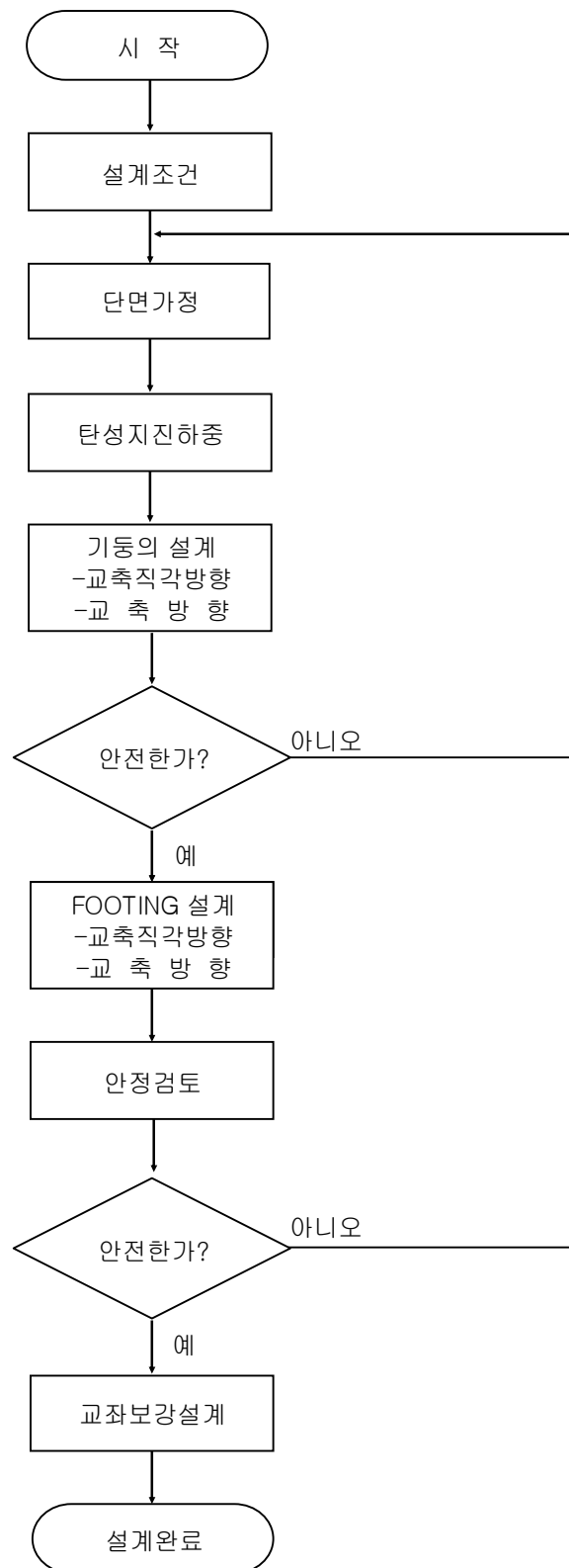


대구방향 - P9 구조계산서

목 차

1. 설 계 흐 림 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 내민보의 설계 : 좌측
 - 8.2 내민보의 설계 : 우측
 - 8.3 내부지간 설계 : 지간1
9. 기 둥 설 계
 - 9.1 교축직각 방향
 - 9.2 교축 방향
 - 9.3 합성 부재력
 - 9.4 기둥의 전단설계

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정 (kN.m)	70277.487	6601.053	10.65	1.50	0.K
		활동에대한 안정 (kN)	6588.130	692.191	9.52	1.50	0.K
		지지력에대한 안정 (kN/m ²)	100.000	334.251	0.30	1.00	N.G
	지진시	전도에대한 안정 (kN.m)	84943.922	0.000	∞	1.50	0.K
		활동에대한 안정 (kN)	7963.028	0.000	∞	1.20	0.K
		지지력에대한 안정 (kN/m ²)	440.899	315.191	1.40	1.00	0.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정 (kN.m)	110436.046	8920.123	12.38	1.50	0.K
		활동에대한 안정 (kN)	6588.130	763.256	8.63	1.50	0.K
		지지력에대한 안정 (kN/m ²)	100.000	323.958	0.31	1.00	N.G
	지진시	전도에대한 안정 (kN.m)	133483.306	2963.880	45.04	1.50	0.K
		활동에대한 안정 (kN)	7963.028	14.326	555.84	1.20	0.K
		지지력에대한 안정 (kN/m ²)	445.823	336.186	1.33	1.00	0.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	φ Pn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.014	15034.489	47783.873	3.178	0.K
	모멘트최대	0.014	10301.017	31270.088	3.036	0.K
	편심최대	0.014	7828.773	30725.327	3.925	0.K
교축직각방향	축력최대	0.014	15032.826	44061.518	2.931	0.K
	모멘트최대	0.014	10548.425	34982.491	3.316	0.K
	편심최대	0.014	7629.217	40238.164	5.274	0.K
합성부재력	축력최대	0.014	15032.826	44061.518	2.931	0.K
	모멘트최대	0.014	10139.510	26841.583	2.647	0.K
	편심최대	0.014	8031.720	26369.069	3.283	0.K
	모멘트최대	0.014	10548.425	34745.761	3.294	0.K
	편심최대	0.014	7629.217	39841.825	5.222	0.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	Φ Mn(kN.m)	안전도	비 고
두 부 보	좌측내민보	2100.0	100.0	15647.237	27578.400	-	-	26.410	0.K
	우측내민보	2100.0	100.0	15647.237	27578.400	-	-	32.850	0.K
	좌측내민보수	2500.0	100.0	62.884	6351.800	38.481	3851.279	100.080	0.K
	우측내민보수	2500.0	100.0	62.884	6351.800	38.481	3851.279	100.080	0.K
	내부지간1좌	2544.0	544.0	9832.240	27578.400	4831.381	13184.457	2.730	0.K
	내부지간1중	2244.0	100.0	8757.967	21498.000	4667.464	11251.713	2.410	0.K
	내부지간1우	2100.0	100.0	9555.091	27578.400	4697.181	13184.457	2.810	0.K
기 초	교축방향	2500.0	100.0	21602.467	34064.800	13141.164	20649.860	1.570	0.K
	교직-지점부	2500.0	100.0	0.000	19742.100	0.000	11977.768	#####	0.K
	교직-중앙부	2500.0	100.0	9.187	19742.100	5.622	11977.768	#####	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력 (fs)	허용응력 (f _{sa})	철근간격 (S)	최대간격 (S _q)	비 고
두 부 보	좌측내민보	5.043	150.000	104.167	12492.304	0.K
	우측내민보	4.005	150.000	104.167	15728.671	0.K
	좌측내민보수평	2.633	150.000	175.000	23923.310	0.K
	우측내민보수평	2.633	150.000	175.000	23923.310	0.K
	내부지간1좌측지점부	71.488	150.000	104.167	-222.163	N.G
	내부지간1중앙부	80.508	150.000	104.167	764.409	0.K
	내부지간1우측지점부	75.840	150.000	104.167	824.625	0.K
기 초	교축방향	136.577	150.000	125.000	354.097	0.K
	교직-지점부	0.000	150.000	137.255	#####	0.K
	교직-중앙부	0.124	150.000	137.255	509648.470	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 | : $N = 10$ | |
| 2) 기초지반의 내부마찰각 | : $\phi_2 = 27.247^\circ$ | ; $15 + \sqrt{15N}$ |
| 3) 기초지반의 점착력 | : $C = 0 \text{ kN/m}^2$ | |
| 4) 기초지반의 최대 허용지지력 | : $Q_a = 600 \text{ kN/m}^2$ | |
| 5) 기초지반의 마찰계수 | : $\mu = 0.328$ | ; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$: 흙과 콘크리트 |
| 6) 지반 가속도 계수 | : $A = 0.154$ | ; 위험도 계수 $\times$ 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 | : $f_{ck} =$ 두부보: 24 MPa | |
| | 기둥: 24 MPa | |
| | 기초: 24 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_c =$ 두부보: 25811 MPa | |
| | 기둥: 25811 MPa | |
| | 기초: 25811 MPa | [도로교 설계기준 P41] |
| 2) 철근의 항복 강도(SD3.0) | : $f_y =$ 두부보: 300 MPa | |
| | 기둥: 300 MPa | |
| | 기초: 300 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_s = 200000 \text{ MPa}$ | [도로교 설계기준 P40] |

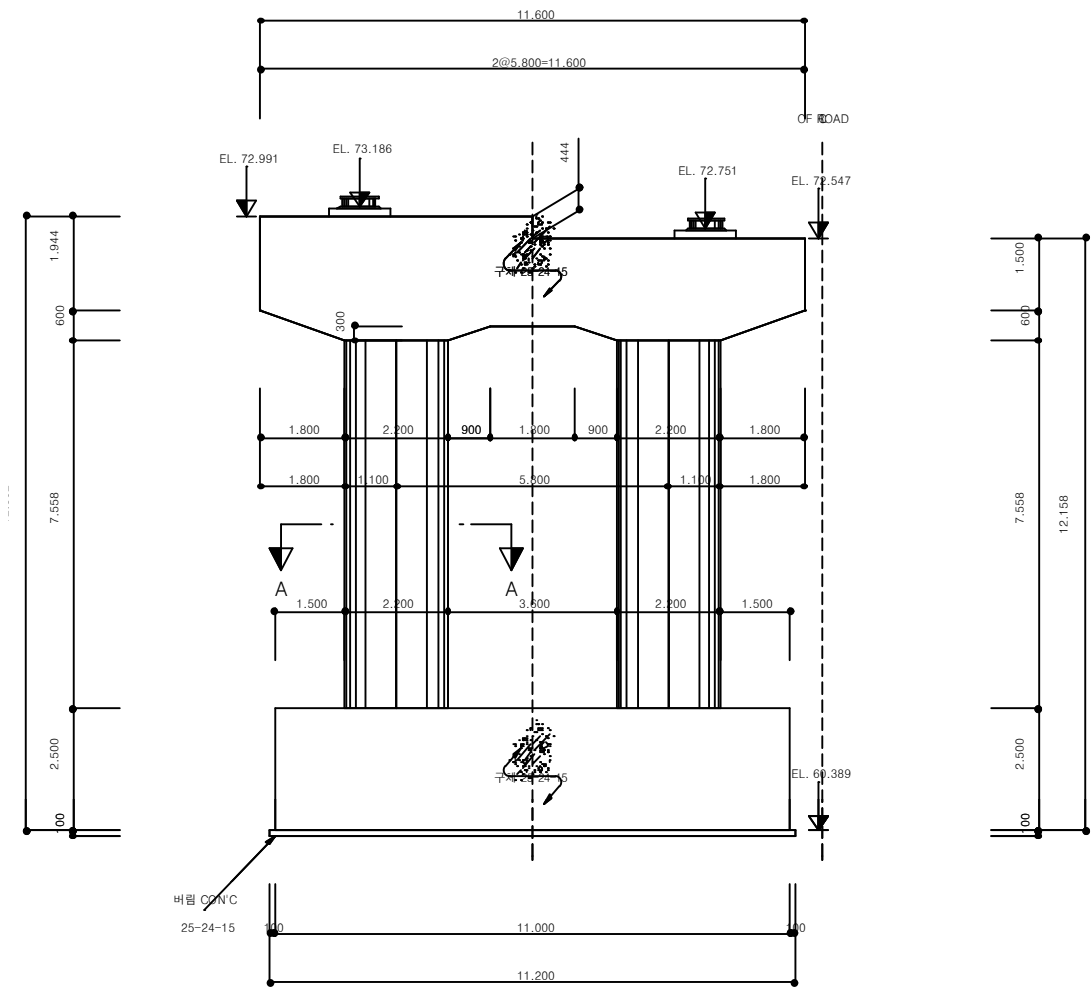
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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	6216.289	2019.930	0.000	0.000
2	5368.318	2170.479	0.000	0.000
계	11584.607	4190.409	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

$$B/D = 12.145 / 3.980 = 3.052 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (12.145 / 3.980)] \times 3.980 = 13.5 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 13.491 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 13.491 \times (52.000 + 52.000) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 701.532 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.980/2 + 0.400 + 1.944/2 = 3.362 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 701.532 \times 3.362 = 2358.55 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.544 \times 2.500 = 19.08 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.200 = 3.3 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.200 / 2 = 1.65 \text{ kN/m (풍하측)}$$

※ 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

$$W'_{\text{copping}} = 75.203 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.200 = 3.3 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의

풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.500 \times (52.000 + 52.000)/2 \times \sin 90.0 = 78 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.238 + 1.500 + 1.944/2 = 5.71 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 78.000 \times 5.710 = 445.38 \text{ kN.m}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 52.0 = 0.0156 \text{ m}$$

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

$$P_h = 3 \times 2784900 \times 1.14990 \times 2EA \times 0.01560 / 10.102^3 \times \sin 90.0 \\ = 2907.529 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : $V_d = 11584.607 \text{ kN}$

교량받침마찰계수 : $\mu = 0.050$

$$P_h = \mu \times W = 11584.607 \times 0.050 \times \sin 90.0 \\ = 579.23 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 579.230 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 579.230 \times (0.400 + 1.944/2) = 794.704 \text{ kN.m}$$

5.5 유수압 (Q1-TR)

$$P = 10 \text{ K v}^2 A = 10 \times 0.040 \times 2.500^2 \times 2.865 \\ = 7.163 \text{ kN}$$

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m^2), $A = 1.302 \times 2.200 = 2.865 \text{ m}^2$

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 $h = 1.320 \text{ m}$ (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

$$P = 0.1 W v = 0.1 \times 50.000 \times 2.500 \\ = 12.500 \text{ kN}$$

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 $h = 1.841 \text{ m}$ (기초상단으로 부터)

5.7 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

5.8 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

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시

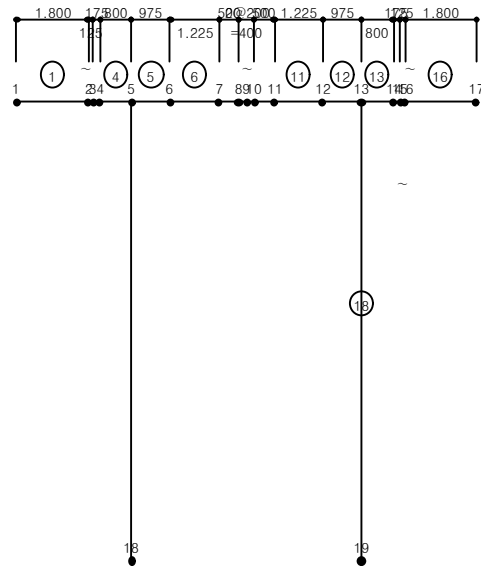
구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	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

5.10 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. 구조해석 및 단면력 집계

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	11.130	6	3.875	11.130	11	6.500	11.130	16	9.800	11.130
2	1.800	11.130	7	5.100	11.130	12	7.725	11.130	17	11.600	11.130
3	1.925	11.130	8	5.600	11.130	13	8.700	11.130	18	2.900	0.000
4	2.100	11.130	9	5.800	11.130	14	9.500	11.130	19	8.700	0.000
5	2.900	11.130	10	6.000	11.130	15	9.675	11.130			

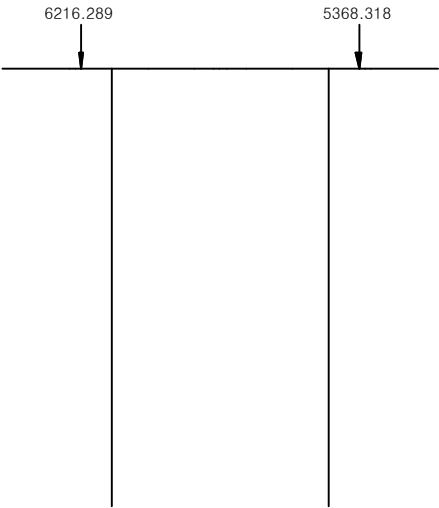
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.500	1.500	3.750	1.953125	0.703125	17
②	2.500	1.800	4.500	2.343750	1.215000	9~11
③	2.500	1.944	4.860	2.531250	1.530550	1
④	2.500	2.100	5.250	2.734375	1.929375	12~16
⑤	2.500	2.244	5.610	2.921875	2.354113	7, 8
⑥	2.500	2.544	6.360	3.312500	3.430126	2~6
⑦	2.200	0.000	3.801	1.149901	1.149901	기둥부재

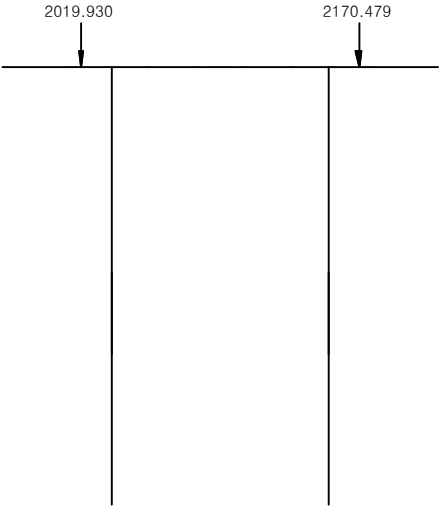
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



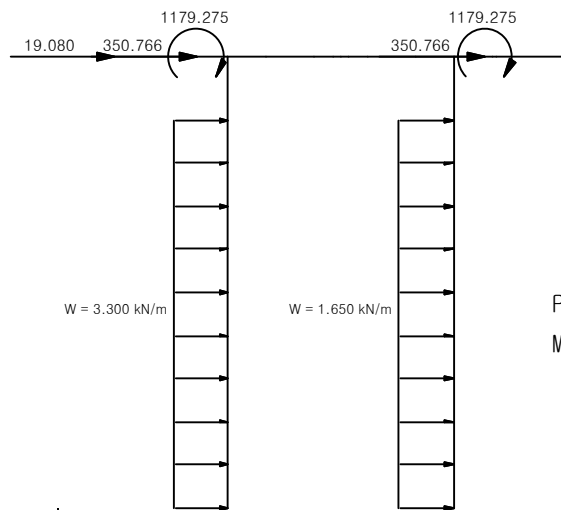
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

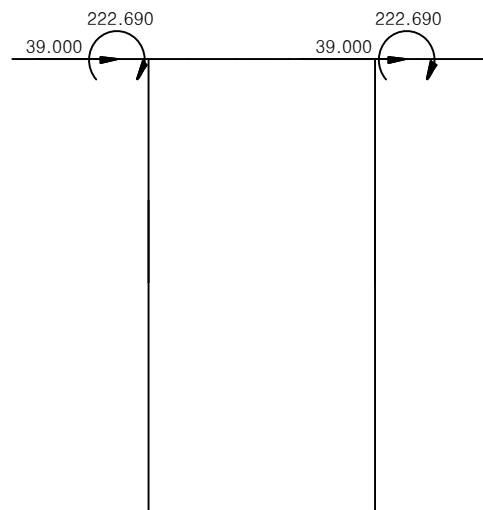
㉞ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 701.532/2EA = 350.766 \text{ kN}$$

$$M = 2358.551/2EA = 1179.275 \text{ kN}$$

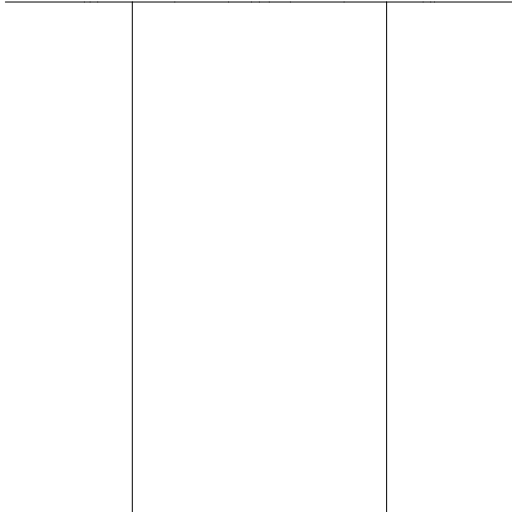
㉟ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



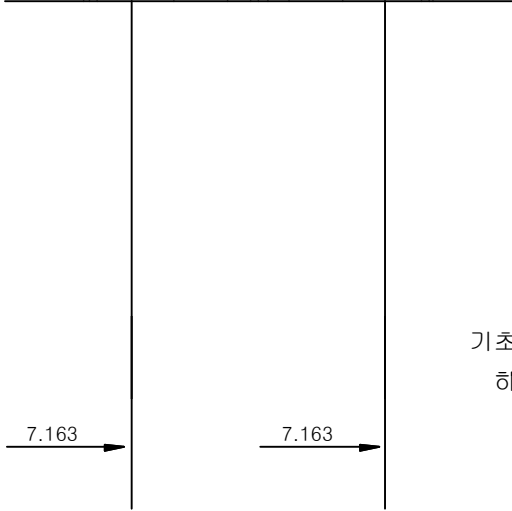
$$P = 78.000/2EA = 39.000 \text{ kN}$$

$$M = 445.380/2EA = 222.690 \text{ kN}$$

㉔ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 $\Delta T_x = 10^\circ\text{C}$

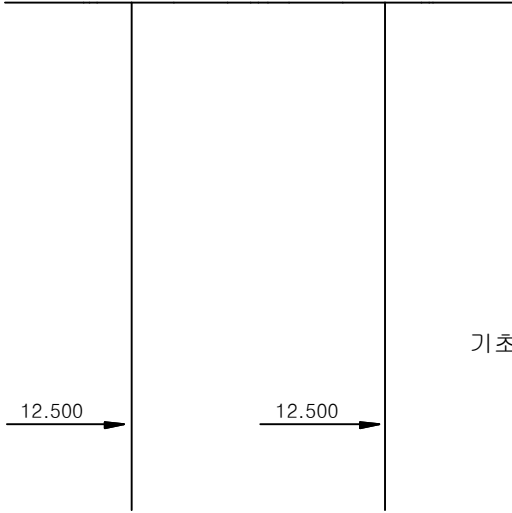


㉕ 유수압 (Q1-TR)



HWL : EL = 64.730 m
기초상단 : EL = 62.889 m
하저면 : EL = 63.428 m

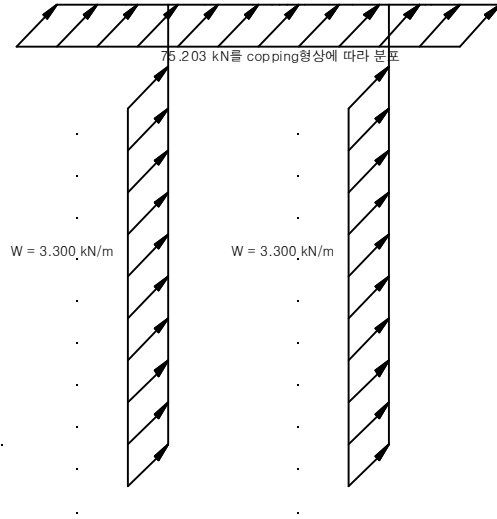
㉖ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)



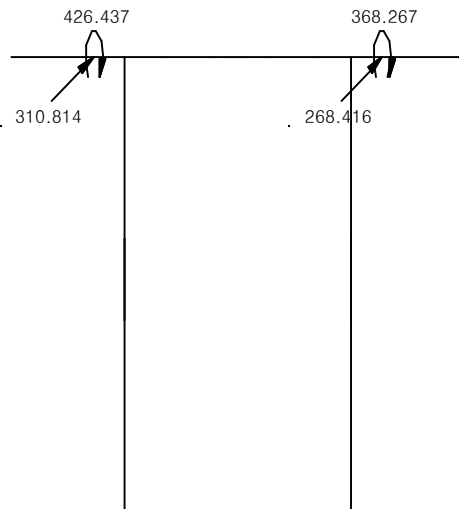
HWL : EL = 64.730 m
기초상단 : EL = 62.889 m

② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉡ 온도하중 (G-L01) : $P = 579.230 / 2EA = 289.615 \text{ kN}$ $M = 794.704 / 2EA = 397.352 \text{ kN.m}$



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7332.486	-1923.207	-308.139	-8240.814	1021.988	-308.139	
L1	-2009.968	-638.434	-109.624	-2009.968	409.357	-109.624	
W-L0	0.000	-52.874	39.293	0.000	-554.849	58.163	
W-TR	1086.926	-1569.619	-384.361	1086.926	2230.511	-403.231	
WL	145.962	-161.291	-42.601	145.962	245.887	-42.601	
G-L02	0.000	-818.025	300.283	0.000	-3688.128	300.283	
G-TR	-2.565	266.169	67.389	-2.565	-377.933	67.389	
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	
Q1-TR	1.279	-3.902	-0.032	1.279	20.157	-7.195	
COL-TR	2.992	-9.127	-0.074	2.992	39.576	-12.574	

