

P2-대구방향 구조계산서

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

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

3.2 하 중

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

3.3 사 용 재 료 강 도

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

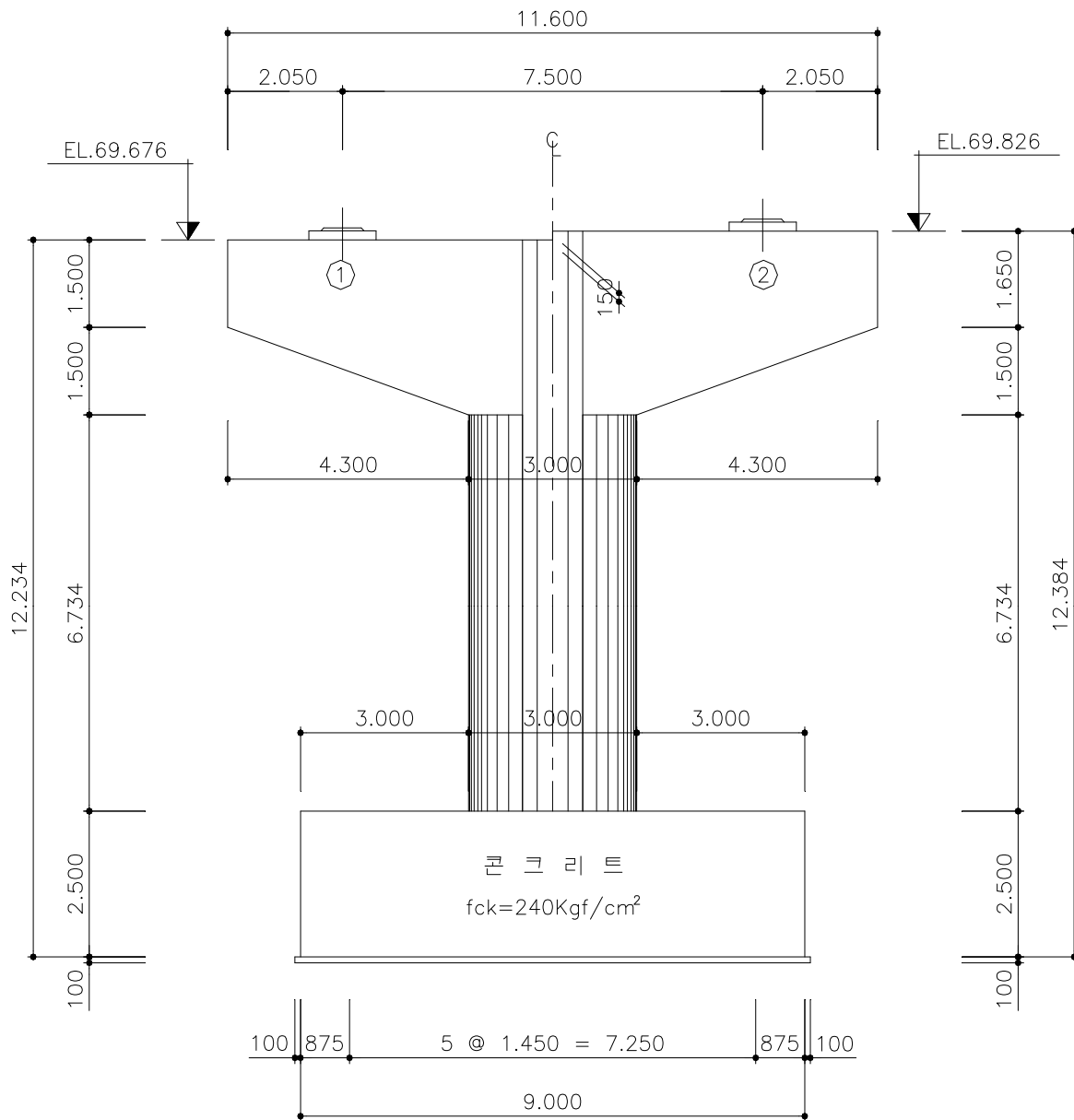
3.5 설 계 방 법

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

3.6 참 고 문 헌

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

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)
1	-3741.175	-672.992
2	-3448.501	-802.080
계	-7189.676	-1475.072

