

P2-부산방향 구조계산서

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

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

3.2 하 중

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

3.3 사 용 재 료 강 도

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

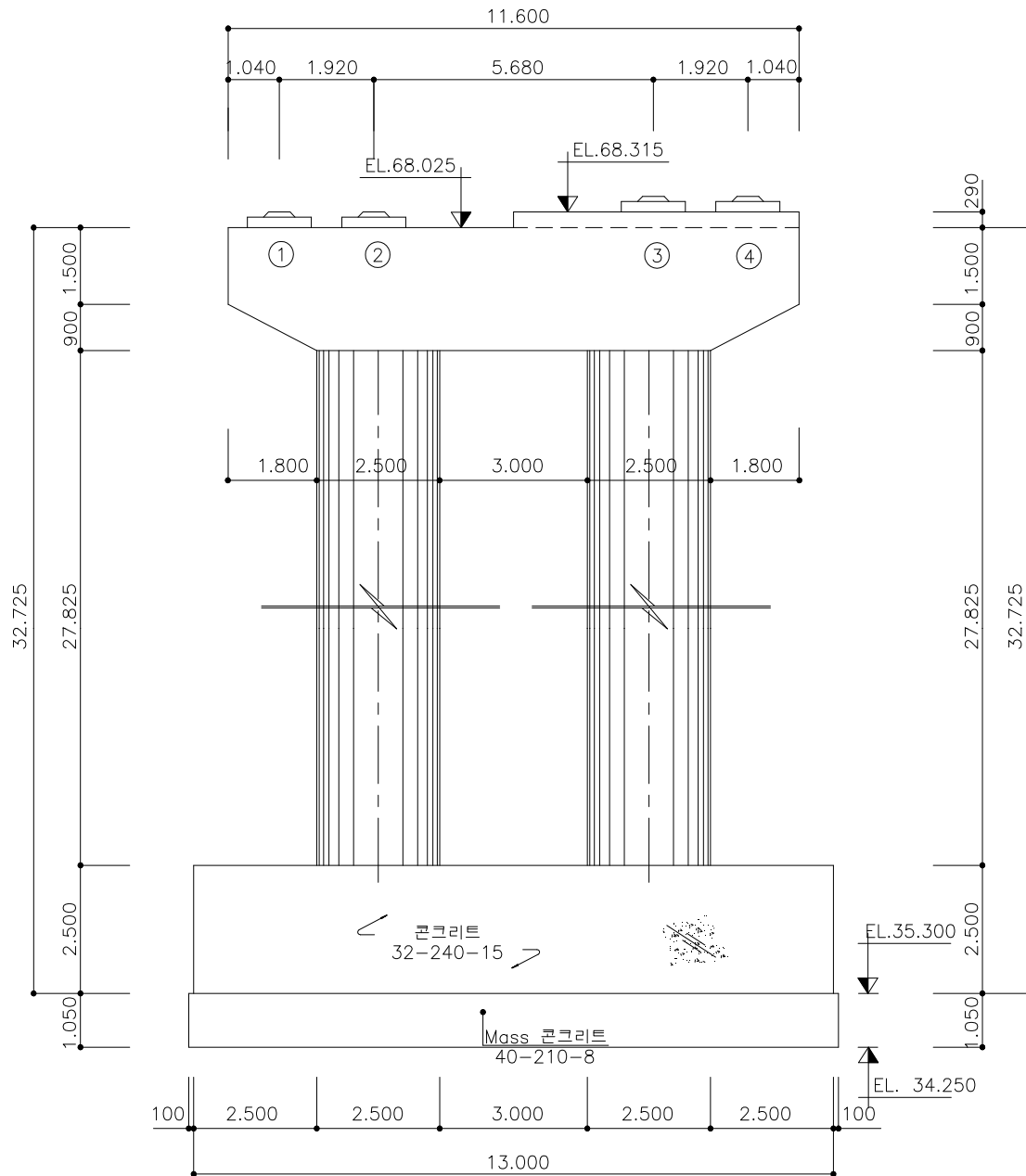
3.5 설 계 방 법

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

3.6 참 고 문 헌

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

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)
1	-4356.411	-637.317
2	-4356.411	-819.823
계	-8712.822	-1457.140

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.6 / 3.73 = 3.378 \quad \therefore W1 = (4.0 - 0.2 \times (B / D)) \times D, D \geq 6.0$$

$$W1 = (4.0 - 0.2 \times 3.378) \times 3.73 = 12.400 \text{ kN/m} \geq 6.0$$

$$P1 = 12.4 \times (50 + 50) / 3 \times \sin 90 = 620 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.73 / 2 + 0.4 + 1.79 / 2 = 3.160 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 620 \times 3.16 = 1959.2 \text{ kN.m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3 \times 2.69 \times 2.5 = 20.175 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 1.79 / 2 = 1.875 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 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

$$W'_{\text{copping}} = 62.292 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중(WL)

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

[도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.5 \times (50 + 50) / 2 \times \sin 90.0 = 75.000 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 1.79 / 2 = 5.575 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 75 \times 5.575 = 418.125 \text{ kN.m}$$

5.5 하중조합 : 사용하중 검토시

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

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

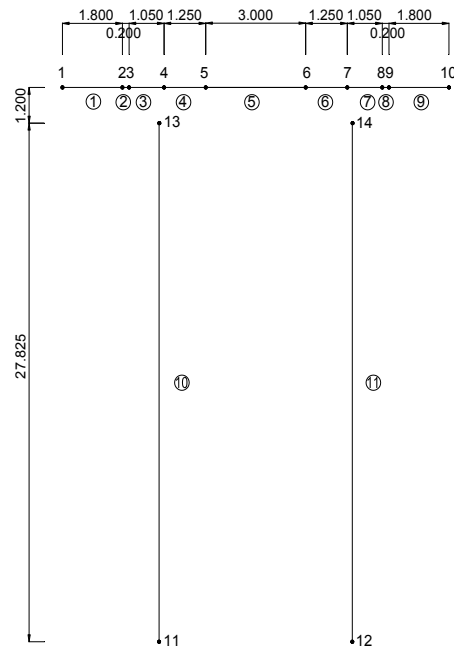
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

5.6 하중조합 : 계수하중 검토시

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

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	29.025	7	8.550	29.025
2	1.800	29.025	8	9.600	29.025
3	2.000	29.025	9	9.800	29.025
4	3.050	29.025	10	11.600	29.025
5	4.300	29.025	11	3.050	0.000
6	7.300	29.025	12	8.550	0.000

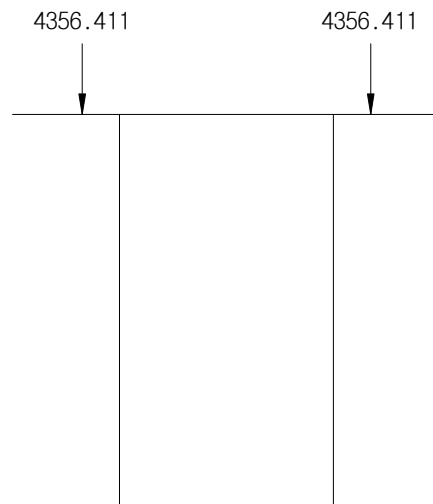
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.500	1.588	3.970	8.342770	2.067708	
②	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
③	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
④	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑤	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑥	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑦	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑧	2.500	2.400	6.000	2.880000	3.125000	
⑨	2.500	2.400	6.000	8.342770	2.067708	
⑩	2.500	1.588	3.970	1.917476	1.917476	
⑪	2.500	27.825	69.563	1.917476	1.917476	