② 기둥 : 부재번호 18

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6117.640	1842.018	308.139	-7025.968	-1103.178	308.139	
L1	-2180.442	701.093	109.624	-2180.442	-346.698	109.624	
W-L0	0.000	-65.345	35.927	0.000	-535.146	54.797	
W-TR	-1086.926	-1243.190	-336.264	-1086.926	2034.028	-345.699	
WL	-145.962	-117.293	-35.399	-145.962	221.054	-35.399	
G-L02	0.000	-887.229	278.947	0.000	-3553.405	278.947	
G-TR	2.565	-251.294	-67.389	2.565	392.809	-67.389	
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	
Q1-TR	-1.279	-3.517	0.032	-1.279	19.940	-7.131	
COL-TR	-2.992	-8.225	0.074	-2.992	39.067	-12.426	

③ 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재14, 절점15)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
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-L02	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	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재6, 절점6)		중앙부		좌측 (부재11, 절점12)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-2349.692	-201.138	-2196.679	-384.429	-2198.745	-24.213	
L1	-827.098	9.962	0.000	0.000	-841.045	9.962	
W-L0	0.000	0.000	308.636	145.962	0.000	0.000	
W-TR	961.863	1086.926	-359.730	-2.565	-559.834	1086.926	
WL	129.833	145.962	0.000	0.000	-74.514	145.962	
G-L02	0.000	0.000	6.326	2.992	0.000	0.000	
G-TR	-366.462	-2.565	-3039.790	-374.467	-362.871	-2.565	
E-L0	0.000	0.000	-2196.679	-384.429	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	-2196.679	-384.429	0.000	0.000	
Q1-TR	1.138	1.279	-2196.679	-384.429	-0.653	1.279	
COL-TR	2.661	2.992	-3039.790	-374.467	-1.527	2.992	

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-9341.175	-2565.543	-417.795	-10249.503	1451.502	-424.958	
SV002	-7331.207	-1927.109	-308.171	-8239.535	1042.145	-315.334	
SV003	-6244.281	-3496.728	-692.532	-7152.609	3272.656	-718.565	
SV004	-8651.750	-3511.643	-652.576	-9560.078	2812.645	-669.174	
SV005	-6641.782	-2873.209	-542.952	-7550.110	2403.288	-559.550	
SV006	-9343.739	-2299.374	-350.406	-10252.067	1073.569	-357.569	
SV007	-9341.175	-2565.543	-417.795	-10249.503	1451.502	-424.958	
SV008	-7333.772	-1660.940	-240.782	-8242.099	664.212	-247.945	
SV009	-7331.207	-1927.109	-308.171	-8239.535	1042.145	-315.334	
SV010	-6246.846	-3230.559	-625.143	-7155.173	2894.723	-651.176	
SV011	-6244.281	-3496.728	-692.532	-7152.609	3272.656	-718.565	
SV012	-8654.314	-3245.474	-585.188	-9562.642	2434.711	-601.786	
SV013	-8651.750	-3511.643	-652.576	-9560.078	2812.645	-669.174	
SV014	-6644.347	-2607.040	-475.563	-7552.675	2025.354	-492.161	
SV015	-6641.782	-2873.209	-542.952	-7550.110	2403.288	-559.550	

② 기둥 : 부재번호 18

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-8299.361	2539.593	417.795	-9207.689	-1429.936	410.632	
SV002	-6118.919	1838.501	308.171	-7027.247	-1083.238	301.008	
SV003	-7205.845	595.311	-28.093	-8114.173	950.790	-44.691	
SV004	-8988.786	1800.706	214.264	-9897.114	-191.868	202.383	
SV005	-6808.344	1099.613	104.639	-7716.672	154.829	92.759	
SV006	-8296.796	2288.300	350.406	-9205.124	-1037.127	343.243	
SV007	-8299.361	2539.593	417.795	-9207.689	-1429.936	410.632	
SV008	-6116.354	1587.207	240.782	-7024.682	-690.429	233.619	
SV009	-6118.919	1838.501	308.171	-7027.247	-1083.238	301.008	
SV010	-7203.280	344.017	-95.482	-8111.608	1343.598	-112.080	
SV011	-7205.845	595.311	-28.093	-8114.173	950.790	-44.691	
SV012	-8986.221	1549.412	146.875	-9894.549	200.940	134.995	
SV013	-8988.786	1800.706	214.264	-9897.114	-191.868	202.383	
SV014	-6805.779	848.319	37.251	-7714.107	547.638	25.370	
SV015	-6808.344	1099.613	104.639	-7716.672	154.829	92.759	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-9342.454	0.000	0.000	-10250.782	0.000	0.000	
SVB02	-7332.486	0.000	0.000	-8240.814	0.000	0.000	
SVB03	-7332.486	-52.874	39.293	-8240.814	-554.849	58.163	
SVB04	-9342.454	-26.437	19.647	-10250.782	-277.425	29.082	
SVB05	-7332.486	-26.437	19.647	-8240.814	-277.425	29.082	
SVB06	-9342.454	-818.025	300.283	-10250.782	-3688.128	300.283	
SVB07	-9342.454	0.000	0.000	-10250.782	0.000	0.000	
SVB08	-7332.486	-818.025	300.283	-8240.814	-3688.128	300.283	
SVB09	-7332.486	0.000	0.000	-8240.814	0.000	0.000	
SVB10	-7332.486	-870.899	339.576	-8240.814	-4242.978	358.446	
SVB11	-7332.486	-52.874	39.293	-8240.814	-554.849	58.163	
SVB12	-9342.454	-844.462	319.930	-10250.782	-3965.553	329.365	
SVB13	-9342.454	-26.437	19.647	-10250.782	-277.425	29.082	
SVB14	-7332.486	-844.462	319.930	-8240.814	-3965.553	329.365	
SVB15	-7332.486	-26.437	19.647	-8240.814	-277.425	29.082	

② 기둥 : 부재번호 18

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-8298.082	0.000	0.000	-9206.410	0.000	0.000	
SVB02	-6117.640	0.000	0.000	-7025.968	0.000	0.000	
SVB03	-6117.640	-65.345	35.927	-7025.968	-535.146	54.797	
SVB04	-8298.082	-32.673	17.964	-9206.410	-267.573	27.399	
SVB05	-6117.640	-32.673	17.964	-7025.968	-267.573	27.399	
SVB06	-8298.082	-887.229	278.947	-9206.410	-3553.405	278.947	
SVB07	-8298.082	0.000	0.000	-9206.410	0.000	0.000	
SVB08	-6117.640	-887.229	278.947	-7025.968	-3553.405	278.947	
SVB09	-6117.640	0.000	0.000	-7025.968	0.000	0.000	
SVB10	-6117.640	-952.574	314.874	-7025.968	-4088.551	333.744	
SVB11	-6117.640	-65.345	35.927	-7025.968	-535.146	54.797	
SVB12	-8298.082	-919.902	296.911	-9206.410	-3820.978	306.346	
SVB13	-8298.082	-32.673	17.964	-9206.410	-267.573	27.399	
SVB14	-6117.640	-919.902	296.911	-7025.968	-3820.978	306.346	
SVB15	-6117.640	-32.673	17.964	-7025.968	-267.573	27.399	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재14, 절점15)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV002	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV003	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV004	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV005	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV006	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV007	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV008	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV009	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV010	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV011	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV012	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV013	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV014	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
SV015	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	

② 두부분 : 시간1

하중	좌측 (부재6, 절점6)		중앙부		좌측 (부재11, 절점12)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-3175.652	-189.897	-3040.443	-12.972	-3040.443	-12.972	
SV002	-2348.554	-199.859	-2197.723	12.237	-2199.398	-22.934	
SV003	-1386.691	887.067	-409.955	703.776	-2759.231	1063.992	
SV004	-2564.888	499.528	-2062.887	316.238	-3394.874	676.453	
SV005	-1737.790	489.566	-1247.993	306.275	-2553.829	666.491	
SV006	-3542.114	-192.462	-3403.314	-15.537	-3403.314	-15.537	
SV007	-3175.652	-189.897	-3040.443	-12.972	-3040.443	-12.972	
SV008	-2715.016	-202.424	-2559.809	9.672	-2562.269	-25.499	
SV009	-2348.554	-199.859	-2197.723	12.237	-2199.398	-22.934	
SV010	-1753.153	884.502	-779.559	701.212	-3122.103	1061.427	
SV011	-1386.691	887.067	-409.955	703.776	-2759.231	1063.992	
SV012	-2931.350	496.963	-2432.491	313.673	-3757.745	673.888	
SV013	-2564.888	499.528	-2062.887	316.238	-3394.874	676.453	
SV014	-2104.252	487.001	-1617.597	303.711	-2916.700	663.926	
SV015	-1737.790	489.566	-1247.993	306.275	-2553.829	666.491	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-13852.000	-3877.874	-636.315	-15032.826	2234.906	-645.627	
UL002	-9530.569	-2505.242	-400.622	-10711.395	1354.789	-409.934	
UL003	-8117.565	-4545.747	-900.291	-9298.391	4254.453	-934.134	
UL004	-11247.275	-4565.136	-848.349	-12428.101	3656.438	-869.927	
UL005	-8634.317	-3735.172	-705.838	-9815.143	3124.274	-727.415	
UL006	-12146.861	-2989.186	-455.528	-13327.687	1395.640	-464.840	
UL007	-12143.527	-3335.206	-543.134	-13324.353	1886.953	-552.446	
UL008	-9533.903	-2159.222	-313.017	-10714.729	863.476	-322.329	
UL009	-9530.569	-2505.242	-400.622	-10711.395	1354.789	-409.934	
UL010	-7808.557	-4038.199	-781.429	-8943.967	3618.404	-813.970	
UL011	-7805.351	-4370.910	-865.665	-8940.761	4090.820	-898.206	
UL012	-10817.893	-4056.842	-731.485	-11953.303	3043.389	-752.232	
UL013	-10814.687	-4389.554	-815.721	-11950.097	3515.806	-836.468	
UL014	-8305.433	-3258.800	-594.454	-9440.843	2531.693	-615.201	
UL015	-8302.227	-3591.512	-678.690	-9437.637	3004.110	-699.437	
UL016	-7331.207	-1927.109	-308.171	-8239.535	1042.145	-315.334	
UL017	-12143.527	-3335.206	-543.134	-13324.353	1886.953	-552.446	
UL018	-7493.137	-4196.074	-831.038	-8583.130	3927.187	-862.278	

② 기둥 : 부재번호 18

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-12642.545	3897.400	636.315	-13823.371	-2153.610	627.003	
UL002	-7954.594	2390.051	400.622	-9135.421	-1408.210	391.310	
UL003	-9367.598	773.904	-36.521	-10548.425	1236.027	-58.099	
UL004	-11685.422	2340.917	278.543	-12866.248	-249.429	263.098	
UL005	-8850.847	1429.497	136.031	-10031.673	201.278	120.587	
UL006	-10785.835	2974.790	455.528	-11966.661	-1348.265	446.216	
UL007	-10789.169	3301.472	543.134	-11969.996	-1858.917	533.822	
UL008	-7951.260	2063.369	313.017	-9132.086	-897.558	303.705	
UL009	-7954.594	2390.051	400.622	-9135.421	-1408.210	391.310	
UL010	-9004.100	430.021	-119.353	-10139.510	1679.498	-140.100	
UL011	-9007.306	744.138	-35.117	-10142.716	1188.487	-55.864	
UL012	-11232.777	1936.765	183.594	-12368.186	251.176	168.743	
UL013	-11235.983	2250.882	267.830	-12371.392	-239.835	252.979	
UL014	-8507.224	1060.399	46.563	-9642.634	684.548	31.713	
UL015	-8510.430	1374.516	130.799	-9645.840	193.537	115.949	
UL016	-6118.919	1838.501	308.171	-7027.247	-1083.238	301.008	
UL017	-10789.169	3301.472	543.134	-11969.996	-1858.917	533.822	
UL018	-8647.014	714.373	-33.712	-9737.007	1140.948	-53.630	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-11652.254	-3300.912	-543.873	-12560.582	1928.310	-553.185	
UE002	-7330.823	-1928.280	-308.180	-8239.151	1048.193	-317.492	
UE003	-5917.819	-3968.784	-807.849	-6826.147	3947.857	-841.692	
UE004	-9047.529	-3988.174	-755.908	-9955.857	3349.842	-777.485	
UE005	-6434.571	-3158.210	-613.396	-7342.899	2817.678	-634.973	
UE006	-9947.115	-2412.224	-363.087	-10855.443	1089.043	-372.398	
UE007	-9943.781	-2758.244	-450.692	-10852.109	1580.357	-460.004	
UE008	-7334.157	-1582.260	-220.575	-8242.485	556.879	-229.887	
UE009	-7330.823	-1928.280	-308.180	-8239.151	1048.193	-317.492	
UE010	-5608.811	-3461.237	-688.987	-6471.723	3311.807	-721.528	
UE011	-5605.605	-3793.948	-773.223	-6468.517	3784.224	-805.764	
UE012	-8618.147	-3479.880	-639.043	-9481.059	2736.793	-659.790	
UE013	-8614.941	-3812.591	-723.279	-9477.853	3209.209	-744.026	
UE014	-6105.688	-2681.838	-502.012	-6968.599	2225.097	-522.760	
UE015	-6102.482	-3014.550	-586.248	-6965.393	2697.513	-606.996	
UE016	-7331.207	-1927.109	-308.171	-8239.535	1042.145	-315.334	
UE017	-9943.781	-2758.244	-450.692	-10852.109	1580.357	-460.004	
UE018	-5293.391	-3619.112	-738.596	-6110.886	3620.591	-769.836	