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$\begin{aligned}
 B/D &= 12.5 / 3.73 = 3.351 & \therefore W1 &= (4.0 - 0.2 \times (B / D)) \times D, D \geq 6.0 \\
 W1 &= (4.0 - 0.2 \times 3.351) \times 3.73 = 12.420 \text{ kN/m} \geq 6.0 \\
 P1 &= 12.42 \times (35 + 50) / 3 \times \sin 90 = 527.85 \text{ kN} \\
 \text{작용위치 } h &= 3.73 / 2 + 0.4 + 1.65 / 2 = 3.090 \text{ m} \\
 \text{작용모멘트 } My &= Ph \times h = 527.85 \times 3.09 = 1631.06 \text{ kN.m/m}
 \end{aligned}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$\begin{aligned}
 W'_{\text{copping}} &= 3 \times 3.15 \times 2.8 = 26.46 \text{ kN} \\
 W'_{\text{column}} &= 1.500 \times 3 = 4.500 \text{ kN/m (풍상측)}
 \end{aligned}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$\begin{aligned}
 W'_{\text{copping}} &= 57.42 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)} \\
 W'_{\text{column}} &= 1.500 \times 3 = 4.500 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

※ 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]

$$\begin{aligned}
 Ph &= 1.5 \times (35 + 50) / 2 \times \sin 90.0 = 63.750 \text{ kN} \\
 \text{작용위치 } h &= 3.18 + 1.500 + 1.65 / 2 = 5.505 \text{ m} \\
 \text{작용모멘트 } My &= Ph \times h = 63.75 \times 5.505 = 350.944 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

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

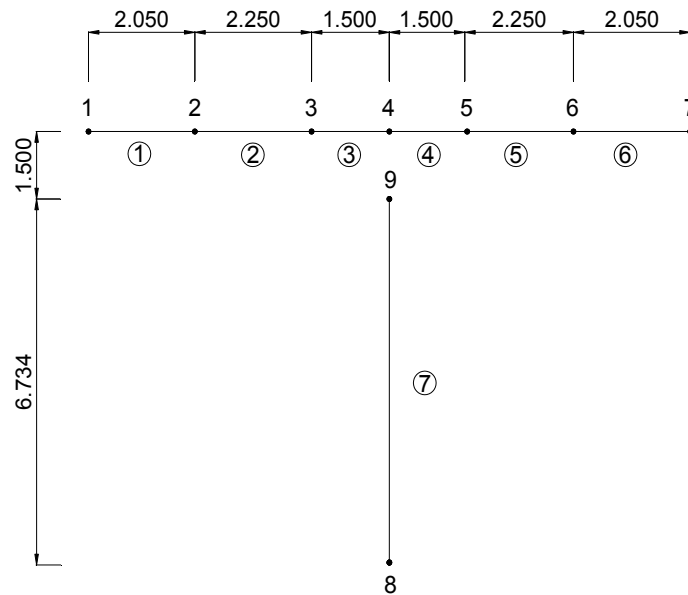
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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	8.234	5	7.300	8.234
2	2.050	8.234	6	9.550	8.234
3	4.300	8.234	7	5.800	0.000
4	5.800	8.234			