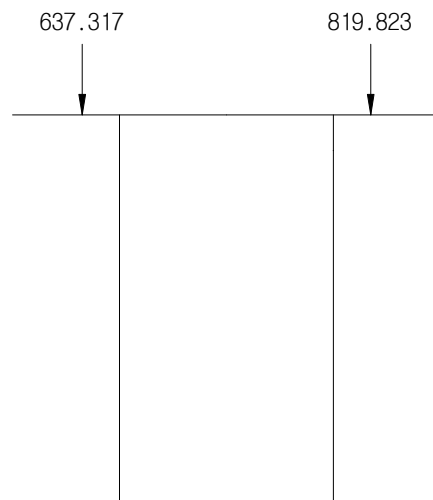
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



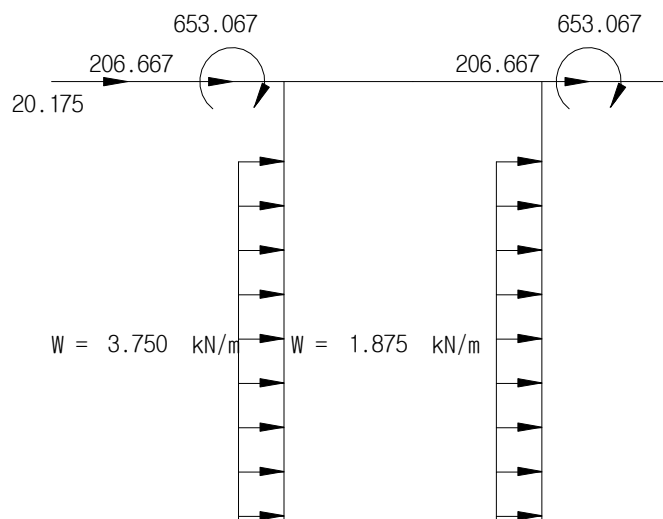
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

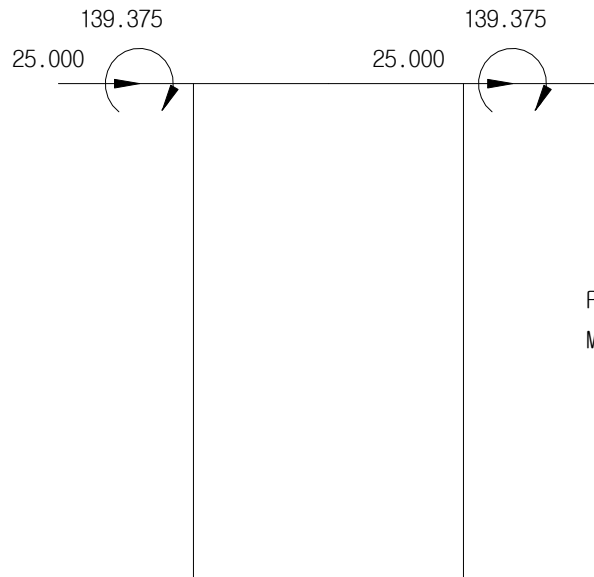
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 620 / 3 = 206.667 \text{ kN}$$

$$M = 1959.2 / 3 = 653.067 \text{ kN}$$

㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

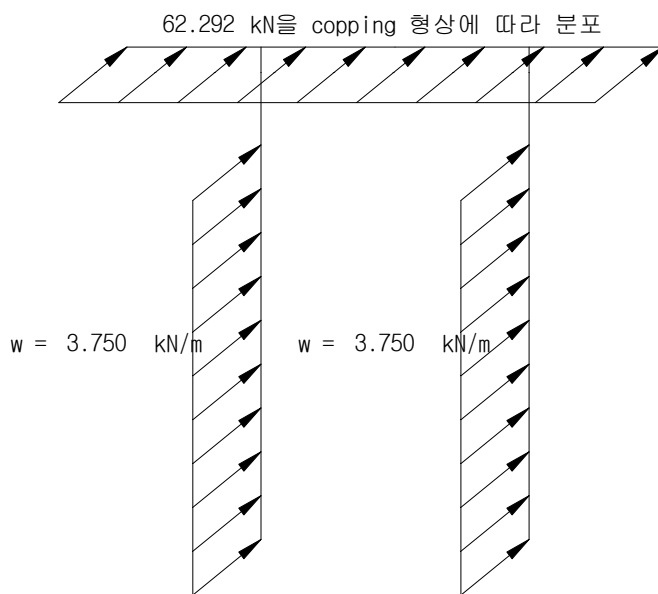


$$P = 75 / 3 = 25.000 \text{ kN}$$

$$M = 418.125 / 3 = 139.375 \text{ kN}$$

② 교축 방향

㉞ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 10

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5120.010	-1003.480	-54.980	-8468.620	526.346	-54.980	
L	-609.559	-144.023	-8.958	-609.559	105.244	-8.958	
W-L0	0.000	190.296	-158.580	0.000	6054.470	-262.924	
W-TR	1437.810	4148.320	-204.612	1437.810	-2996.700	-308.956	
WL	173.269	-307.113	-25.000	173.269	388.512	-25.000	

② 기동 : 부재번호 11

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5120.010	1003.480	54.980	-8468.620	-526.346	54.980	
L	-84.758	182.988	8.958	-84.758	-66.280	8.958	
W-L0	0.000	190.296	-158.580	0.000	6054.470	-262.924	
W-TR	-1437.810	-3084.890	-228.897	-1437.810	4010.010	-281.069	
WL	-173.269	-307.113	-25.000	-173.269	388.512	-25.000	

③ 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-195.657	4715.481	-195.657	-4561.027	
L	-167.296	637.317	-215.204	-819.823	
W-L0	59.472	-21.780	59.472	59.580	
W-TR	653.067	0.000	-653.067	0.000	
WL	139.375	0.000	-139.375	0.000	

④ 두부분 : 지간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-3605.635	-220.650	-3605.635	220.650	-3605.635	404.524	
L	-514.409	27.758	-549.106	27.758	-632.380	27.758	
W-L0	61.001	99.000	-34.624	54.000	61.001	-54.000	
W-TR	3895.299	1437.805	2098.043	1437.805	-2215.373	1437.805	
WL	476.488	173.269	259.903	173.269	-259.903	173.269	

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 10

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-5729.569	-1147.503	-63.939	-9078.179	631.590	-63.939	
SVB02	-5120.010	-1003.480	-54.980	-8468.620	526.346	-54.980	
SVB03	-3682.200	3144.840	-259.592	-7030.810	-2470.354	-363.936	
SVB04	-4837.395	619.544	-191.245	-8186.005	-478.248	-243.417	
SVB05	-4227.836	763.567	-182.286	-7576.446	-583.492	-234.458	

② 기둥 : 부재번호 11

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5204.768	1186.468	63.939	-8553.378	-592.626	63.939	
L	-5120.010	1003.480	54.980	-8468.620	-526.346	54.980	
W-L0	-6557.820	-2081.410	-173.917	-9906.430	3483.664	-226.089	
W-TR	-6096.942	-663.090	-75.510	-9445.552	1800.891	-101.596	
WL	-6012.184	-846.078	-84.468	-9360.794	1867.171	-110.554	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 10

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-5729.569	-1147.503	-63.939	-9078.179	631.590	-63.939	
SVB02	-5120.010	-1003.480	-54.980	-8468.620	526.346	-54.980	
SVB03	-3682.200	3144.840	-259.592	-7030.810	-2470.354	-363.936	
SVB04	-5010.664	926.657	-166.245	-8359.274	-866.760	-218.417	
SVB05	-4401.105	1070.680	-157.286	-7749.715	-972.004	-209.458	

