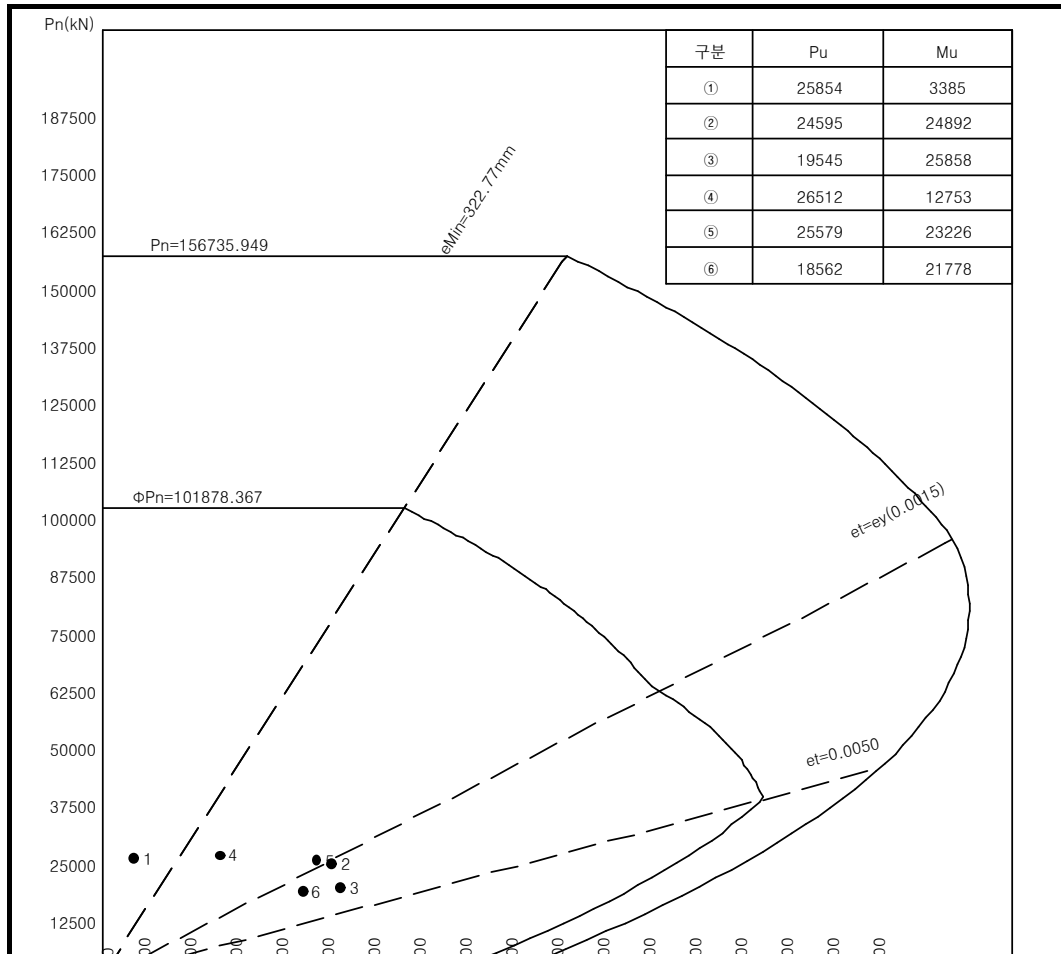
$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 156735.948 \text{ kN} \geq