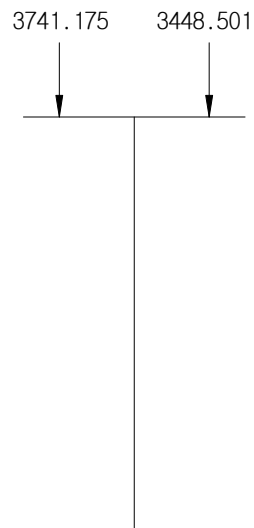
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.800	1.527	4.276	2.189835	8.307950	
②	2.800	2.231	6.247	5.336371	2.591048	
③	2.800	3.000	8.400	9.860463	6.300000	
④	2.800	3.000	8.400	9.860463	6.300000	
⑤	2.800	2.231	6.247	5.336371	2.591048	
⑥	2.800	1.527	4.276	2.189835	8.307950	
⑦	2.800	6.734	18.855	7.952156	3.976078	

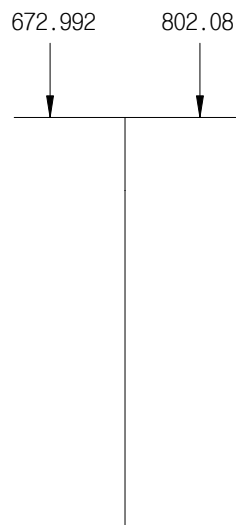
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



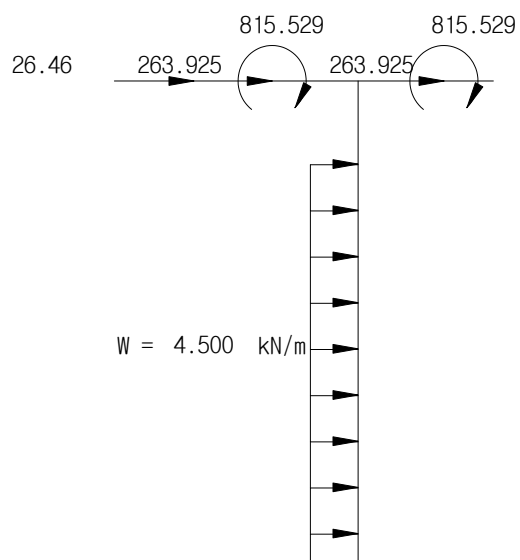
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

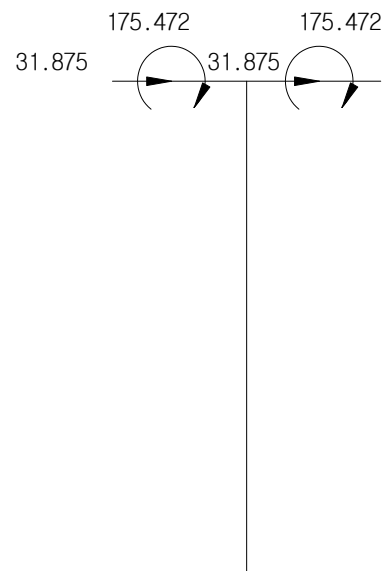
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 527.85 / 2 = 263.925 \text{ kN}$$

$$M = 1631.057 / 2 = 815.529 \text{ kN}$$

㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



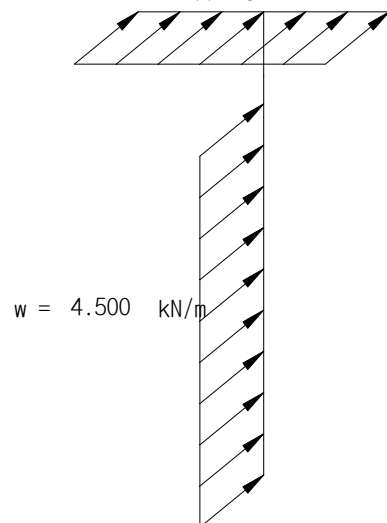
$$P = 63.75 / 2 = 31.875 \text{ kN}$$

$$M = 350.944 / 2 = 175.472 \text{ kN}$$

② 교축 방향

㉞ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)