② 기둥 : 부재번호 11

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5204.768	1186.468	63.939	-8553.378	-592.626	63.939	
L	-5120.010	1003.480	54.980	-8468.620	-526.346	54.980	
W-L0	-6557.820	-2081.410	-173.917	-9906.430	3483.664	-226.089	
W-TR	-5923.673	-355.977	-50.510	-9272.283	1412.379	-76.596	
WL	-5838.915	-538.965	-59.468	-9187.525	1478.659	-85.554	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-107.824	615.537	-155.732	-760.243	
SVB02	-167.296	637.317	-215.204	-819.823	
SVB03	-27.921	637.317	-354.579	-819.823	
SVB04	-38.137	615.537	-225.420	-760.243	
SVB05	-97.609	637.317	-284.892	-819.823	

② 두부분 : 시간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-453.408	126.758	-583.730	81.758	-571.379	-26.242	
SV002	-514.409	27.758	-549.106	27.758	-632.380	27.758	
SV003	-37.921	201.027	-289.203	201.027	-892.283	201.027	
SV004	-215.164	213.393	-453.779	168.393	-701.331	60.393	
SV005	-276.165	114.393	-419.155	114.393	-762.332	114.393	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기동 : 부재번호 10

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-7966.565	-1614.173	-90.735	-12319.758	910.524	-90.735	
ULB02	-6656.013	-1304.524	-71.474	-11009.206	684.250	-71.474	
ULB03	-4786.860	4088.292	-337.470	-9140.053	-3211.460	-473.117	
ULB04	-6288.614	805.407	-248.618	-10641.807	-621.722	-316.442	
ULB05	-5496.187	992.637	-236.972	-9849.380	-758.540	-304.796	
ULB06	-7448.440	-1491.754	-83.120	-11801.633	821.067	-83.120	

② 기동 : 부재번호 11

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-6838.243	1697.948	90.735	-11191.436	-826.752	90.735	
ULB02	-6656.013	1304.524	71.474	-11009.206	-684.250	71.474	
ULB03	-8525.166	-2705.833	-226.092	-12878.359	4528.763	-293.915	
ULB04	-7926.025	-862.017	-98.163	-12279.218	2341.158	-132.075	
ULB05	-7815.839	-1099.901	-109.809	-12169.032	2427.322	-143.720	
ULB06	-6766.199	1542.408	83.120	-11119.392	-770.414	83.120	

2) 교축방향

① 기동 : 부재번호 10

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-7966.565	-1614.173	-90.735	-12319.758	910.524	-90.735	
ULB02	-6656.013	-1304.524	-71.474	-11009.206	684.250	-71.474	
ULB03	-6656.013	-1057.139	-277.628	-11009.206	8555.061	-413.276	
ULB04	-7448.440	-1368.062	-186.197	-11801.633	4756.473	-254.021	
ULB05	-6656.013	-1180.832	-174.551	-11009.206	4619.655	-242.375	
ULB06	-7448.440	-1491.754	-83.120	-11801.633	821.067	-83.120	

② 기동 : 부재번호 11

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-6838.243	1697.948	90.735	-11191.436	-826.752	90.735	
ULB02	-6656.013	1304.524	71.474	-11009.206	-684.250	71.474	
ULB03	-6656.013	1551.909	-134.680	-11009.206	7186.561	-270.327	
ULB04	-6766.199	1666.101	-19.957	-11119.392	3164.992	-87.780	
ULB05	-6513.863	1328.347	-319.195	-10867.056	2808.618	-454.842	
ULB06	-6766.199	1542.408	83.120	-11119.392	-770.414	83.120	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-614.041	7500.357	-717.043	-7691.955	
ULB02	-254.354	6130.125	-254.354	-5929.335	
ULB03	-177.041	6130.125	-1103.341	-5929.335	
ULB04	467.742	6130.125	-1193.935	-5929.335	
ULB05	351.327	6130.125	-860.035	-5929.335	
ULB06	-471.839	6958.637	-534.119	-6995.105	

② 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-5793.305	-227.165	-5867.903	346.525	-6046.943	585.561	
SV002	-4687.326	-286.845	-4687.326	286.845	-4687.326	525.881	
SV003	376.563	1582.302	-1959.870	2155.992	-7567.310	2395.028	
SV004	686.280	1694.926	-1790.933	2268.616	-7736.247	2507.653	
SV005	-2155.381	647.728	-3323.598	1221.418	-6127.318	1460.454	
SV006	-5356.057	-250.760	-5401.163	322.930	-5509.420	561.967	

8. 코핑부 검토

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]

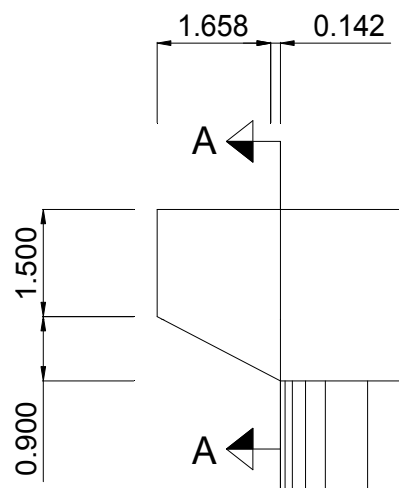
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.5^2 / 4 = 4.909 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142 m (= 1.25 - 2.216 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7500.357 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 614.041 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 614.041 / 7500.357 = 0.082 \text{ m}$$

$$d = 2.4 - 0.116 = 2.284 \text{ m}$$

$$a/d = 0.082 / 2.284 = 0.036 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2800.0	2400.0	2284.0	100.0	2437.5	7500.4

$$a = 82 \text{ mm}, d = 2284 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.036) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2437.5 \geq 0.5 \times 2284 = 1142\text{mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7500.357 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 614.041 = 1500.071 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 614.041 + 1500.071 \times (2.4 - 2.284) = 788.049 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2284 = 30696.960 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2284 = 35813.120 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.8 \times 35813.12 = 30441.152 \text{ kN} \geq v_u (=7500.357 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 7500.357 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 17857.993 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (H - d) = 614.041 + 1500.071 \times (2.4 - 2.284) = 788.049 \text{ kN.m}$$

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

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

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

$$A_f = \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}{2284 - \sqrt{[2284^2 - 4 \times 788049 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

$$A_f = \frac{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}{1080.008} \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times V_u = 0.2 \times 7500.357 = 1500.071 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 1500071 / (0.8 \times 400) = 4687.722 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

$$\rightarrow A_s = 16593.051 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2284$$

$$= 15348.480 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, d_1 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 16593.051 \text{ mm}^2, 15348.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (16593.051 - 4687.722) \\ = 5952.665 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : D19 - 6EA = 286.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2284 = 1522.667 \text{ mm} \text{ 구간에 9단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(11.0단)} : D19 - 54 EA = 15471.000 \text{ mm}^2 \geq 5952.665 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K!!!}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.082 \text{ m} < 2d (= 4.600 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.041 \text{ m} \quad (< 2.300 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 5.188 \text{ kN}$$

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

$$Vui = 0 \text{ kN (I단)} \quad Vuj = 227.755 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(Lc) = 2.601 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리})$$

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

$$= 0 + (227.755 - 0) / 1.8 \times (2.601 - 0)$$

$$= 329.106 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	164.0	2284.0	329.1	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = As \times fy = 28732 \times 400 = 11492800.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (2300 - 236.711) / 236.711 = 0.0261$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0, \quad As = 791.680 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } As = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 36.292 \text{ \%}]$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, \quad d1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, \quad d1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00449$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (2284 - 201.204 / 2) = 21329.353 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 614.041 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 34.736]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 2284$$

$$= 19581.221 \text{ kN} \geq V_u (= 329.106 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 2284 = 4438.41 \text{ kN}, \quad \Phi V_c / 2 = 2219.205 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 329.106 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 6.743]$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 8)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