② 기둥 : 부재번호 18

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-10807.253	3344.795	543.873	-11715.581	-1822.657	534.561	
UE002	-6119.303	1837.446	308.180	-7027.630	-1077.256	298.868	
UE003	-7532.306	221.298	-128.963	-8440.634	1566.980	-150.541	
UE004	-9850.130	1788.312	186.101	-10758.458	81.524	170.657	
UE005	-7015.555	876.892	43.589	-7923.883	532.232	28.145	
UE006	-8950.543	2422.184	363.087	-9858.871	-1017.312	353.775	
UE007	-8953.877	2748.866	450.692	-9862.205	-1527.964	441.380	
UE008	-6115.968	1510.764	220.575	-7024.296	-566.605	211.263	
UE009	-6119.303	1837.446	308.180	-7027.630	-1077.256	298.868	
UE010	-7168.808	-122.584	-211.795	-8031.720	2010.451	-232.542	
UE011	-7172.014	191.533	-127.559	-8034.926	1519.440	-148.306	
UE012	-9397.485	1384.160	91.152	-10260.396	582.129	76.301	
UE013	-9400.691	1698.277	175.388	-10263.602	91.118	160.537	
UE014	-6671.932	507.794	-45.879	-7534.843	1015.501	-60.729	
UE015	-6675.138	821.911	38.357	-7538.049	524.490	23.507	
UE016	-6118.919	1838.501	308.171	-7027.247	-1083.238	301.008	
UE017	-8953.877	2748.866	450.692	-9862.205	-1527.964	441.380	
UE018	-6811.722	161.767	-126.154	-7629.217	1471.901	-146.071	

3) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 17

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-13853.663	0.000	0.000	-15034.489	0.000	0.000	
ULB02	-9532.232	0.000	0.000	-10713.058	0.000	0.000	
ULB03	-9532.232	-68.736	51.082	-10713.058	-721.304	75.612	
ULB04	-12145.190	-34.368	25.541	-13326.016	-360.652	37.806	
ULB05	-9532.232	-34.368	25.541	-10713.058	-360.652	37.806	
ULB06	-12145.190	-1063.432	390.368	-13326.016	-4794.567	390.368	
ULB07	-12145.190	0.000	0.000	-13326.016	0.000	0.000	
ULB08	-9532.232	-1063.432	390.368	-10713.058	-4794.567	390.368	
ULB09	-9532.232	0.000	0.000	-10713.058	0.000	0.000	
ULB10	-9165.608	-1088.623	424.470	-10301.017	-5303.722	448.058	
ULB11	-9165.608	-66.093	49.117	-10301.017	-693.561	72.704	
ULB12	-11678.067	-1055.577	399.912	-12813.477	-4956.941	411.706	
ULB13	-11678.067	-33.046	24.558	-12813.477	-346.781	36.352	
ULB14	-9165.608	-1055.577	399.912	-10301.017	-4956.941	411.706	
ULB15	-9165.608	-33.046	24.558	-10301.017	-346.781	36.352	
ULB16	-7332.486	0.000	0.000	-8240.814	0.000	0.000	
ULB17	-12145.190	0.000	0.000	-13326.016	0.000	0.000	
ULB18	-8798.983	-63.449	47.152	-9888.977	-665.819	69.796	

② 기동 : 부재번호 18

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-12640.882	0.000	0.000	-13821.709	0.000	0.000	
ULB02	-7952.932	0.000	0.000	-9133.758	0.000	0.000	
ULB03	-7952.932	-84.949	46.705	-9133.758	-695.690	71.236	
ULB04	-10787.507	-42.474	23.353	-11968.333	-347.845	35.618	
ULB05	-7952.932	-42.474	23.353	-9133.758	-347.845	35.618	
ULB06	-10787.507	-1153.398	362.631	-11968.333	-4619.427	362.631	
ULB07	-10787.507	0.000	0.000	-11968.333	0.000	0.000	
ULB08	-7952.932	-1153.398	362.631	-9133.758	-4619.427	362.631	
ULB09	-7952.932	0.000	0.000	-9133.758	0.000	0.000	
ULB10	-7647.050	-1190.718	393.593	-8782.459	-5110.689	417.180	
ULB11	-7647.050	-81.681	44.909	-8782.459	-668.932	68.496	
ULB12	-10372.602	-1149.877	371.138	-11508.012	-4776.223	382.932	
ULB13	-10372.602	-40.841	22.455	-11508.012	-334.466	34.248	
ULB14	-7647.050	-1149.877	371.138	-8782.459	-4776.223	382.932	
ULB15	-7647.050	-40.841	22.455	-8782.459	-334.466	34.248	
ULB16	-6117.640	0.000	0.000	-7025.968	0.000	0.000	
ULB17	-10787.507	0.000	0.000	-11968.333	0.000	0.000	
ULB18	-7341.168	-78.414	43.113	-8431.161	-642.175	65.757	

4) 교축방향(편심최대)

① 기동 : 부재번호 17

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-11653.917	0.000	0.000	-12562.245	0.000	0.000	
UEB02	-7332.486	0.000	0.000	-8240.814	0.000	0.000	
UEB03	-7332.486	-68.736	51.082	-8240.814	-721.304	75.612	
UEB04	-9945.444	-34.368	25.541	-10853.772	-360.652	37.806	
UEB05	-7332.486	-34.368	25.541	-8240.814	-360.652	37.806	
UEB06	-9945.444	-1063.432	390.368	-10853.772	-4794.567	390.368	
UEB07	-9945.444	0.000	0.000	-10853.772	0.000	0.000	
UEB08	-7332.486	-1063.432	390.368	-8240.814	-4794.567	390.368	
UEB09	-7332.486	0.000	0.000	-8240.814	0.000	0.000	
UEB10	-6965.862	-1088.623	424.470	-7828.773	-5303.722	448.058	
UEB11	-6965.862	-66.093	49.117	-7828.773	-693.561	72.704	
UEB12	-9478.321	-1055.577	399.912	-10341.233	-4956.941	411.706	
UEB13	-9478.321	-33.046	24.558	-10341.233	-346.781	36.352	
UEB14	-6965.862	-1055.577	399.912	-7828.773	-4956.941	411.706	
UEB15	-6965.862	-33.046	24.558	-7828.773	-346.781	36.352	
UEB16	-7332.486	0.000	0.000	-8240.814	0.000	0.000	
UEB17	-9945.444	0.000	0.000	-10853.772	0.000	0.000	
UEB18	-6599.237	-63.449	47.152	-7416.732	-665.819	69.796	

② 기둥 : 부재번호 18

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-10805.590	0.000	0.000	-11713.918	0.000	0.000	
UEB02	-6117.640	0.000	0.000	-7025.968	0.000	0.000	
UEB03	-6117.640	-84.949	46.705	-7025.968	-695.690	71.236	
UEB04	-8952.215	-42.474	23.353	-9860.542	-347.845	35.618	
UEB05	-6117.640	-42.474	23.353	-7025.968	-347.845	35.618	
UEB06	-8952.215	-1153.398	362.631	-9860.542	-4619.427	362.631	
UEB07	-8952.215	0.000	0.000	-9860.542	0.000	0.000	
UEB08	-6117.640	-1153.398	362.631	-7025.968	-4619.427	362.631	
UEB09	-6117.640	0.000	0.000	-7025.968	0.000	0.000	
UEB10	-5811.758	-1190.718	393.593	-6674.669	-5110.689	417.180	
UEB11	-5811.758	-81.681	44.909	-6674.669	-668.932	68.496	
UEB12	-8537.310	-1149.877	371.138	-9400.222	-4776.223	382.932	
UEB13	-8537.310	-40.841	22.455	-9400.222	-334.466	34.248	
UEB14	-5811.758	-1149.877	371.138	-6674.669	-4776.223	382.932	
UEB15	-5811.758	-40.841	22.455	-6674.669	-334.466	34.248	
UEB16	-6117.640	0.000	0.000	-7025.968	0.000	0.000	
UEB17	-8952.215	0.000	0.000	-9860.542	0.000	0.000	
UEB18	-5505.876	-78.414	43.113	-6323.371	-642.175	65.757	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재14, 절점15)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL002	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL003	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL004	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL005	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL006	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL007	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL008	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL009	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL010	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL011	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL012	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL013	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL014	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL015	-312.348	340.406	-248.079	-273.633	
UL016	-249.878	272.325	-198.463	-218.906	
UL017	-324.842	354.022	-258.002	-284.578	
UL018	-299.854	326.790	-238.155	-262.688	

② 두부분 : 지간1

하중	좌측 (부재6, 절점6)		중앙부		좌측 (부재11, 절점12)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-4831.381	-238.398	-4667.464	-8.396	-4667.464	-8.396	
UL002	-3053.121	-259.817	-2857.040	15.908	-2859.217	-29.814	
UL003	-1802.699	1153.187	-532.942	914.909	-3587.001	1383.190	
UL004	-3334.354	649.387	-2681.753	411.109	-4413.336	879.389	
UL005	-2259.127	636.436	-1622.391	398.158	-3319.977	866.438	
UL006	-4604.748	-250.200	-4424.308	-20.198	-4424.308	-20.198	
UL007	-4128.348	-246.866	-3952.576	-16.863	-3952.576	-16.863	
UL008	-3529.521	-263.151	-3327.752	12.574	-3330.950	-33.148	
UL009	-3053.121	-259.817	-2857.040	15.908	-2859.217	-29.814	
UL010	-2191.442	1105.628	-974.449	876.515	-3902.629	1326.784	
UL011	-1733.364	1108.834	-512.444	879.720	-3449.039	1329.990	
UL012	-3664.187	621.204	-3040.613	392.091	-4697.181	842.360	
UL013	-3206.110	624.410	-2578.608	395.297	-4243.592	845.566	
UL014	-2630.315	608.751	-2021.996	379.638	-3645.875	829.908	
UL015	-2172.238	611.957	-1559.991	382.844	-3192.286	833.114	
UL016	-2348.554	-199.859	-2197.723	12.237	-2199.398	-22.934	
UL017	-4128.348	-246.866	-3952.576	-16.863	-3952.576	-16.863	
UL018	-1664.030	1064.480	-491.946	844.532	-3311.078	1276.790	

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 3)