57.42 kN을 coping 형상에 따라 분포



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 7

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8926.450	-1097.530	0.000	-10093.400	-1097.530	0.000	
L	-1475.070	484.080	0.000	-1475.070	484.080	0.000	
W-L0	0.000	204.410	-136.273	0.000	1224.110	-166.576	
W-TR	0.000	2462.520	-554.310	0.000	6297.280	-584.613	
WL	0.000	446.569	-63.750	0.000	875.861	-63.750	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-220.260	4300.651	-220.260	-3663.389	
L	-378.558	672.992	-451.170	-802.080	
W-L0	96.320	-20.802	96.320	45.862	
W-TR	815.529	0.000	-815.529	0.000	
WL	175.472	0.000	-175.172	0.000	

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 7

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-10401.520	-613.450	0.000	-11568.470	-613.450	0.000	
SVB02	-8926.450	-1097.530	0.000	-10093.400	-1097.530	0.000	
SVB03	-8926.450	1364.990	-554.310	-10093.400	5199.750	-584.613	
SVB04	-10401.520	1064.379	-340.905	-11568.470	3411.051	-356.057	
SVB05	-8926.450	580.299	-340.905	-10093.400	2926.971	-356.057	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 7

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-10401.520	-613.450	0.000	-11568.470	-613.450	0.000	
SVB02	-8926.450	-1097.530	0.000	-10093.400	-1097.530	0.000	
SVB03	-8926.450	1364.990	-554.310	-10093.400	5199.750	-584.613	
SVB04	-10401.520	617.810	-277.155	-11568.470	2535.190	-292.307	
SVB05	-8926.450	133.730	-277.155	-10093.400	2051.110	-292.307	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-598.818	6822.277	-15273.954	-6817.475	
SVB02	-220.260	7137.387	-12700.741	-5694.782	
SVB03	595.269	5905.219	-15524.928	-6926.975	
SVB04	-15.582	5369.797	-12436.567	-5160.085	
SVB05	362.977	6822.277	-15990.164	-6817.475	

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 7

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-14775.786	-386.017	0.000	-16292.821	-386.017	0.000	
ULB02	-11604.385	-1426.789	0.000	-13121.420	-1426.789	0.000	
ULB03	-11604.385	1774.487	-720.603	-13121.420	6759.675	-759.997	
ULB04	-13521.976	1383.693	-443.177	-15039.011	4434.366	-462.873	
ULB05	-11604.385	754.389	-443.177	-13121.420	3805.062	-462.873	
ULB06	-13521.976	-797.485	0.000	-15039.011	-797.485	0.000	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 7

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-14775.786	-386.017	0.000	-16292.821	-386.017	0.000	
ULB02	-11604.385	-1426.789	0.000	-13121.420	-1426.789	0.000	
ULB03	-11604.385	-1161.056	-177.155	-13121.420	164.554	-216.549	
ULB04	-13521.976	-664.619	-88.577	-15039.011	-1.814	-108.274	
ULB05	-11604.385	-1293.923	-88.577	-13121.420	-631.118	-108.274	
ULB06	-13521.976	-797.485	0.000	-15039.011	-797.485	0.000	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-1100.238	7037.779	-1256.354	-6486.878	
ULB02	-286.338	5590.846	-286.338	-4762.406	
ULB03	773.850	5590.846	-1346.526	-4762.406	
ULB04	887.907	5590.846	-1460.388	-4762.406	
ULB05	471.869	5590.846	-1044.155	-4762.406	
ULB06	-778.463	6465.736	-872.859	-5805.110	

8. 코핑부 검토

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 2)