P_n = 65260.984 \text{ kN}$$

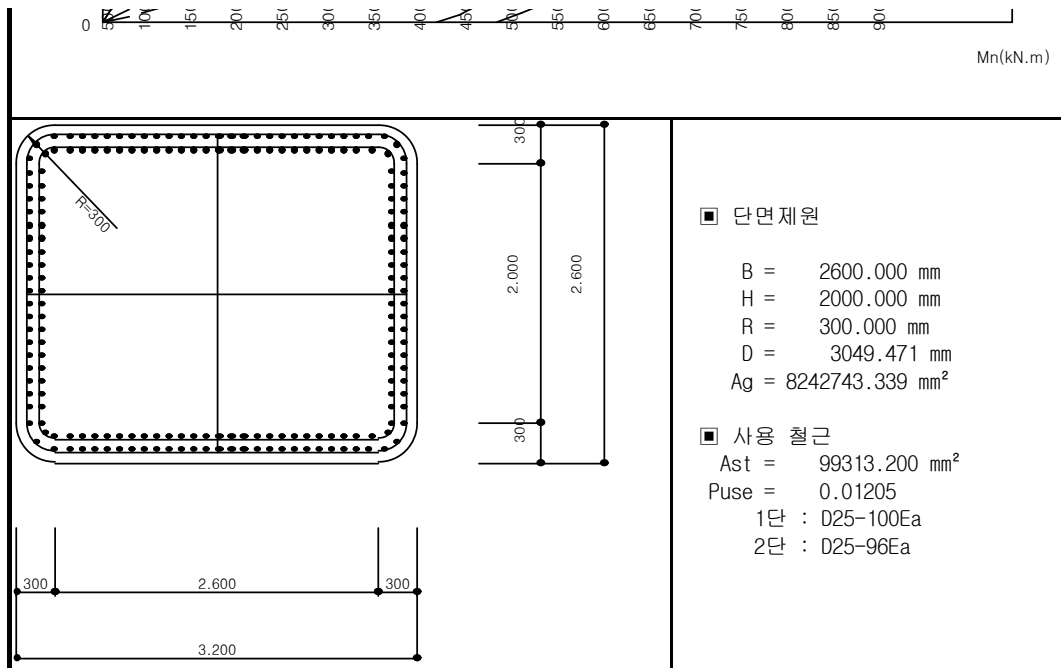
$$\Phi P_n = 0.79 \times 65260.984 = 51742.637 \text{ kN} \geq P_u = 18561.624 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.173 = 60709.449 \text{ kN.m} \geq M_u = 21778.286 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

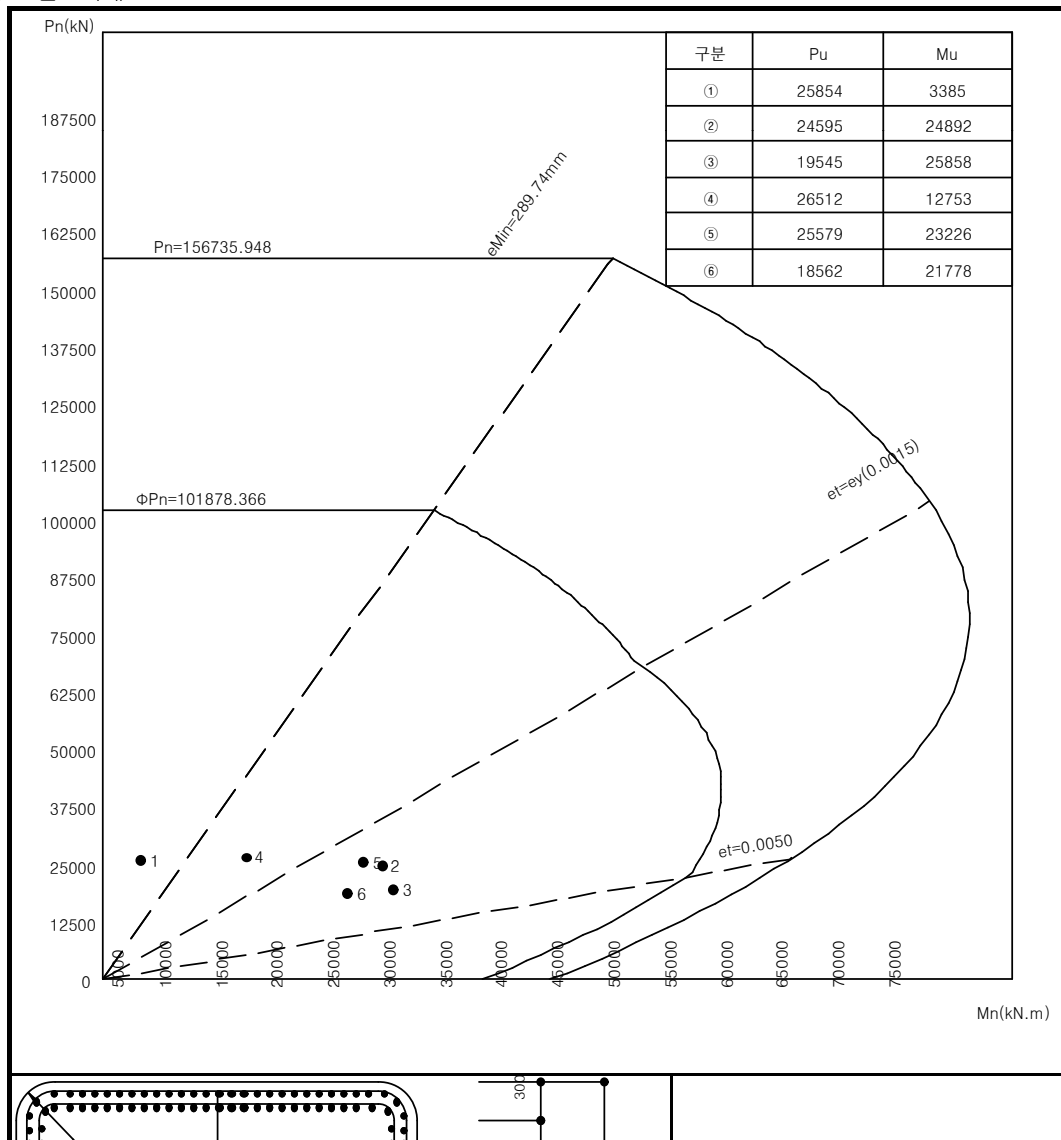
4) PM 상관도