1) 내민길이의 산정

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

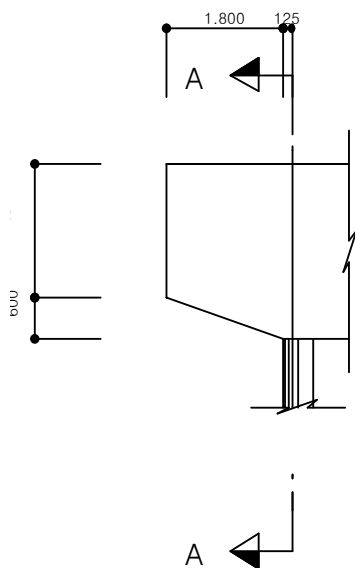
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.200^2 / 4 = 3.801 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.125\text{m}(= 1.100 - 1.950/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 354.022 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 324.842 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 324.842 / 354.022 = 0.918 \text{ m}$$

$$d = 2.100 - 0.144 = 1.956 \text{ m}$$

$$a/d = 0.918 / 1.956 = 0.469 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2500.0	2100.0	1955.9	100.0	2279.8	354.0

$$a = 917.574 \text{ mm}, \quad d = 1955.905 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.469) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, \quad 2279.809 \text{ mm} \geq 0.5 \times 1955.905 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 354.022 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 354.022 = 70.804 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 324.842 + 70.804 \times (2.100 - 1.956) \\ &= 335.045 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 24 \times 2500.000 \times 1955.905 = 23470.855 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2500.000 \times 1955.905 = 27382.665 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 23470.855 = 17603.142 \text{ kN} \geq V_u (=354.022 \text{ kN}) \quad \therefore O.K$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.75, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 354022.500 / (0.75 \times 300 \times 1.4) \\ &= 1123.881 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$\begin{aligned} M_u &= 324.842 + 70.804 \times (2.100 - 1.956) = 335.045 \text{ kN.m} \\ A_f \times f_y & \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)} \\ &= 714.514 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 354.022 = 70.804 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 295.019 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

$$\rightarrow As = 1044.273 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d \\ &= 0.04 \times (24 / 300) \times 2500.000 \times 1955.905 \\ &= 15647.237 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Use } As &= 27578.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm}) \\ 1\text{단} : D29-12.0EA + D29-12.0EA \quad , \quad d1 &= 100.00 \text{ mm} \\ 2\text{단} : D25-12.0EA + D25-12.0EA \quad , \quad d2 &= 200.00 \text{ mm} \\ \text{Use } As &\geq 1044.273 \text{ mm}^2 \quad , \quad 15647.237 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} Ah &= 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (1044.273 - 295.019) \\ &= 374.627 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : D25 - 4.0 \text{ EA} = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 \text{ d} = 2/3 \times 1955.90 = 1303.94 \text{ mm} \text{ 구간에 } 6.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(6.0단)} : D25 - 24.00 \text{ EA} = 12160.800 \text{ mm}^2 \geq 374.627 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.9 < 2d(=4.000) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.459 \text{ m} \quad (< d = 2.000 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 267.327 \text{ kN} - "UL0-03"$$

$$\text{부재번호} : 1 \text{ (I단 : 절점1, J단 : 절점2)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.800 \text{ m}$$

$$Vu_i = 0.000 \text{ kN (I단)}, Vu_j = 328.185 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 1.466 \text{ m (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} Vu &= Vu_i + (Vu_j - Vu_i)/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 0.000 + (328.185 - 0.000)/1.800 \times (1.466 - 0.000) \\ &= 267.327 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	1835.1	1955.9	267.3	24.0	300.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2500.00 \times 1955.90 \\ &= 14971.776 \text{ kN} \geq V_u (= 267.327 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &\geq V_u (= 267.327 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}\end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에서의 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.000 = 0.154$)

$$\begin{aligned}w_1 &= 1.944 \times 1.925 \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 = 36.019 \text{ kN} \\ w_2 &= 0.600 \times (1.925 - 0.125) / 2 \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 = 5.197 \text{ kN} \\ w_3 &= 0.600 \times (1.925 - 1.800) \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 = 0.722 \text{ kN} \\ V_c &= 36.019 + 5.197 + 0.722 = 41.938 \text{ kN} \\ M_c &= 36.019 \times 0.963 + 5.197 \times 0.725 + 0.722 \times 0.063 = 38.481 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= 41.938(V_c) \\ &= 41.938 \text{ kN} \\ M_u &= 38.481(M_c) \\ &= 38.481 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	$M_u(\text{kN.m})$	$V_u(\text{kN})$
2100.0	2500.0	2400.0	100.0	38.5	41.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}T &= A_s \times f_y = 6351.800 \times 300.00 = 1905540.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2100.000 = 42840.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = 44.480 \text{ mm, } c = 44.480 / \beta_1 = 44.480 / 0.85 = 52.330 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2400.00 - 52.330) / 52.330 = 0.1346 \\ \epsilon_t &\geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}\end{aligned}$$

* 필요철근량 산정

$$\begin{aligned}M_u / \Phi &= A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①} \\ a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}\end{aligned}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 62.884 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6351.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 101.009]
1단 : D25 - 10.0 EA, D29 - 2.0 EA (= 6351.8 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \rho_{\min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00126$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 6351.800 \times 300 \times (2400.00 - a/2) = 3851.279 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.480 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 38.481 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 100.082]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2100.00 \times 2400.00 = 3086.357 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 41.938 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

* 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 249.878 \times 1000000 / [27578.400 \times (1955.905 - 477.786/3)]$$

$$= 5.043 \text{ MPa}$$

$$\chi = -n A_s / b + n A_s / b \sqrt{1 + 2 b d / (n A_s)}$$

$$= -7 \times 27578.400 / 2500.0 + 7 \times 27578.400 / 2500.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2500.0 \times 1955.9 / (7 \times 27578.400)}$$

$$= 477.786 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 27578.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 144.1 mm)}$$

$$1\text{단} : D29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 24.0 \text{ EA} (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 5.04) - 2.5 \times 85.50 = 15401.63 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 5.04) = 12492.30 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 12492.30 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 24.00 \text{ Ea} = 104.17 \leq S_a (= 12492.30 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

* 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 38.481 \times 1000000 / [6351.800 \times (2400.000 - 298.322/3)]$$

$$= 2.633 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}\chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 6351.800 / 2100.0 + 7 \times 6351.800 / 2100.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2100.0 \times 2400.0 / (7 \times 6351.800))]} \\ &= 298.322 \text{ mm}\end{aligned}$$

사용철근량 = 6351.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D25 - 10.0 EA, D29 - 2.0 EA (= 6351.8 mm²)

★ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 2.63) - 2.5 \times 85.50 = 29690.39 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 2.63) = 23923.31 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 23923.31 mm 를 적용

$$S = 2100.00 / 12.00 \text{ Ea} = 175.00 \leq S_a (= 23923.31 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 15)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

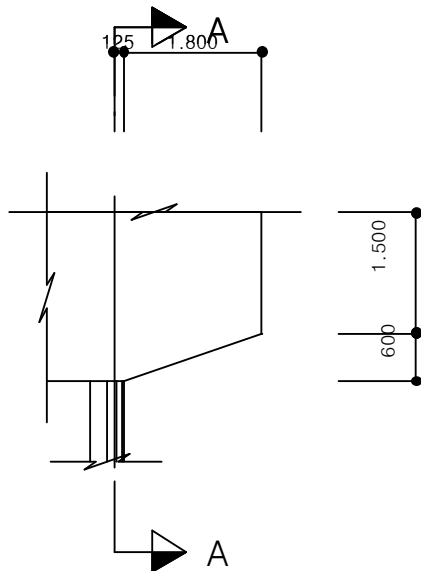
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.200^2 / 4 = 3.801 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.125m(= 1.100 - 1.950/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 284.578 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 258.002 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$\begin{aligned} a &= 258.002 / 284.578 &= 0.907 \text{ m} \\ d &= 2.100 - 0.144 &= 1.956 \text{ m} \\ a/d &= 0.907 / 1.956 &= 0.464 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토} \end{aligned}$$

3) 브래킷 검토

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2500.0	2100.0	1955.9	100.0	1839.5	284.6

$$a = 906.611 \text{ mm}, \quad d = 1955.905 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.464) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, \quad 1839.463 \text{ mm} \geq 0.5 \times 1955.905 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 284.578 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 284.578 = 56.916 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 258.002 + 56.916 \times (2.100 - 1.956) \\ &= 266.203 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, \quad 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 24 \times 2500.000 \times 1955.905 = 23470.855 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2500.000 \times 1955.905 = 27382.665 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 23470.855 = 17603.142 \text{ kN} \geq V_u (=284.578 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.75, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트})$$

$$\begin{aligned} &= 284578.125 / (0.75 \times 300 \times 1.4) \\ &= 903.423 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 258.002 + 56.916 \times (2.100 - 1.956) = 266.203 \text{ kN.m}$$

$$A_f \times f_y$$

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

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

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

$$= 567.577 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 284.578 = 56.916 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 237.148 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$$\rightarrow A_s = 839.430 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.04 \times (24 / 300) \times 2500.000 \times 1955.905$$

$$= 15647.237 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 27578.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm})$$

1단 : D29-12.0EA + D29-12.0EA , $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : D25-12.0EA + D25-12.0EA , $d_2 = 200.00 \text{ mm}$

$$\text{Use } A_s \geq 839.430 \text{ mm}^2 , 15647.237 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

⑥ 폐쇄 스톱, 띠철근(A_h)의 산정

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (839.430 - 237.148)$$

$$= 301.141 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 (1단) : D25 - 4.0 EA} = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위 : } 2/3 d = 2/3 \times 1955.90 = 1303.94 \text{ mm 구간에 6.0 단 설치}$$

▶ 사용철근량(6.0단) : D25 - 24.00 EA = 12160.800 $\text{mm}^2 \geq 301.141 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.9 < 2d(=4.000) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.453 \text{ m} \quad (< d = 2.000 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 215.235 \text{ kN} - "UL0-09"$$

부재번호 : 16 (I단 : 절점16, J단 : 절점17) 부재길이(L) : 1.800 m

$$V_{ui} = -263.250 \text{ kN} \text{ (I단)}, V_{uj} = 0.000 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

검토위치(L_c) = 10.128 m (두부보 좌측단에서의 거리)

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= -263.250 + (0.000 - -263.250)/1.800 \times (10.128 - 9.800) \\ &= -215.235 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2500.0	1813.2	1955.9	215.2	24.0	300.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2500.00 \times 1955.90 \\ &= 14971.776 \text{ kN} \geq V_u (= 215.235 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &\geq V_u (= 215.235 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.} \end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.000 = 0.154$)

$$w_1 = 1.944 \times 1.925 \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 = 36.019 \text{ kN}$$

$$w_2 = 0.600 \times (1.925 - 0.125) / 2 \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 = 5.197 \text{ kN}$$

$$w_3 = 0.600 \times (1.925 - 1.800) \times 2.500 \times 25.000 \times 0.154 = 0.722 \text{ kN}$$

$$V_c = 36.019 + 5.197 + 0.722 = 41.938 \text{ kN}$$

$$M_c = 36.019 \times 0.963 + 5.197 \times 0.725 + 0.722 \times 0.063 = 38.481 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 41.938(V_c)$$

$$= 41.938 \text{ kN}$$

$$M_u = 38.481(M_c)$$

$$= 38.481 \text{ kN.m}$$

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2100.0	2500.0	2400.0	100.0	38.5	41.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6351.800 \times 300.00 = 1905540.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2100.000 = 42840.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 44.480 \text{ mm, } c = 44.480 / \beta_1 = 44.480 / 0.85 = 52.330 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2400.00 - 52.330) / 52.330 = 0.1346$$

$\epsilon_t \geq 0.0050$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 62.884 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6351.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 101.009]

1단 : D25 - 10.0 EA, D29 - 2.0 EA (= 6351.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{\min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00126$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 6351.800 \times 300 \times (2400.00 - a/2) = 3851.279 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.480 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 38.481 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 100.082]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2400.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2100.00 \times 2400.00 = 3086.357 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 41.938 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

* 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 198.463 \times 1000000 / [27578.400 \times (1955.905 - 477.786/3)]$$

$$= 4.005 \text{ MPa}$$

$$\chi = -n A_s / b + n A_s / b \sqrt{[1 + 2 b d / (n A_s)]}$$

$$= -7 \times 27578.400 / 2500.0 + 7 \times 27578.400 / 2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 1955.9 / (7 \times 27578.400))]}$$

$$= 477.786 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 27578.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D29 - 24.0 \text{ EA} \quad (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 24.0 \text{ EA} \quad (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 4.01) - 2.5 \times 85.50 = 19447.09 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 4.01) = 15728.67 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 15728.67 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 24.00 \text{ Ea} = 104.17 \leq S_a (= 15728.67 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

★ 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 38.481 \times 1000000 / [6351.800 \times (2400.000 - 298.322/3)] \\ = 2.633 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 6351.800/2100.0 + 7 \times 6351.800/2100.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2100.0 \times 2400.0 / (7 \times 6351.800)} \\ = 298.322 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6351.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D25 - 10.0 \text{ EA}, D29 - 2.0 \text{ EA} \quad (= 6351.8 \text{ mm}^2)$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 2.63) - 2.5 \times 85.50 = 29690.39 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 2.63) = 23923.31 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 23923.31 mm 를 적용

$$S = 2100.00 / 12.00 \text{ Ea} = 175.00 \leq S_a (= 23923.31 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.3 내부지간 설계