1) 내민길이의 산정

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

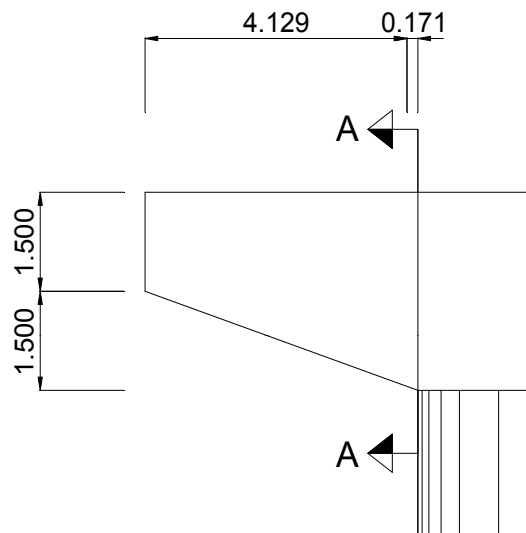
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3^2 / 4 = 7.069 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{7.069} = 2.659 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171 m (= 1.5 - 2.659 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7037.779 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 1100.238 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 1100.238 / 7037.779 = 0.156 \text{ m}$$

$$d = 3 - 0.116 = 2.884 \text{ m}$$

$$a/d = 0.156 / 2.884 = 0.054 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	3000.0	2884.0	100.0	3007.5	7037.8

$$a = 156 \text{ mm}, d = 2884 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.054) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 3007.5 \geq 0.5 \times 2884 = 1442\text{mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7037.779 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 1100.238 = 1407.556 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 1100.238 + 1407.556 \times (3 - 2.884) = 1263.514 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2884 = 38760.960 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2884 = 45221.120 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.8 \times 45221.12 = 38437.952 \text{ kN} \geq v_u (=7037.779 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 7037.779 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 16756.617 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = M_u + N_{uc} \times (H - d) = 1100.238 + 1407.556 \times (3 - 2.884) = 1263.514 \text{ kN.m}$$

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

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

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

$$A_f = \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}{2884 - \sqrt{[2884^2 - 4 \times 1263514 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

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

$$= 1371.382 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times V_u = 0.2 \times 7037.779 = 1407.556 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 1407556 / (0.8 \times 400) = 4398.613 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$$\rightarrow A_s = 15569.691 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2884$$

$$= 19380.480 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 46063.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D32-15EA + D32-14EA, d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D32-15EA + D32-14EA, d_1 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 15569.691 \text{ mm}^2, 19380.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (15569.691 - 4398.613) \\ = 5585.539 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : D22 - 6EA = 387.1 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2884 = 1922.667 \text{ mm} \text{ 구간에 13단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(11.0단)} : D22 - 78 EA = 30193.800 \text{ mm}^2 \geq 5585.539 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.156 \text{ m} < 2d (= 5.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.078 \text{ m} \quad (< 2.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 10.629 \text{ kN}$$

$$\text{부재번호} : 1 \text{ (I단 : 절점1, J단 : 절점2) } \quad \text{부재길이(L)} : 1.600 \text{ m}$$

$$Vu_i = 0 \text{ kN (I단)} \quad Vu_j = 279.354 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 2.893 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리})$$

$$Vu = Vu_i + (Vu_j - Vu_i)/L \times (L_c - I \text{단 좌표})$$

$$= 0 + (279.354 - 0) / 1.6 \times (2.893 - 0)$$

$$= 505.107 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	312.0	2884.0	505.1	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = As \times fy = 46063.6 \times 400 = 18425440.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (2900 - 379.499) / 379.499 = 0.0199$$

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

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0, \quad As = 1123.583 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } As = 46063.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 40.997 \text{ \%}]$$

$$1\text{단} : D32-15EA + D32-14EA, \quad d1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D32-15EA + D32-14EA, \quad d1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.0057$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 46063.6 \times 400 \times (2884 - 322.574 / 2) = 42642.107 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 322.574 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 1100.238 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 38.757]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 2884$$

$$= 24725.149 \text{ kN} \geq V_u (= 505.107 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 2884 = 5604.367 \text{ kN}, \quad \Phi V_c / 2 = 2802.184 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 505.107 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 5.548]$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 5)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