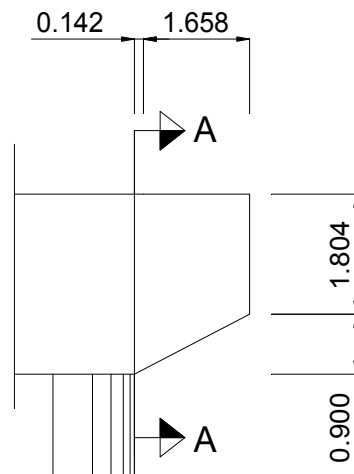
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.5^2 / 4 = 4.909 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142 m (= 1.25 - 2.216 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7691.955 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 717.043 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 717.043 / 7691.955 = 0.093 \text{ m}$$

$$d = 2.4 - 0.116 = 2.284 \text{ m}$$

$$a/d = 0.093 / 2.284 = 0.041 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2800.0	2400.0	2284.0	100.0	2722.6	7692.0

$$a = 93 \text{ mm}, d = 2284 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.041) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 2722.6 \geq 0.5 \times 2284 = 1142 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7691.955 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 717.043 = 1538.391 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 717.043 + 1538.391 \times (2.69 - 2.284) = 1341.63 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2284 = 30696.960 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2284 = 35813.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{n_max} = 0.8 \times 35813.12 = 30441.152 \text{ kN} \geq v_u (=7691.955 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 7691.955 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1) = 18314.179 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u + N_{uc} \times (H - d) = 717.043 + 1538.391 \times (2.4 - 2.284) = 895.496 \text{ kN.m}$$

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

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

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

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

$$Af = \frac{2284 - \sqrt{[2284^2 - 4 \times 895496 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}$$

$$= 1227.54 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$Nuc = 0.20 \times Vu = 0.2 \times 7691.955 = 1538.391 \text{ kN}$$

$$An = Nuc / (\Phi \times fy) = 1538391 / (0.8 \times 400) = 4807.472 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

$$\rightarrow As = 17016.925 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2284$$

$$= 15348.480 \text{ mm}^2$$

$$Use As = 28732.000 \text{ mm}^2 \text{ (철근의 도심 } 116.000 \text{ mm)}$$

1단 : D32-10EA + D32-10EA , d1 = 100 mm

2단 : D29-10EA + D32-10EA , d1 = 200 mm

$$Use As \geq 17016.925 \text{ mm}^2, 15348.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (17016.925 - 4807.472)$$

$$= 6104.727 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (1단) : D19 - 6EA = 286.5 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2284 = 1522.667 mm 구간에 9단 설치

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(10.0단)} : D19 - 54 EA = 15471.000 \text{ mm}^2 \geq 6104.727 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.093 \text{ m} < 2d (= 4.600 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.0465 \text{ m} \quad (< 2.300 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = .000 \text{ kN}$$

부재번호 : 11 (I단 : 절점 11, J단 : 절점 부재길이(L) : 1.800 m

$$Vui = 227.755 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad Vuj = 0 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

검토위치(Lc) = 2.596 m (두부보 좌측단에서의 거리)

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

$$= 227.755 + (0 - 227.755) / 1.8 \times (2.596 - 9.8)$$

$$= 1139.281 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	186.0	2284.0	1139.3	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (2300 - 236.711) / 236.711 = 0.0261$$

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

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 924.669 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 31.073 \text{ \%}]$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00449$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (2284 - 201.204 / 2) = 21329.353 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 717.043 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 29.746 \text{ \%}]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 2284$$

$$= 19581.221 \text{ kN} \geq V_u (= 1139.281 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 2284 = 4438.41 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 2219.205 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 1139.281 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 1.948 \text{ \%}]$$

8.3 내부지간 설계

1) 깊은 보 판정

: 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)]

$$\begin{aligned} cD &= \sqrt{(\pi \times 2.2^2 / 4)} = 1.079 \text{ m} : \text{정사각형 치환단면의 한변길이} \\ L_n &= 5.8 - 2.216 = 3.584 \text{ m} \\ d &= 2 - 0.1 = 1.9 \text{ m} \\ L_n/d &= 3.584 - 1.9 = 1.684 < 4 \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계} \end{aligned}$$

2) 깊은 보에 대한 설계

① 좌측 지점부 : UL-1(부재 4)

$$\begin{aligned} a &= 0.039 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.0195 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= 466.203 \text{ kN} \\ \text{부재번호} &: 4 \text{ (I단 : 절점4, J단 : 절점5) } \quad \text{부재길이(L)} : 1.250 \text{ m} \\ V_{ui} &= 466.203 \text{ kN (I단)} \quad V_{uj} = 227.166 \text{ kN (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.623 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 466.203 + (227.166 - 466.203) / 1.25 \times (2.623 - 3.05) \\ &= 547.858 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	78.0	1900.0	227.2	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 236.711) / 236.711 = 0.0211 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 9121.285 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 3.150 \text{ \%}]$$

$$\text{1단 : D32-10EA + D32-10EA, } d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{2단 : D29-10EA + D32-10EA, } d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &: 1.4 / f_y = 0.00350 \\ 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y &= 0.00306, \quad \rho_{\min} = 0.00306 \quad \text{적용} \\ \rho_{\max} &= 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.01665 \\ \rho_{\text{use}} &= A_s / b d = 0.0054 \\ \rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} &\rightarrow \text{철근비 만족 } 0.K!!! \end{aligned}$$

★ 휨에 대한 검토

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0.85 \times 28732 \times 400 \times (1900 - 201.204 / 2) = 17578.103 \text{ kN.m} \\ ; a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm} \\ &\geq M_u (= 5793.305 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 3.034] \end{aligned}$$

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1900 \\ &= 5793.305 \text{ kN} \geq V_u (= 547.858 \text{ kN}) \quad 0.K!!! \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 1846.099 \text{ kN} \\ \Phi V_c/2 &\geq V_u (= 547.858 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 3.370] \end{aligned}$$

② 중앙부 : UL-01(부재 5)

$$\begin{aligned} a &= 0.059 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 &= 0.0295 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - V_u &= 227.166 \text{ kN} \\ \text{부재번호 : 5 (I단 : 절점5, J단 : 절점6)} &\quad \text{부재길이(L) : 3.000 m} \\ V_{ui} &= 227.166 \text{ kN (I단)} \quad V_{uj} = -346.523 \text{ kN (J단)} \\ \text{검토위치}(L_c) &= 2.613 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리}) \\ V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 227.166 + (-346.523 - 227.166) / 3 \times (2.613 - 4.3) \\ &= 549.77 \text{ kN} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	118.0	1900.0	346.5	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24 \times a \times 2800 = 57120.000 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = \text{#### mm}, \quad c = a / \beta_1 = \text{#### mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 236.711) / 236.711 = 0.0211 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

★ 필요철근량 산정

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 9240.806 \text{ mm}^2$$

Use $A_s = 28732.000 \text{ mm}^2$ (철근의 도심 116.000 mm), [사용률 = 3.109 %]

1단 : D32-10EA + D32-10EA , $d_1 = 100 \text{ mm}$

2단 : D29-10EA + D32-10EA , $d_1 = 200 \text{ mm}$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.0054$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (1900 - 201.204 / 2) = 17578.103 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 5867.903 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 2.996 \%]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1900$$

$$= 5867.903 \text{ kN} \geq V_u (= 549.77 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \Phi V_c / 2 = 1846.099 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 549.77 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 3.358 \%]$$