1) 깊은 보 판정

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$cD = \sqrt{(\pi \times 2.200^2 / 4)} = 1.950 \text{ m} : \text{정사각형 치환단면의 한변길이}$$

$$L_n = 5.800 - 1.950 = 3.850 \text{ m}$$

$$d = 2.244 - 0.100 = 2.144 \text{ m}$$

$$L_n/d = 3.850 / 2.144 = 1.796 < 4 \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

2) 휨에 대한 검토

① 좌측 지점부 : UL-01, UL-03(부재 6)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2544.0	1955.9	544.0	4831.4	1153.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 27578.400 \times 300.00 = 8273520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2500.000 = 51000.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 162.226 \text{ mm, } c = 162.226 / \beta_1 = 162.226 / 0.85 = 190.854 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2000.00 - 190.854) / 190.854 = 0.0284$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 9832.240 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 27578.4 mm² (철근도심 : 588.1 mm), [사용률 = 2.805]

$$1\text{단} : D29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 24.0 \text{ EA} (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \rho_{\min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00564$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 27578.400 \times 300 \times (1955.90 - a/2) = 13184.457 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 162.226 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 4831.381 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 2.729]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1955.90 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 1153.187 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 사용성 검토

* 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3542.114 \times 1000000 / [27578.400 \times (1955.905 - 477.786/3)]$$

$$= 71.488 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 27578.400/2500.0 + 7 \times 27578.400/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 1955.9)/(7 \times 27578.400)]}$$

$$= 477.786 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 27578.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 588.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D29 - 24.0 \text{ EA} \quad (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 24.0 \text{ EA} \quad (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 544.00 - 29/2 = 529.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 71.49) - 2.5 \times 529.50 = -222.16 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 71.49) = 881.27 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 -222.16 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 24.00 \text{ EA} = 104.17 > S_a (= -222.16 \text{ mm}) \quad \therefore \text{N.G}$$

② 중앙부 : UL-01, UL-03(부재 10)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2244.0	2115.7	100.0	4667.5	914.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 21498.000 \times 300.00 = 6449400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2500.000 = 51000.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 126.459 \text{ mm, } c = 126.459 / \beta_1 = 126.459 / 0.85 = 148.775 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2144.00 - 148.775) / 148.775 = 0.0402$$

$\epsilon_t \geq 0.0050$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 8757.967 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 21498.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 2.455]

$$1\text{단} : D29 - 24.0 \text{ EA} \quad (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 12.0 \text{ EA} \quad (= 6080.4 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &: 1.4 / f_y = 0.00467 \\ 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y &= 0.00408, \quad \rho_{\min} = 0.00467 \text{ 적용} \\ \rho_{\max} &= 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478 \\ \rho_{\text{use}} &= A_s / b d = 0.00406 \\ \rho_{\max} &\geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_{s(\text{req})} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \quad \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)} \end{aligned}$$

★ 휨에 대한 검토

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0.85 \times 21498.000 \times 300 \times (2115.72 - a/2) = 11251.713 \text{ kN.m} \\ ; a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 126.459 \text{ mm} \\ &\geq M_u (= 4667.464 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.411]} \end{aligned}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 2115.72 mm)

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 2115.72 = 3239.016 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &\geq V_u (= 914.909 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3403.314 \times 1000000 / [21498.000 \times (2115.716 - 448.069/3)] \\ &= 80.508 \text{ MPa} \\ \chi &= -n A_s / b + n A_s / b \sqrt{1 + 2 b d / (n A_s)} \\ &= -7 \times 21498.000 / 2500.0 + 7 \times 21498.000 / 2500.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2500.0 \times 2115.7 / (7 \times 21498.000)} \\ &= 448.069 \text{ mm} \\ \text{사용철근량} &= 21498.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : 128.3 mm}) \\ \text{1단 : D29 - 24.0 EA} & (= 15417.6 \text{ mm}^2) \\ \text{2단 : D25 - 12.0 EA} & (= 6080.4 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned} C_c &= 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm} \\ \text{여기서 } C_c &: \text{인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\ S_{\min} &: 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 80.51) - 2.5 \times 85.50 = 764.41 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) &= 300 \times (210 / 80.51) = 782.53 \text{ mm} \\ S_a &\text{는 작은 값인 } 764.41 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\ S &= 2500.00 / 24.00 \text{ Ea} = 104.17 \leq S_a (= 764.41 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 우측 지점부 : UL-12, UL-03(부재 11)

★ 단면재원 및 설계가정

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2100.0	1955.9	100.0	4697.2	1383.2

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 27578.400 \times 300.00 = 8273520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 2500.000 = 51000.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 162.226 \text{ mm, } c = 162.226 / \beta_1 = 162.226 / 0.85 = 190.854 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2000.00 - 190.854) / 190.854 = 0.0284$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 9555.091 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 27578.4 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 2.886]

$$1\text{단} : D29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 24.0 \text{ EA } (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{\min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00564$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 27578.400 \times 300 \times (1955.90 - a/2) = 13184.457 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 162.226 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 4697.181 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.807]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 1955.90 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 1383.190 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 사용성 검토

★ 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3757.745 \times 1000000 / [27578.400 \times (1955.905 - 477.786/3)]$$

$$= 75.840 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 27578.400 / 2500.0 + 7 \times 27578.400 / 2500.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2500.0 \times 1955.9 / (7 \times 27578.400)}$$

$$= 477.786 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 27578.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 144.1 mm)}$$

$$1\text{단} : D29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 24.0 \text{ EA } (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

★ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 75.84) - 2.5 \times 85.50 = 824.62 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 75.84) = 830.70 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 824.62 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 24.00 E_a = 104.17 \leq S_a (= 824.62 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

3) 깊은 보에 대한 전단 설계

① 좌측 지점부 : UL-03(부재 10)

$$- d = 1.956 \text{ m} \quad (\leq 0.5a = 2.813 \text{ m})$$

$$- V_u = 1356.719 \text{ kN}$$

부재번호 : 10 (I단 : 절점10, J단 : 절점11) 부재길이(L) : 0.500 m

$$V_{ui} = 1310.065 \text{ kN} (I\text{단}), V_{uj} = 1383.190 \text{ kN} (J\text{단})$$

검토위치(L_c) = 6.319 m (두부분 좌측단에서의 거리)

$$V_u = V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - I\text{단 좌표})$$

$$= 1310.065 + (1383.190 - 1310.065)/0.500 \times (6.319 - 6.000)$$

$$= 1356.719 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2500.0	3850.3	1955.9	1356.7	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2500.00 \times 1955.90$$

$$= 14971.776 \text{ kN} \geq V_u (= 1356.719 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 1356.719 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② 우측 지점부 : UL-03(부재 8)

$$- d = 1.956 \text{ m} \quad (\leq 0.5a = 2.813 \text{ m})$$

$$- V_u = 1267.141 \text{ kN}$$

부재번호 : 8 (I단 : 절점8, J단 : 절점9) 부재길이(L) : 0.200 m

$$V_{ui} = 1244.350 \text{ kN} (I\text{단}), V_{uj} = 1280.815 \text{ kN} (J\text{단})$$

검토위치(L_c) = 5.725 m (두부분 좌측단에서의 거리)

$$V_u = V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - I\text{단 좌표})$$

$$= 1244.350 + (1280.815 - 1244.350)/0.200 \times (5.725 - 5.600)$$

$$= 1267.141 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2500.0	3850.3	1955.9	1267.1	24.0	300.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2500.00 \times 1955.90 \\ &= 14971.776 \text{ kN} \geq V_u (= 1267.141 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2500.00 \times 1955.90 = 2994.355 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &\geq V_u (= 1267.141 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}\end{aligned}$$

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	-10713.058	-15032.826	2234.906	3897.400	-645.627	0.00005	축력최대
UL003	-10713.058	-10548.425	4254.453	4545.747	-934.134	0.00199	모멘트최대
UE018	-7416.733	-7629.217	3619.112	3620.591	-769.836	0.00186	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	0.014	0.080	0.K	44061.518	15032.826	3897.400	2.931	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	34982.491	10548.425	4545.750	3.316	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	40238.164	7629.217	3620.590	5.274	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 17, UL001)

㉞ 설계조건 및 단면가정

fck=24MPa, fy=300MPa, k1=0.85, Φc=0.65, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	15032.826	3897.400	259.259

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 15032.826 \times 0.00005 / (-645.627 \times 11.130)$$

$$= 0.000 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 11.130 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

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

$$= 1.000 \times 7.558 / 0.550$$

$$= 13.742 \leq 27.119 \therefore \text{단주}$$

여기서, M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=2234.906, M2=3897.400)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = 0.573$$

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.558 m)

㉔ 철근비 검토

$$\begin{aligned} A_g &= 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350 \\ - 1\text{단} : D25 - 60EA (A_s &= 30402.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm} \\ - 2\text{단} : D22 - 54EA (A_s &= 20903.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm} \\ \rho_{min} (= 0.0100) &\leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K \end{aligned}$$

㉕ 평형하중 산정

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b / P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 259.259 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉖ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복식산법을 이용하여 } c &= 1859.302 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1580.407 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2923055.727 = 59630.337 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 8622.774 \text{ kN}, \sum T_{si} = 466.160 \text{ kN} \\ P_n &= 59630.337 + 8622.774 - 466.160 = 67786.951 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 22.105 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 17574.188 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n / P_n (= 259.256)| &= 0.0031 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1859.302 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1580.407 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1859.30) / 1859.30 = 0.0004 \\ \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 67786.951 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0.65 \times 67786.951 = 44061.518 \text{ kN} \geq P_u = 15032.826 \text{ kN} \therefore O.K \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 0.259 = 11423.359 \text{ kN.m} \geq M_u = 3897.400 \text{ kN.m} \therefore O.K \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 17, UL003)

㉙ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	10548.425	4545.750	430.941

㉚ 압축부재의 장주효과

㉛ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned} Q &= \sum P_u \times \Delta / (V_u \times L_c) \\ &= 10548.425 \times 0.00199 / (-934.134 \times 11.130) \\ &= 0.002 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물} \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 충전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 11.130 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 7.558 / 0.550$$

$$= 13.742 \leq 22.769 \quad \therefore \text{단주}$$

여기서, M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=4254.453, M2=4545.747)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = 0.936$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.558 m)

㉟ 철근비 검토

$$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350$$

$$- 1\text{단} : D25 - 60EA (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D22 - 54EA (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \quad \therefore O.K$$

㊱ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$$

$$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 430.941 \text{ mm})$$

㊱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1554.263 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1321.123 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2383936.247 = 48632.299 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7432.318 \text{ kN}, \sum T_{si} = 2245.401 \text{ kN}$$

$$P_n = 48632.299 + 7432.318 - 2245.401 = 53819.217 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 34.993 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 23193.330 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 430.949)| = 0.0077 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㊱ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$$

$$c = 1554.263 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1321.123 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1554.26) / 1554.26 = 0.0011$$

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

㊱ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 53819.217 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 53819.217 = 34982.491 \text{ kN} \geq P_u = 10548.425 \text{ kN} \quad \therefore O.K$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.431 = 15075.394 \text{ kN.m} \geq M_u = 4545.750 \text{ kN.m} \quad \therefore O.K$$

③ 편심최대 : (부재 17, UE018)

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)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2056.691	7629.217	3620.590	474.569

㉟ 압축부재의 장주효과

㉠ 총 안정지수 산정

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

$$= 7629.217 \times 0.00186 / (-769.836 \times 11.130)$$

$$= 0.002 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 11.130 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 7.558 / 0.550$$

$$= 13.742 \leq 22.005 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=3619.112$, $M_2=3620.591$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 1.000$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.558 m)

㉢ 철근비 검토

$$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350$$

$$- 1\text{단} : D25 - 60\text{EA} (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D22 - 54\text{EA} (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$$

㉣ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$$

$$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 474.569 \text{ mm})$$

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1492.635 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1268.740 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2270522.104 = 46318.651 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7215.760 \text{ kN}, \sum T_{si} = 2783.574 \text{ kN}$$

$$P_n = 46318.651 + 7215.760 - 2783.574 = 50750.837 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 37.714 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24084.301 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (=474.560)| = 0.0093 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$$

$$c = 1492.635 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1268.740 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1492.64) / 1492.64 = 0.0012$$