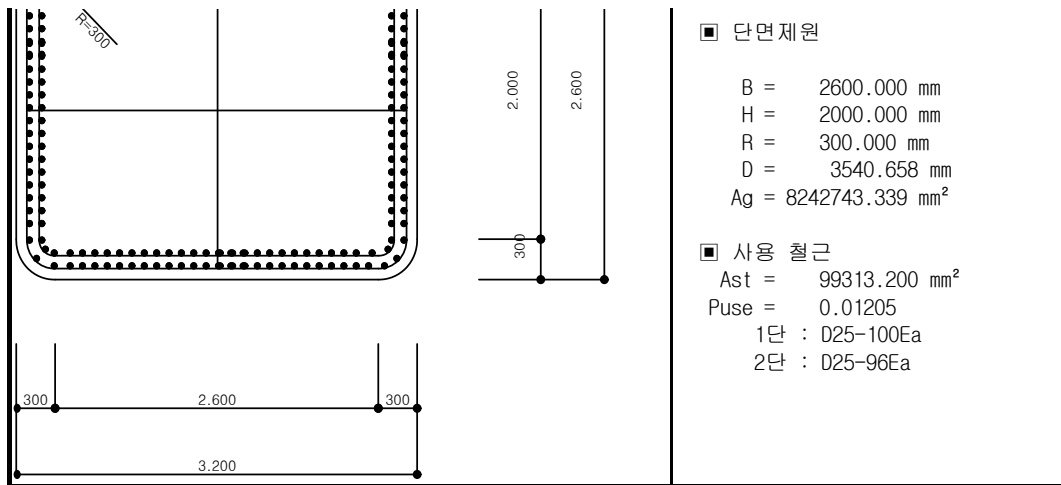
① 축력최대



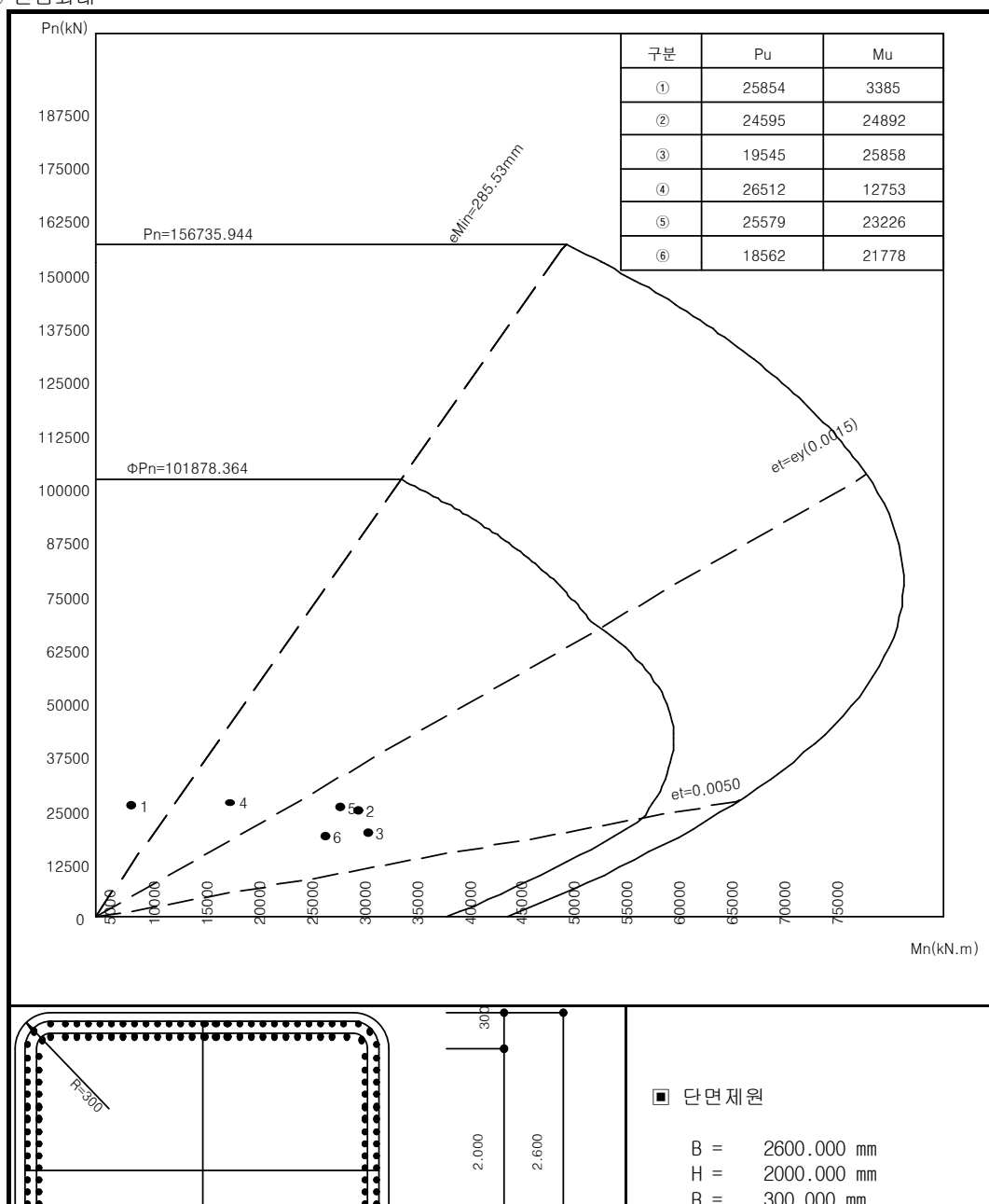


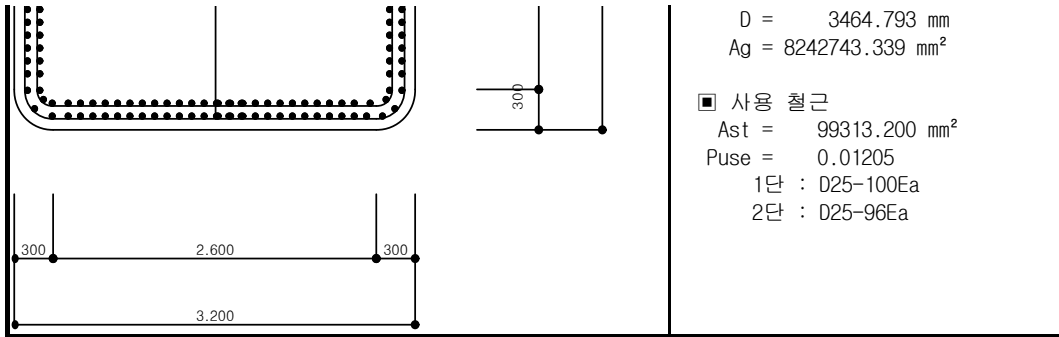