③ 우측 지점부 : UL-1(부재 6)

$$a = 0.097 \text{ m} < 2d (= 3.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.0485 \text{ m} \quad (< 1.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 576.286 \text{ kN}$$

$$\text{부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.250 m}$$

$$V_{ui} = -346.523 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad V_{uj} = -585.561 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 2.594 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

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

$$= -346.523 + (-585.561 - -346.523) / 1.25 \times (2.594 - 7.3)$$

$$= 553.407 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	194.0	1900.0	585.6	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 28732 \times 400 = 11492800.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (1900 - 236.711) / 236.711 = 0.0211$$

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

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 9527.887 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 28732.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 3.016 \quad]$$

$$1\text{단} : D32-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-10EA + D32-10EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.0054$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 28732 \times 400 \times (1900 - 201.204 / 2) = 17578.103 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 201.204 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 6046.943 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 2.907 \quad]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 1900$$

$$= 6046.943 \text{ kN} \geq V_u (= 553.407 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 1900 = 3692.198 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 1846.099 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 553.407 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 3.336 \quad]$$

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-8468.620	-12319.758	-1614.173	910.524	-90.735	0.00059	축력최대
UL003	-8468.620	-9140.053	4088.292	-3211.460	-377.470	0.01594	모멘트최대

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

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	62973.920	12319.758	910.524	5.112	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	48491.010	9140.053	4088.292	5.305	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 10, UL001)

㉠설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	12319.758	910.524	73.910

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 12319.758 \times 0.0005921 / (-90.735 \times 29.925)$$

$$= 0.003 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 29.925 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로,

$$k = 1.000$$

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

$$= 1 \times 27.825 / 0.55$$

$$= 50.591 \leq 55 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이 (: 27.825 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1 = -1614.173 kN.m, M2 = 910.524 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -1.773$$

㉤ 철근비 검토

• 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)

• 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)

• 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12319.758 kN	910.524 kN.m	73.910 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 73.91 \text{ mm} \quad \therefore e = 73.91 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 96882.95 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 7160.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 62973.92 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 4654.25 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 10, UL003)

㉔ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN} \cdot \text{m})$	$e(\text{mm})$
100.000	9140.053	4088.292	447.290

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

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

$$= 9140.053 \times 0.01594 / (-377.47 \times 29.925)$$

$$= 0.013 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 29.925 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 27.825 / 0.55$$

$$= 50.591 > 49 \therefore \text{장주}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이(27.825 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = 4088.292 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_2 = -3211.460 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -1.273$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
9140.053 kN	4088.292 kN.m	447.290 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : e_b \geq e \quad \text{..... 압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 447.42 \text{ mm} \quad \approx \quad e = 447.29 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 74601.55 \text{ kN}$$

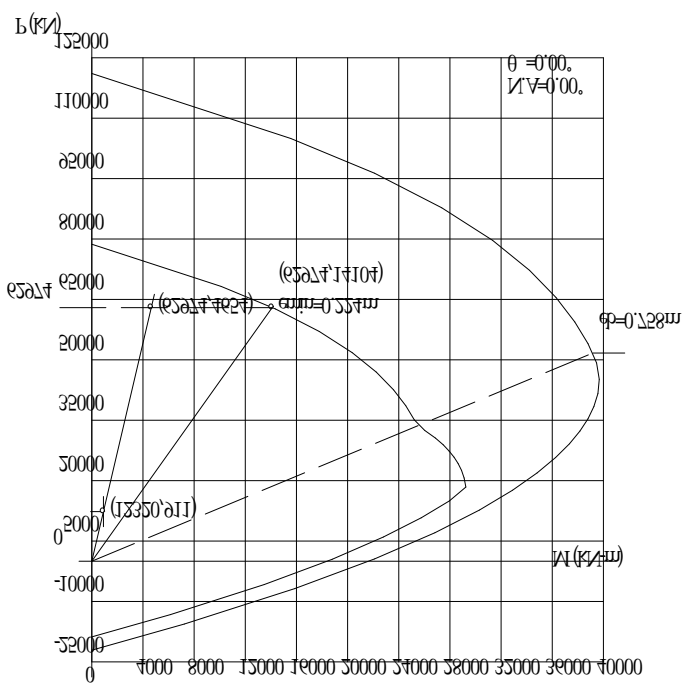
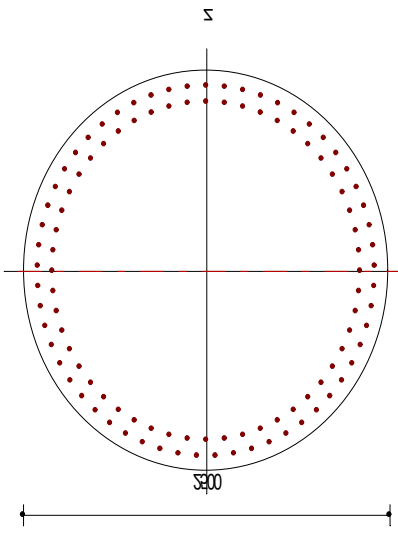
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 33377.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 48491.01 \text{ kN} \geq P_u \quad \text{..... OK}$$

$$\Phi M_n = 21695.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \text{..... OK}$$

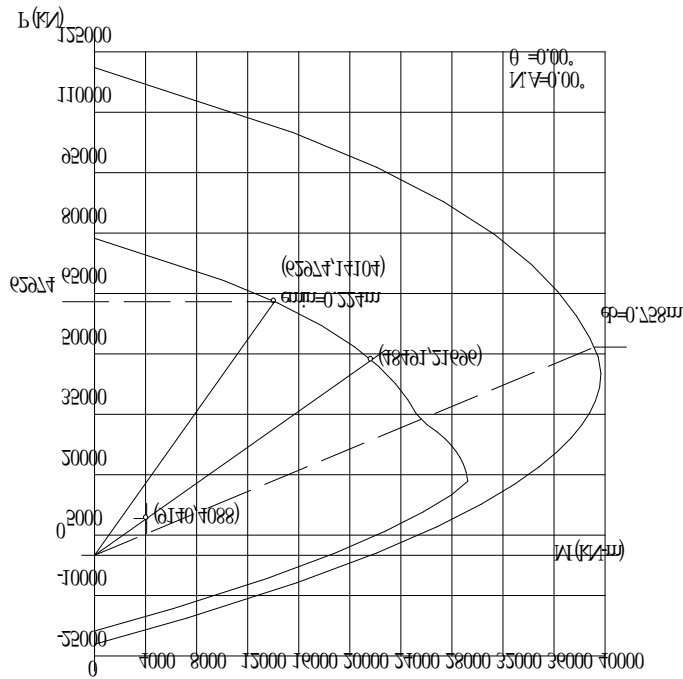
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.917476 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.917476 \text{ m}^4$ $A_g = 4908738.52 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0113$ $P_u = 12319.76 \text{ kN}$ $M_u = 910.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.758 \text{ m}$ $\Phi P_b = 33605.31 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 25462.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.074 \text{ m}$ $\Phi P_n = 62973.92 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 4654.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 55230.30 \text{ mm}^2$