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

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

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

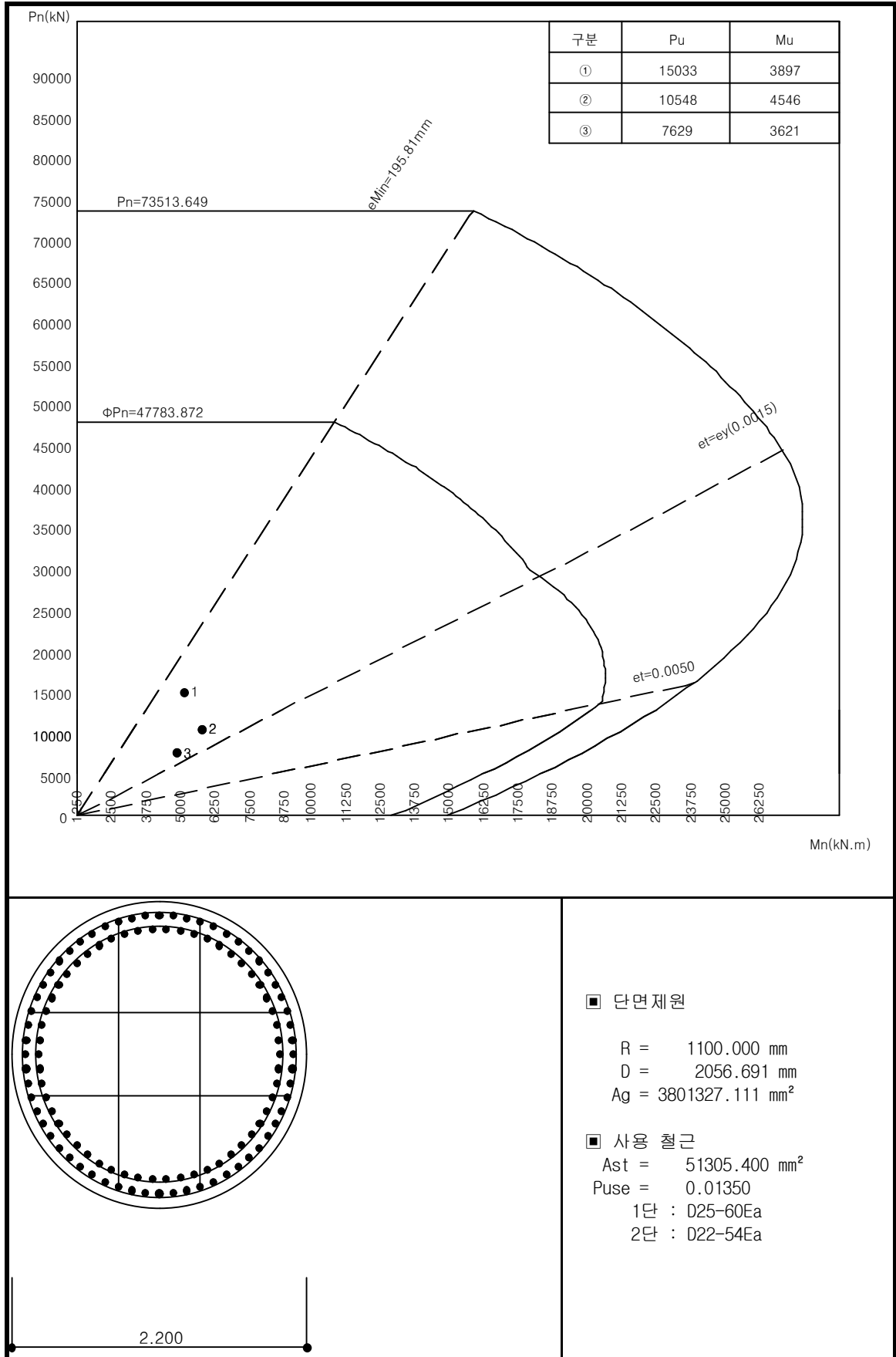
㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 50750.837 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.79 \times 50750.837 = 40238.164 \text{ kN} \geq P_u = 7629.217 \text{ kN} \therefore 0.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.475 = 19095.786 \text{ kN.m} \geq M_u = 3620.590 \text{ kN.m} \therefore 0.K$$

4) PM 상관도



9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
ULB01	-10713.058	-15034.489	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB10	-10301.018	-10301.017	1190.718	5303.722	448.058	0.00713	모멘트최대
UEB10	-7828.773	-7828.773	1190.718	5303.722	448.058	0.00713	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	0.014	0.080	0.K	47783.873	15034.489	0.000	3.178	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	31270.088	10301.017	5303.720	3.036	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	30725.327	7828.773	5303.720	3.925	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 17, ULB01)

㉞ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	15034.489	0.000	0.000

㉞ 철근비 검토

$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01350$

- 1단 : D25 - 60EA ($A_s=30402.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D22 - 54EA ($A_s=20903.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$

㉞ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$

$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 0.000 \text{ mm}$)

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 5141.726 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 4370.467 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3801743.598 = 77555.569 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 14344.990 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 77555.569 + 14344.990 - 0.000 = 91900.559 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 0.000 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 0.000 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 0.000)| = 0.0000 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$$

$$c = 5141.726 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 4370.467 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 5141.73) / 5141.73 = -0.0018$$

$$\varepsilon_t \leq \varepsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.}$$

㉞ 축방항력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} < P_n = 91900.559 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times 73513.650 = 47783.873 \text{ kN} \geq P_u = 15034.489 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.000 = 0.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 0.000 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 17, ULB03)

㉞ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	10301.017	5303.720	514.873

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 10301.017 \times 0.00713 / (448.058 \times 11.130)$$

$$= 0.015 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 11.130 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 7.558 / 0.550$$

$$= 13.742 \leq 31.306 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1190.718$, $M_2=5303.722$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.225$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.558 m)

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350$$

$$- 1\text{단} : D25 - 60\text{EA} (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D22 - 54\text{EA} (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$$

$$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 431.716 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 514.873 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1441.462 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1225.243 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2175687.927 = 44384.034 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7019.335 \text{ kN}, \sum T_{si} = 3295.541 \text{ kN}$$

$$P_n = 44384.034 + 7019.335 - 3295.541 = 48107.827 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 39.998 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 24769.436 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 514.873)| = 0.0001 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$$

$$c = 1441.462 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1225.243 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1441.46) / 1441.46 = 0.0014$$

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

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 48107.827 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times 48107.827 = 31270.088 \text{ kN} \geq P_u = 10301.017 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.515 = 16100.137 \text{ kN.m} \geq M_u = 5303.720 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

③ 편심최대 : (부재 17, UEB18)

㉞ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	7828.773	5303.720	677.465

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 층 안정지수 산정

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

$$= 7828.773 \times 0.00713 / (448.058 \times 11.130)$$

$$= 0.011 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 11.130 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 7.558 / 0.550$$

$$= 13.742 \leq 31.306 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1190.718$, $M_2=5303.722$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = 0.225$$

Lu : 압축부재의 비지지길이 (= 7.558 m)

㉔ 철근비 검토

$$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350$$

$$- 1\text{단} : D25 - 60EA (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D22 - 54EA (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

㉕ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$$

$$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 677.465 \text{ mm})$$

㉖ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1259.482 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1070.560 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 1835973.449 = 37453.858 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6377.316 \text{ kN}, \sum T_{si} = 5078.510 \text{ kN}$$

$$P_n = 37453.858 + 6377.316 - 5078.510 = 38752.665 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 48.283 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 26253.855 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 677.472)| = 0.0072 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$$

$$c = 1259.482 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1070.560 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1259.48) / 1259.48 = 0.0020$$

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

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

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

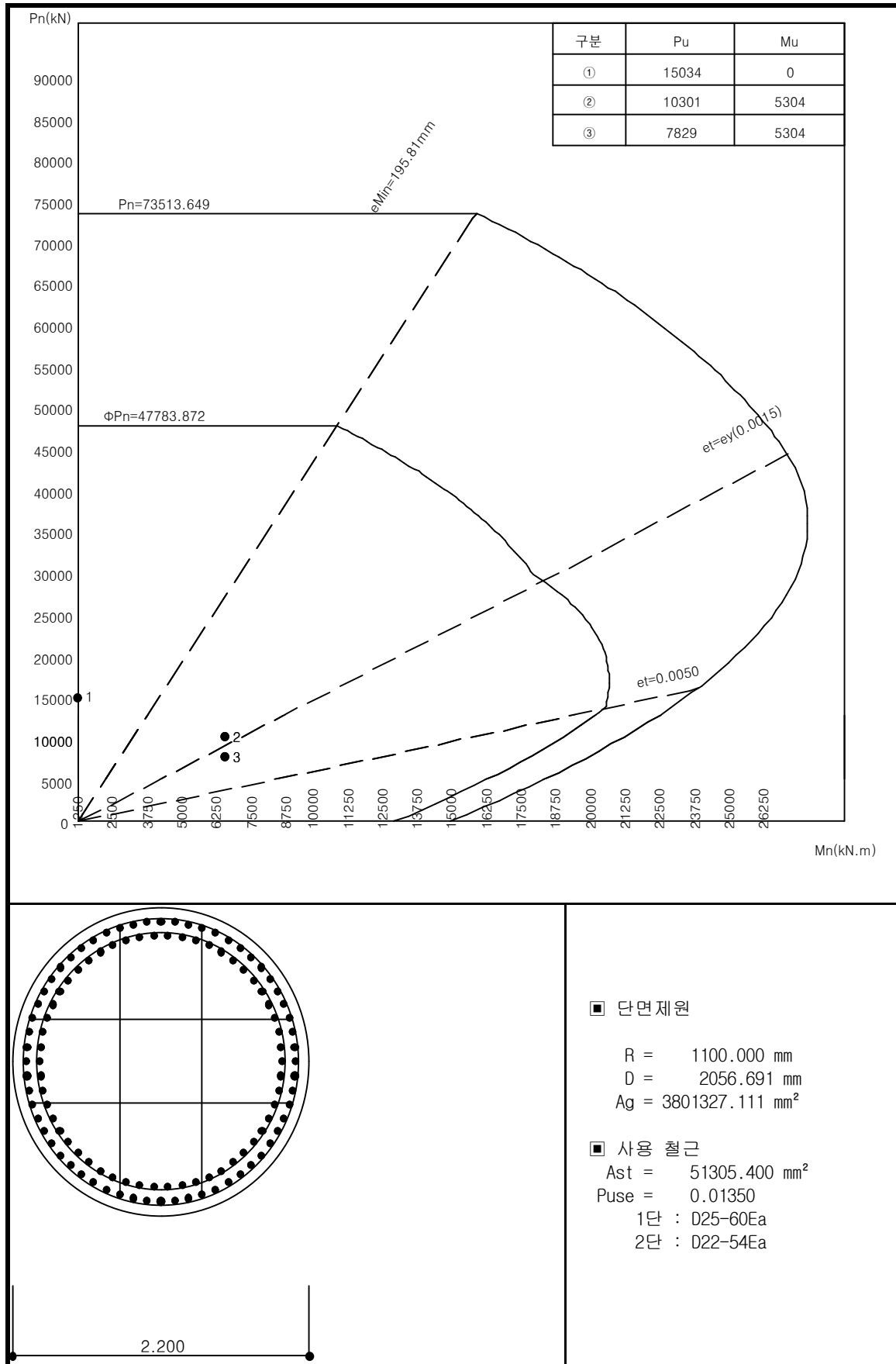
㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 38752.665 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.79 \times 38752.665 = 30725.327 \text{ kN} \geq P_u = 7828.773 \text{ kN} \therefore O.K$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.677 = 20815.335 \text{ kN.m} \geq M_u = 5303.720 \text{ kN.m} \therefore O.K$$

4) PM 상관도



9.3 합성부재력 검토

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-15034.489	0.000	3897.400	3897.400	축력최대
UL10	-10301.017	5303.720	4038.200	6666.071	모멘트최대
UE10	-7828.773	5303.720	3461.240	6333.216	편심최대
UL03	-10713.058	695.690	4545.750	4598.677	모멘트최대
UE18	-7416.732	642.170	3620.590	3677.099	편심최대

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

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

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.014	0.080	0.K	44061.518	15032.826	3897.400	2.931	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	26841.583	10139.510	6666.071	2.647	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	26369.069	8031.720	6333.216	3.283	0.K
모멘트최대	0.010	0.014	0.080	0.K	34745.761	10548.425	4598.677	3.294	0.K
편심최대	0.010	0.014	0.080	0.K	39841.825	7629.217	3677.099	5.222	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 17, UL001)