② 모멘트최대



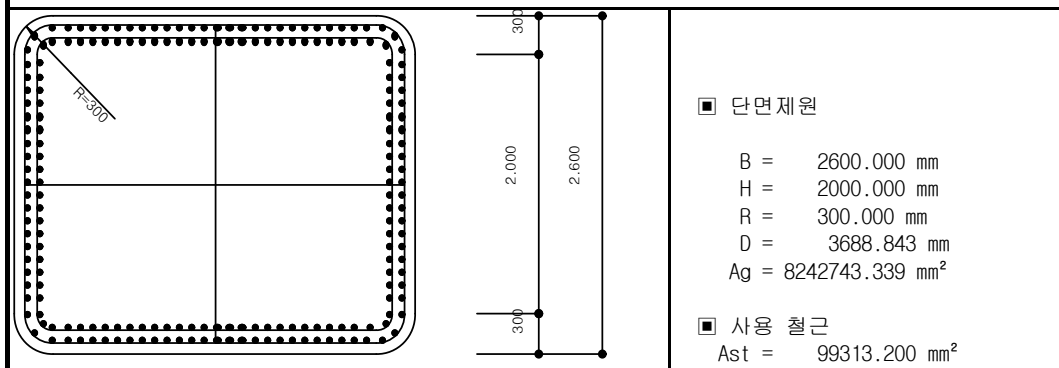
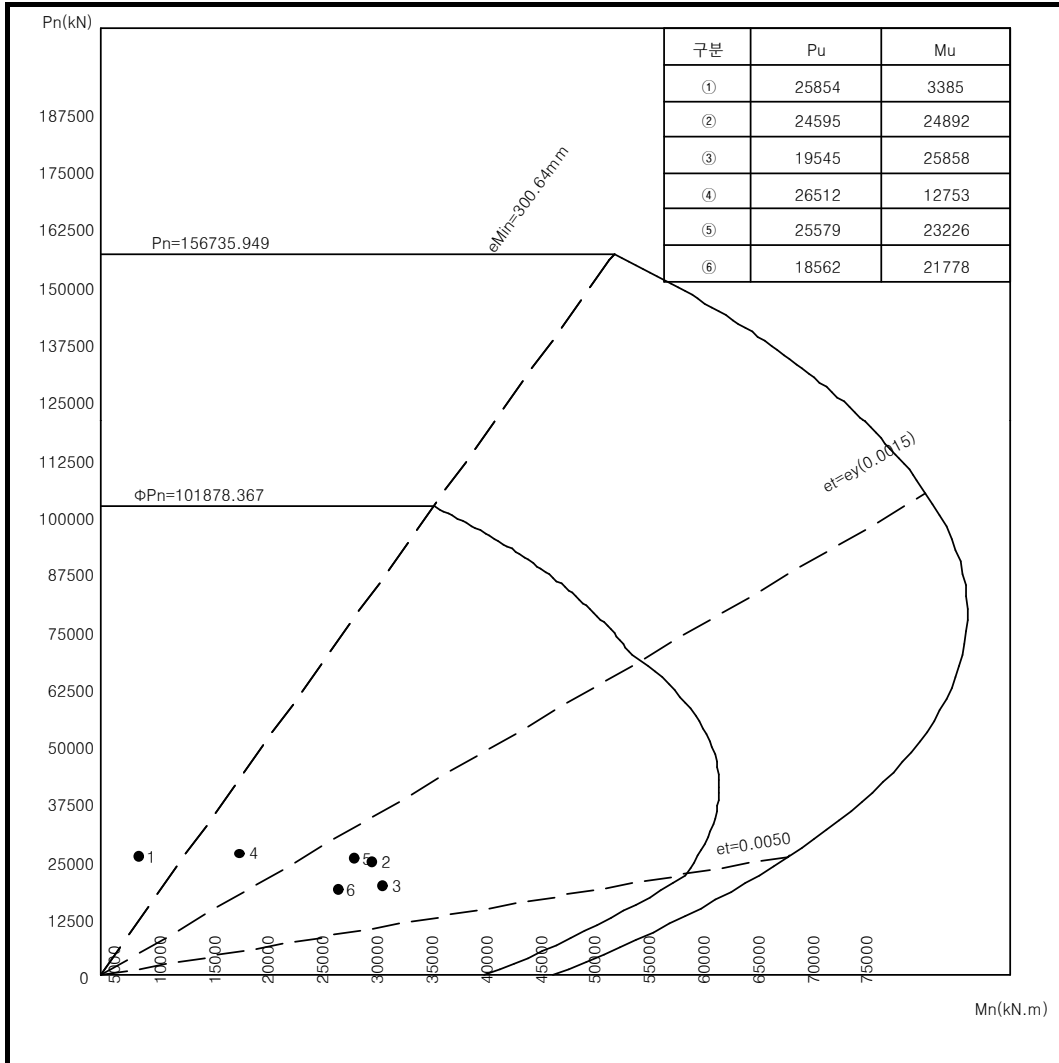


③ 편심최대