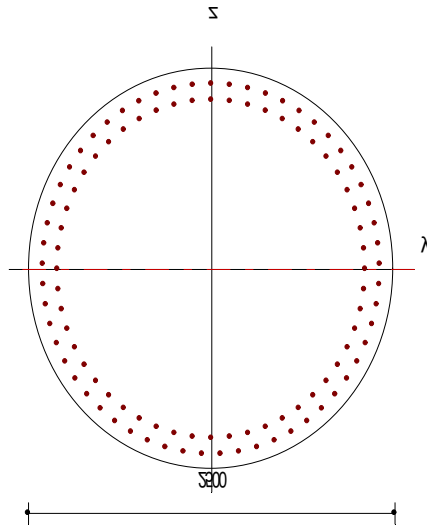
검토단면 중심 원형

하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴
A_g	=	4908738.52 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0113
P_u	=	9140.05 kN
M_u	=	4088.29 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.758 m
ΦP_b	=	33605.31 kN
ΦM_b	=	25462.32 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.447 m
ΦP_n	=	48491.01 kN
ΦM_n	=	21695.64 kN · m

■ 사용철근량

A_s	=	55230.30 mm ²
-------	---	--------------------------

9.2 교축방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-8468.620	-12319.758	-1614.173	910.524	-90.735	0.00000	축력최대
UL003	-8468.620	-11009.206	-1057.139	8555.061	-277.628	0.03942	모멘트최대

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

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기동상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기동상단의 변위량

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	62973.920	12319.758	910.524	5.112	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	33024.220	11009.206	8555.061	3.000	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 10, UL001)

㉠ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	12319.758	910.524	73.910

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 12319.758 \times 0 / (-90.735 \times 29.925)$$

$$= 0.000 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 29.925 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 27.825 / 0.55$$

$$= 50.591 \leq 55 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이 (: 27.825 m)

M1, M2 : 기동 양끝단 모멘트 ($M1 = -1614.173 \text{ kN.m}$, $M2 = 910.524 \text{ kN.m}$)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = -1.773$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12319.758 kN	910.524 kN.m	73.910 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 73.91 \text{ mm} \quad \therefore e = 73.91 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 96882.95 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 7160.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 62973.92 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 4654.25 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 10, UL003)

㉔ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	11009.206	8555.061	777.080

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

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

$$= 11009.206 \times 0.03942 / (-277.628 \times 29.925)$$

$$= 0.052 > 0.05 \quad : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 29.925 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 27.825 / 0.55$$

$$= 50.591 > 35 \quad \therefore \text{장주}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이(27.825 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -1057.139 \text{ kN.m}$, $M_2 = 8555.061 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -0.124$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
11009.206 kN	8555.061 kN.m	777.080 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \dots\dots \text{인장지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 780.12 \text{ mm} \approx e = 777.08 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 50428.47 \text{ kN}$$

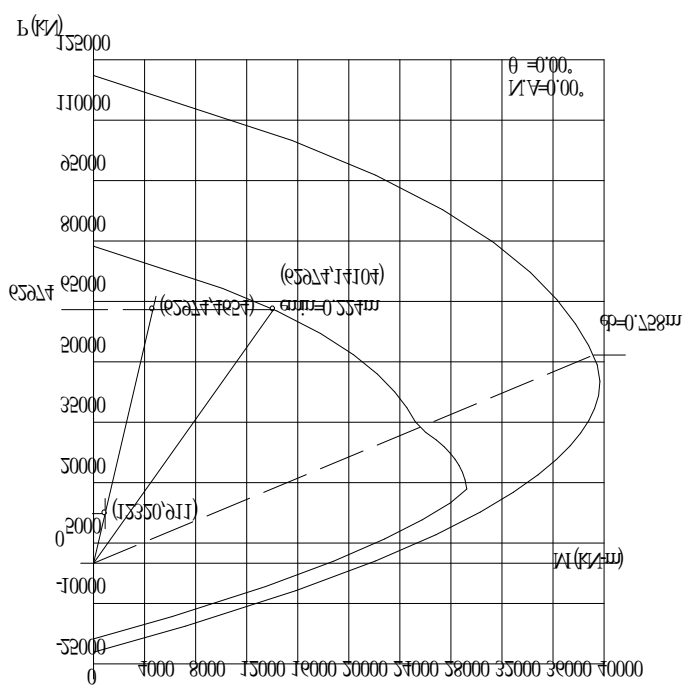
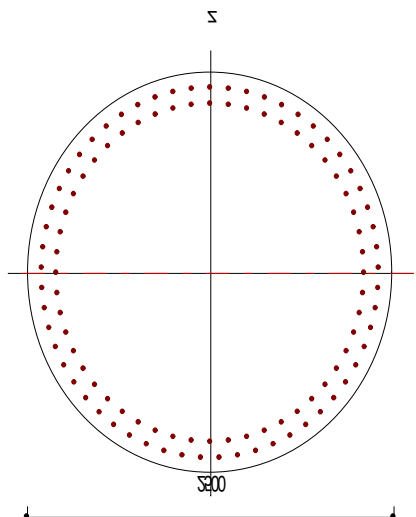
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39340.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 33024.22 \text{ kN} \geq P_u \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 25762.70 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \dots\dots \text{OK}$$

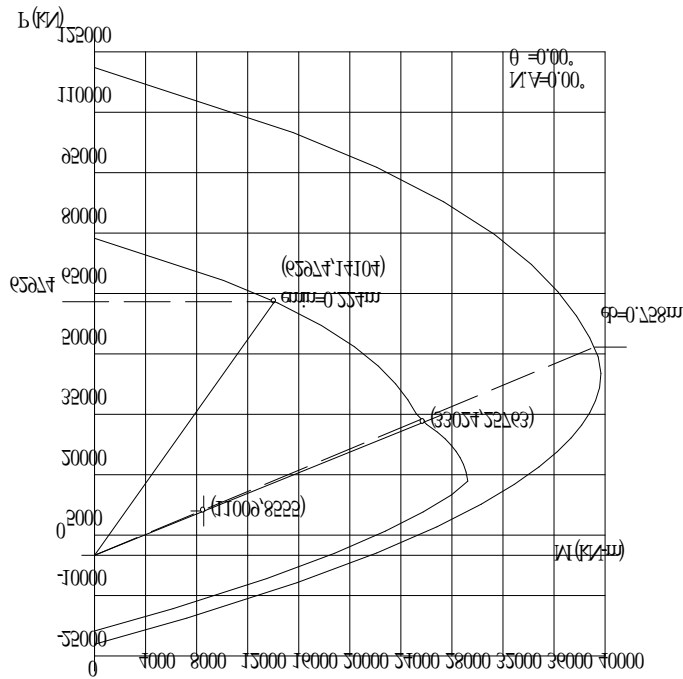
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건																																													
	<table><tr><td>f_{ck}</td><td>=</td><td>24.00 MPa</td></tr><tr><td>f_y</td><td>=</td><td>400.00 MPa</td></tr><tr><td>E_c</td><td>=</td><td>25811.01 MPa</td></tr><tr><td>E_s</td><td>=</td><td>200000.00 MPa</td></tr><tr><td>I_{yy}</td><td>=</td><td>1.917476 m⁴</td></tr><tr><td>I_{zz}</td><td>=</td><td>1.917476 m⁴</td></tr><tr><td>A_g</td><td>=</td><td>4908738.52 mm²</td></tr><tr><td>I_{ux}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>I_{uy}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>K_x</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>K_y</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>ρ</td><td>=</td><td>0.0113</td></tr><tr><td>P_u</td><td>=</td><td>12319.76 kN</td></tr><tr><td>M_u</td><td>=</td><td>910.52 kN · m</td></tr><tr><td>θ</td><td>=</td><td>0.00 °</td></tr></table>	f_{ck}	=	24.00 MPa	f_y	=	400.00 MPa	E_c	=	25811.01 MPa	E_s	=	200000.00 MPa	I_{yy}	=	1.917476 m ⁴	I_{zz}	=	1.917476 m ⁴	A_g	=	4908738.52 mm ²	I_{ux}	=	-	I_{uy}	=	-	K_x	=	-	K_y	=	-	ρ	=	0.0113	P_u	=	12319.76 kN	M_u	=	910.52 kN · m	θ	=	0.00 °
f_{ck}	=	24.00 MPa																																												
f_y	=	400.00 MPa																																												
E_c	=	25811.01 MPa																																												
E_s	=	200000.00 MPa																																												
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴																																												
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴																																												
A_g	=	4908738.52 mm ²																																												
I_{ux}	=	-																																												
I_{uy}	=	-																																												
K_x	=	-																																												
K_y	=	-																																												
ρ	=	0.0113																																												
P_u	=	12319.76 kN																																												
M_u	=	910.52 kN · m																																												
θ	=	0.00 °																																												
	▪ 평형편심상태 <table><tr><td>e_b</td><td>=</td><td>0.758 m</td></tr><tr><td>ΦP_b</td><td>=</td><td>33605.31 kN</td></tr><tr><td>ΦM_b</td><td>=</td><td>25462.32 kN · m</td></tr></table> ▪ 작용편심에서의 설계강도 <table><tr><td>e</td><td>=</td><td>0.074 m</td></tr><tr><td>ΦP_n</td><td>=</td><td>62973.92 kN</td></tr><tr><td>ΦM_n</td><td>=</td><td>4654.25 kN · m</td></tr></table> ▪ 사용철근량 <table><tr><td>A_s</td><td>=</td><td>55230.30 mm²</td></tr></table>	e_b	=	0.758 m	ΦP_b	=	33605.31 kN	ΦM_b	=	25462.32 kN · m	e	=	0.074 m	ΦP_n	=	62973.92 kN	ΦM_n	=	4654.25 kN · m	A_s	=	55230.30 mm ²																								
e_b	=	0.758 m																																												
ΦP_b	=	33605.31 kN																																												
ΦM_b	=	25462.32 kN · m																																												
e	=	0.074 m																																												
ΦP_n	=	62973.92 kN																																												
ΦM_n	=	4654.25 kN · m																																												
A_s	=	55230.30 mm ²																																												