【 기동 : 하부 , 1/5 】

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)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	15032.826	3897.400	259.259

㉞ 철근비 검토

$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01350$

- 1단 : D25 - 60EA ($A_s=30402.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D22 - 54EA ($A_s=20903.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$

㉞ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$

$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 259.259 \text{ mm}$)

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1859.302 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1580.407 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2923055.727 = 59630.337 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8622.774 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 466.160 \text{ kN}$

$$P_n = 59630.337 + 8622.774 - 466.160 = 67786.951 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 22.105 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 17574.188 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=259.256)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$$

$$c = 1859.302 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1580.407 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1859.30) / 1859.30 = 0.0004$$

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

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 67786.951 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times 67786.951 = 44061.518 \text{ kN} \geq P_u = 15032.826 \text{ kN} \therefore 0.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.259 = 11423.359 \text{ kN.m} \geq M_u = 3897.400 \text{ kN.m} \therefore 0.K$$

② 모멘트최대 : (부재 17, UL010)

【 기둥 : 하부 , 2/5 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.65, \theta=37.285\text{도(중립축각도)}$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	10139.510	6666.071	657.435

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01350$$

- 1단 : D25 - 60EA ($A_s=30402.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D22 - 54EA ($A_s=20903.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$$

$$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 431.716 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 657.435 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1280.999 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1088.849 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 1876204.223 = 38274.566 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6458.537 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4902.169 \text{ kN}$$

$$P_n = 38274.566 + 6458.537 - 4902.169 = 39830.935 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 47.291 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 26186.308 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=657.436)| = 0.0012 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$$

$$c = 1280.999 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1088.849 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1281.00) / 1281.00 = 0.0019$$

$$\varepsilon_y < \varepsilon_t < 0.0050 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.67 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.650 + (0.0019 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.674$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 39830.935 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.67 \times 39830.935 = 26841.583 \text{ kN} \geq P_u = 10139.510 \text{ kN} \therefore 0.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.657 = 17646.603 \text{ kN.m} \geq M_u = 6666.071 \text{ kN.m} \therefore 0.K$$

③ 편심최대 : (부재 17, UE010)

【 기둥 : 하부 , 3/5 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.65, \theta=33.129\text{도(중립축각도)}$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	8031.720	6333.216	788.526

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01350$$

$$\text{ - 1단 : D25 - 60EA } (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$\text{ - 2단 : D22 - 54EA } (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$$

$$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴 } (e_b = M_b / P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 788.526 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

$$\text{ - 반복시산법을 이용하여 } c = 1147.701 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 975.546 \text{ mm} \text{ 를 사용.}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 1627511.288 = 33201.230 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 5969.275 \text{ kN}, \sum T_{si} = 5912.220 \text{ kN}$$

$$P_n = 33201.230 + 5969.275 - 5912.220 = 33258.285 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 53.482 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 26225.259 \text{ kN.m}$$

$$\text{ - 편심오차 : } |e - M_n / P_n (= 788.533)| = 0.0076 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$$

$$c = 1147.701 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 975.546 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1147.70) / 1147.70 = 0.0025$$

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

$\varepsilon_y < \varepsilon_t < 0.0050$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.79$ 를 적용한다.
 $\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.650) / (0.0050 - 0.0015) = 0.793$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{MaxPn} &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 33258.285 \text{ kN} \\ \Phi P_n &= 0.79 \times 33258.285 = 26369.069 \text{ kN} \geq P_u = 8031.720 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.789 = 20792.684 \text{ kN.m} \geq M_u = 6333.216 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 모멘트최대 : (부재 17, UL003)

【 기동 : 하부 , 4/5 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=81.299^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2056.691	10548.425	4598.677	435.959

㉞ 철근비 검토

$$\begin{aligned} A_g &= 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01350 \\ - 1\text{단} : D25 - 60EA (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d_1 &= 100.000 \text{ mm} \\ - 2\text{단} : D22 - 54EA (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d_2 &= 200.000 \text{ mm} \\ \rho_{min} (= 0.0100) &\leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉞ 평형하중 산정

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN} \\ P_b &= 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25581.717 \text{ kN.m} \\ e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 435.959 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉞ 공칭강도 산정

$$\begin{aligned} - \text{반복시산법을 이용하여 } c &= 1546.947 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1314.905 \text{ mm} \text{ 를 사용.} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 2370525.898 = 48358.728 \text{ kN} \\ \sum C_{si} &= 7402.275 \text{ kN}, \sum T_{si} = 2305.986 \text{ kN} \\ P_n &= 48358.728 + 7402.275 - 2305.986 = 53455.017 \text{ kN} \\ M_n &= C_c \times 35.314 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 23304.245 \text{ kN.m} \\ - \text{편심오차 : } |e - M_n / P_n (= 435.960)| &= 0.0013 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족} \end{aligned}$$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} d_t &= 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm} \\ c &= 1546.947 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1314.905 \text{ mm} \\ \varepsilon_y &= f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015 \\ \varepsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1546.95) / 1546.95 = 0.0011 \\ \varepsilon_t &\leq \varepsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.65 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{MaxPn} = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 53455.017 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times 53455.017 = 34745.761 \text{ kN} \geq P_u = 10548.425 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.436 = 15147.714 \text{ kN.m} \geq M_u = 4598.677 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

⑤ 편심최대 : (부재 17, UE018)

【 기둥 : 하부 , 5/5 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$, $\theta=79.942^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2056.691	7629.217	3677.099	481.976

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2, A_{st} = 51305.40 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01350$$

$$- 1\text{단} : D25 - 60\text{EA} (A_s=30402.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D22 - 54\text{EA} (A_s=20903.400 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0135) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1400.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1190.000 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2044666.541 = 41711.197 \text{ kN}, \sum C_{si} = 6784.155 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4054.911 \text{ kN}$$

$$P_b = 41711.197 + 6784.155 - 4054.911 = 44440.442 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 431.716 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25581.717 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 575.640 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 481.976 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1482.867 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1260.437 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2252460.993 = 45950.204 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7179.314 \text{ kN}, \sum T_{si} = 2878.568 \text{ kN}$$

$$P_n = 45950.204 + 7179.314 - 2878.568 = 50250.950 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 38.148 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24219.309 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 481.967)| = 0.0087 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 \text{ mm}$$

$$c = 1482.867 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1260.437 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (2100.00 - 1482.87) / 1482.87 = 0.0012$$

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

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

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

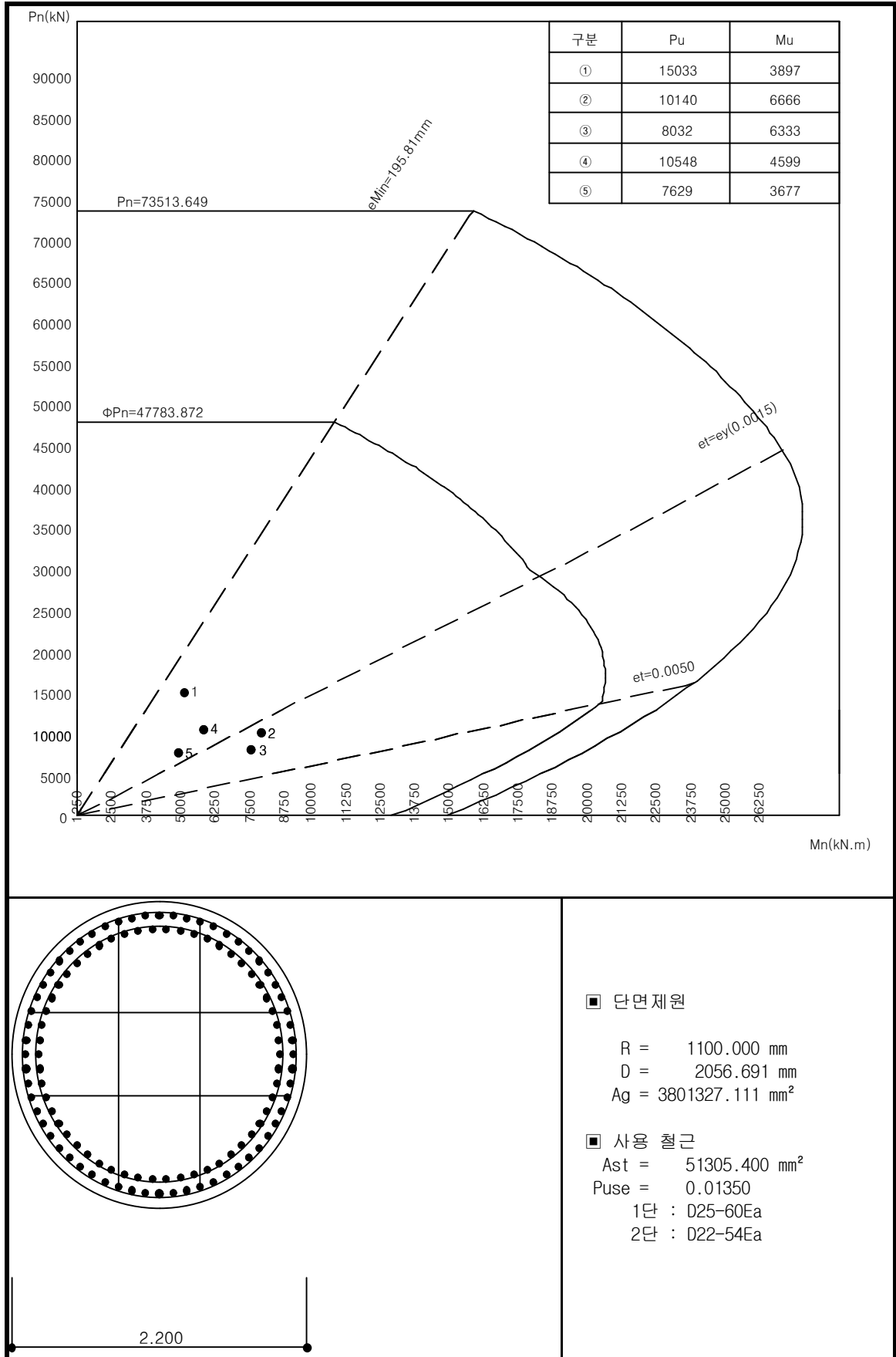
㉞ 축방항력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 73513.650 \text{ kN} \geq P_n = 50250.950 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.79 \times 50250.950 = 39841.825 \text{ kN} \geq P_u = 7629.217 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.482 = 19202.799 \text{ kN.m} \geq M_u = 3677.099 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도



9.4 기둥의 전단설계

1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL003 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad V &= 0.000 \text{ kN} \\ \text{교축직각방향} \quad V &= -934.134 \text{ kN} \\ \text{합성 전단력} \quad V &= 934.134 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \text{ 공칭전단력 } V_n &= V_c + V_s \quad (\Phi = 0.75) \\ V_n &= V_{\max}/\Phi = 1245.512 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

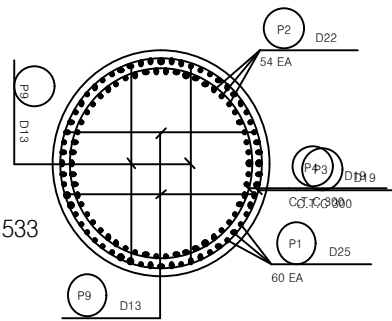
$$\begin{aligned} h &= 2200.000 \text{ mm} \quad d' = 143.309 \text{ mm} \\ Z_s &= \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적}) \\ &= 589.533 \text{ mm} \\ d &= h/2 + Z_s \\ &= 2200.000/2 + 589.533 \\ &= 1689.533 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{24.0} \times 2200.000 \times 1689.533 \\ &= 3034.895 \text{ kN} \end{aligned}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$\begin{aligned} V_c/2 &= 1517.448 > V_n \leq V_c = 3034.895 \quad \therefore \text{전단 철근 필요 없음} \\ V_s &= 0.000 \text{ kN} \end{aligned}$$



4) 필요철근량 계산 A_v

$$\text{띠철근의 수직 간격 } S = 300.00 \text{ mm} \quad d = 1689.533 \text{ mm} \quad f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량 : } D19 \times 2EA &= 573.000 \text{ mm}^2 \\ D19 \times 2EA &= 573.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{v\text{Use}} = 1146.000 \text{ mm}^2 \geq 0.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.5 소성설계시 심부구속 철근량 설계

: 탄성설계 적용으로 심부구속 철근량 설계는 하지않음.