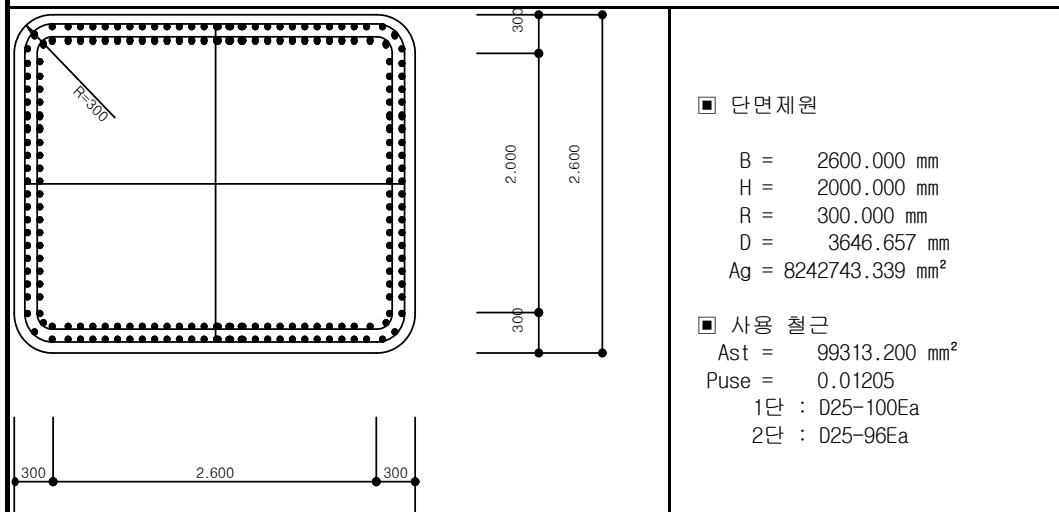
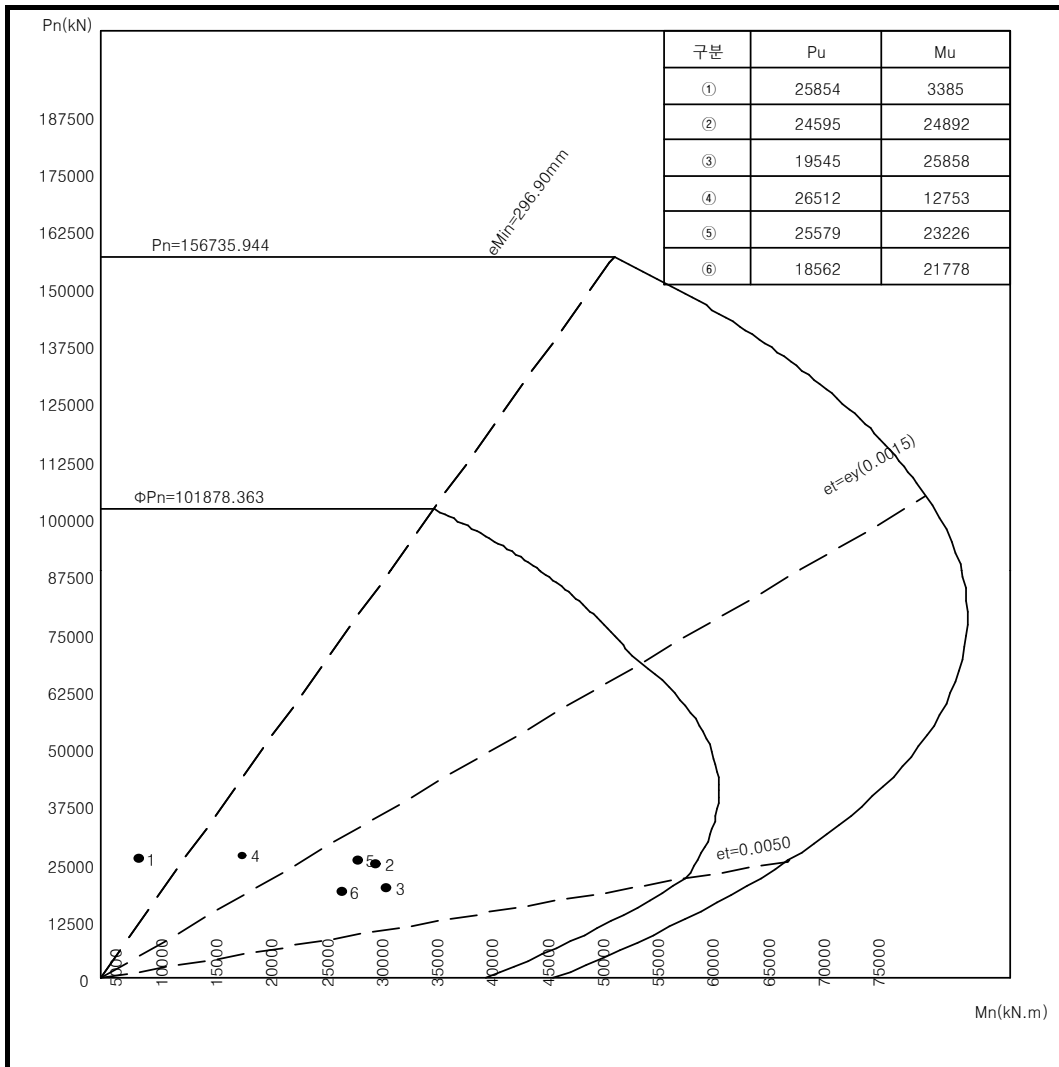


④ 축력최대





⑤ 모멘트최대





⑥ 편심최대