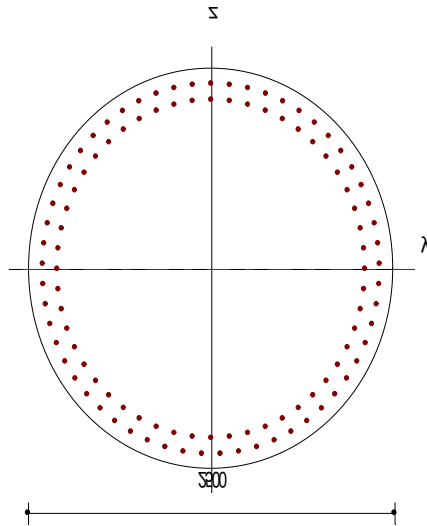
검토단면 중심 원형

하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴
A_g	=	4908738.52 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0113
P_u	=	11009.21 kN
M_u	=	8555.06 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태	
e_b	= 0.758 m
ΦP_b	= 33857.22 kN
ΦM_b	= 25653.19 kN · m
■ 작용편심에서의 설계강도	
e	= 0.780 m
ΦP_n	= 33024.22 kN
ΦM_n	= 25762.70 kN · m
■ 사용철근량	
A_s	= 55230.30 mm ²

9.3 합성부재력

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL001	-12318.758	910.524	910.524	1287.675	축력최대
UL003	-9140.053	8555.061	4088.292	9481.73	모멘트최대
UL003	-11009.206	8555.061	4088.292	9481.73	모멘트최대

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

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

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	62973.920	12318.758	1287.675	5.112	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	26972.960	9140.053	9481.730	2.951	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	31053.020	11009.206	9481.730	2.821	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 10, UL001)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0113) \leq \rho_{ma} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
12318.758 kN	1287.675 kN.m	104.530 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 104.53 \text{ mm} \quad \therefore e = 104.53 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 96882.95 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 10127.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.657$$

$$\Phi P_n = 62973.92 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 6582.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 10, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
9140.053 kN	9481.730 kN.m	1037.380 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{인장지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 1039.67 \text{ mm} \approx e = 1037.38 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 37660.10 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39154.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.716$$

$$\Phi P_n = 26972.96 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 28043.01 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

③ 모멘트최대 : (부재 10, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-57EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-52EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 55230.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0113) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
11009.206 kN	9481.730 kN.m	961.260 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1438.95 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 51700.48 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39172.80 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 757.69 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{인장지배}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 859.08 \text{ mm} \approx e = 861.26 \text{ mm}$$

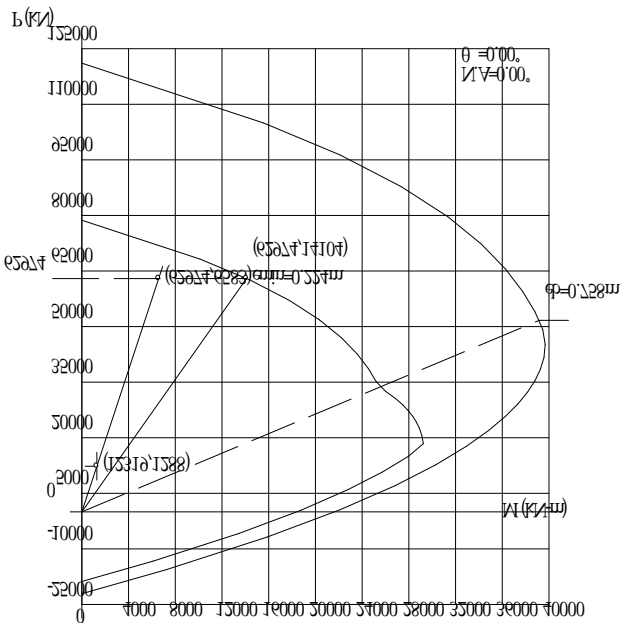
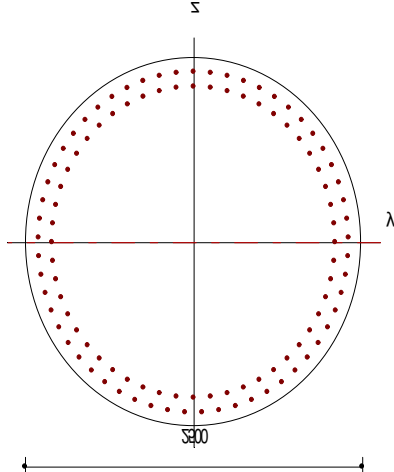
$$P_n = C_c + C_s + T_s = 46173.04 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 39666.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.673$$

$$\Phi M_n = 26677.09 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots \text{OK}$$

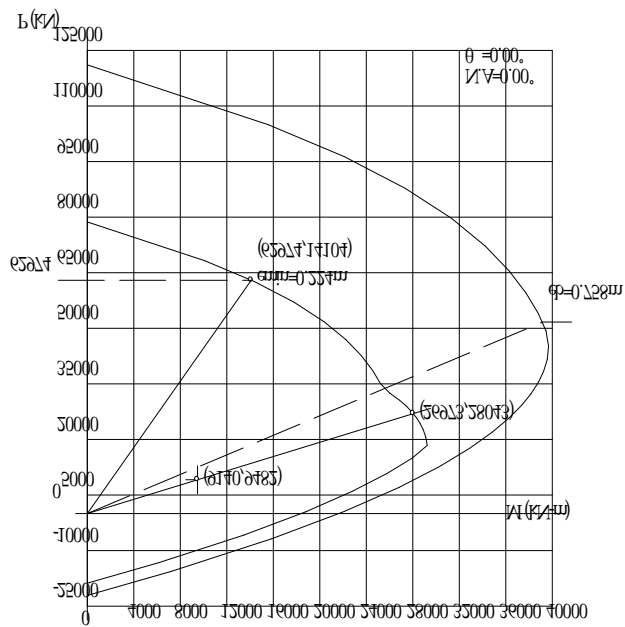
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건																																													
	<table><tr><td>f_{ck}</td><td>=</td><td>24.00 MPa</td></tr><tr><td>f_y</td><td>=</td><td>400.00 MPa</td></tr><tr><td>E_c</td><td>=</td><td>25811.01 MPa</td></tr><tr><td>E_s</td><td>=</td><td>200000.00 MPa</td></tr><tr><td>I_{yy}</td><td>=</td><td>1.917476 m⁴</td></tr><tr><td>I_{zz}</td><td>=</td><td>1.917476 m⁴</td></tr><tr><td>A_g</td><td>=</td><td>4908738.52 mm²</td></tr><tr><td>I_{ux}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>I_{uy}</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>k_x</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>k_y</td><td>=</td><td>-</td></tr><tr><td>ρ</td><td>=</td><td>0.0113</td></tr><tr><td>P_u</td><td>=</td><td>12318.76 kN</td></tr><tr><td>M_u</td><td>=</td><td>1287.68 kN · m</td></tr><tr><td>θ</td><td>=</td><td>0.00 °</td></tr></table>	f_{ck}	=	24.00 MPa	f_y	=	400.00 MPa	E_c	=	25811.01 MPa	E_s	=	200000.00 MPa	I_{yy}	=	1.917476 m ⁴	I_{zz}	=	1.917476 m ⁴	A_g	=	4908738.52 mm ²	I_{ux}	=	-	I_{uy}	=	-	k_x	=	-	k_y	=	-	ρ	=	0.0113	P_u	=	12318.76 kN	M_u	=	1287.68 kN · m	θ	=	0.00 °
f_{ck}	=	24.00 MPa																																												
f_y	=	400.00 MPa																																												
E_c	=	25811.01 MPa																																												
E_s	=	200000.00 MPa																																												
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴																																												
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴																																												
A_g	=	4908738.52 mm ²																																												
I_{ux}	=	-																																												
I_{uy}	=	-																																												
k_x	=	-																																												
k_y	=	-																																												
ρ	=	0.0113																																												
P_u	=	12318.76 kN																																												
M_u	=	1287.68 kN · m																																												
θ	=	0.00 °																																												
	■ 평형편심상태<table><tr><td>e_b</td><td>=</td><td>0.758 m</td></tr><tr><td>ΦP_b</td><td>=</td><td>33605.31 kN</td></tr><tr><td>ΦM_b</td><td>=</td><td>25462.32 kN · m</td></tr></table> ■ 작용편심에서의 설계강도<table><tr><td>e</td><td>=</td><td>0.105 m</td></tr><tr><td>ΦP_n</td><td>=</td><td>62973.92 kN</td></tr><tr><td>ΦM_n</td><td>=</td><td>6582.64 kN · m</td></tr></table> ■ 사용철근량<table><tr><td>A_s</td><td>=</td><td>55230.30 mm²</td></tr></table>	e_b	=	0.758 m	ΦP_b	=	33605.31 kN	ΦM_b	=	25462.32 kN · m	e	=	0.105 m	ΦP_n	=	62973.92 kN	ΦM_n	=	6582.64 kN · m	A_s	=	55230.30 mm ²																								
e_b	=	0.758 m																																												
ΦP_b	=	33605.31 kN																																												
ΦM_b	=	25462.32 kN · m																																												
e	=	0.105 m																																												
ΦP_n	=	62973.92 kN																																												
ΦM_n	=	6582.64 kN · m																																												
A_s	=	55230.30 mm ²																																												

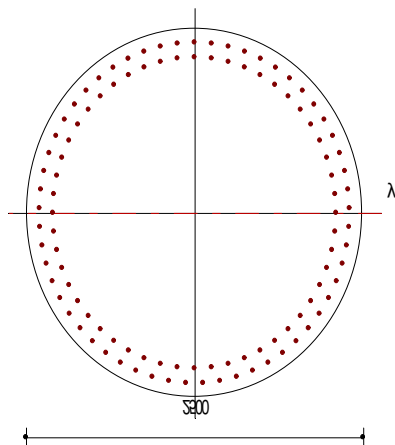
검토단면 중심 원형

하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴
A_g	=	4908738.52 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
K_x	=	-
K_y	=	-
ρ	=	0.0113
P_u	=	9140.05 kN
M_u	=	9481.73 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.758 m
ΦP_b	=	37028.98 kN
ΦM_b	=	28056.39 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	1.040 m
ΦP_n	=	26972.96 kN
ΦM_n	=	28043.01 kN · m

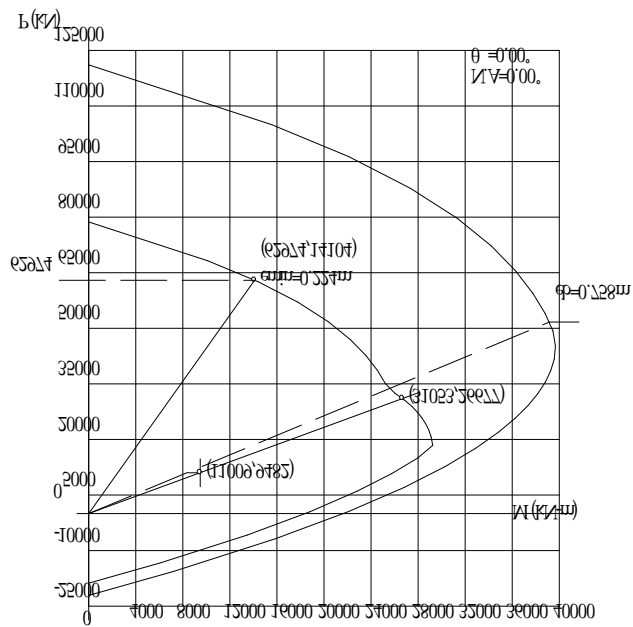
■ 사용철근량

A_s	=	55230.30 mm ²
-------	---	--------------------------

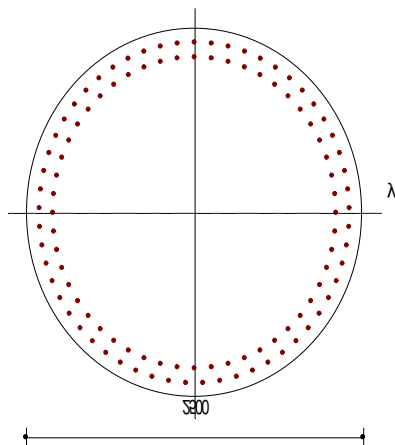
검토단면 중심 원형

하중조합 UL003

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	1.917476 m ⁴
I_{zz}	=	1.917476 m ⁴
A_g	=	4908738.52 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
K_x	=	-
K_y	=	-
ρ	=	0.0113
P_u	=	11009.21 kN
M_u	=	9481.73 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태

e_b	=	0.758 m
ΦP_b	=	34770.42 kN
ΦM_b	=	26345.11 kN · m

■ 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.859 m
ΦP_n	=	31053.02 kN
ΦM_n	=	26677.09 kN · m

■ 사용철근량

A_s	=	55230.30 mm ²
-------	---	--------------------------