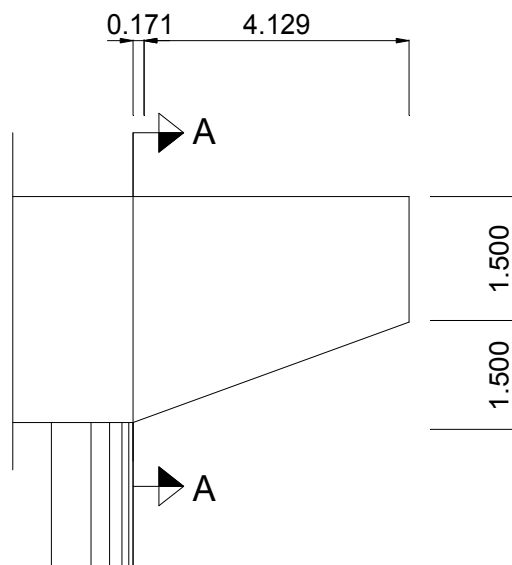
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3^2 / 4 = 7.069 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{7.069} = 2.659 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171 m (= 1.5 - 2.659 / 2) 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 6486.878 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 1256.354 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 1256.354 / 6486.878 = 0.194 \text{ m}$$

$$d = 3 - 0.116 = 2.884 \text{ m}$$

$$a/d = 0.194 / 2.884 = 0.067 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	3000.0	2884.0	100000.0	3138.0	6486.9

$$a = 194 \text{ mm}, d = 2884 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.067) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 3137.9 \geq 0.5 \times 2884 = 1442 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 6486.878 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 1256.354 = 1297.376 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 1256.354 + 1297.376 \times (3.15 - 2.884) = 1601.456 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2884 = 38760.960 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2884 = 45221.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{n_max} = 0.8 \times 45221.12 = 38437.952 \text{ kN} \geq v_u (=6486.878 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 6486.878 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 15444.948 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u + N_{uc} \times (H - d) = 1256.354 + 1297.376 \times (3 - 2.884) = 1406.85 \text{ kN.m}$$

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

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

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

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

$$Af = \frac{2884 - \sqrt{[2884^2 - 4 \times 1406850 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}$$

$$= 1527.245 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$Nuc = 0.20 \times Vu = 0.2 \times 6486.878 = 1297.376 \text{ kN}$$

$$An = Nuc / (\Phi \times fy) = 1297376 / (0.8 \times 400) = 4054.3 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

$$\rightarrow As = 14350.932 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2884$$

$$= 19380.480 \text{ mm}^2$$

$$Use As = 46063.600 \text{ mm}^2 \text{ (철근의 도심 } 116.000 \text{ mm)}$$

1단 : D32-15EA + D32-14EA , d1 = 100 mm

2단 : D32-15EA + D32-14EA , d1 = 200 mm

$$Use As \geq 14350.932 \text{ mm}^2, 19380.480 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (14350.932 - 4054.3)$$

$$= 5148.316 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (1단) : D22 - 6EA = 387.1 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2884 = 1922.667 mm 구간에 13단 설치

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(10.0단)} : D22 - 78 EA = 30193.800 \text{ mm}^2 \geq 5148.316 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.194 \text{ m} < 2d (= 5.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.097 \text{ m} \quad (< 2.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 2.445 \text{ kN}$$

부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7 부재길이(L) : 1.600 m

$$Vui = 69.839 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad Vuj = 0 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

검토위치(Lc) = 2.874 m (두부보 좌측단에서의 거리)

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

$$= 69.839 + (0 - 69.839) / 1.6 \times (2.874 - 9.55)$$

$$= 361.242 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	388.0	2884.0	361.2	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 46063.6 \times 400 = 18425440.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (2900 - 379.499) / 379.499 = 0.0199$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 1283.261 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 46063.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 116.000 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 35.896 \text{ \%}]$$

$$1\text{단} : D32-15EA + D32-14EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D32-15EA + D32-14EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.0057$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 46063.6 \times 400 \times (2884 - 322.574 / 2) = 42642.107 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 322.574 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 1256.354 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 33.941 \text{ \%}]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 2884$$

$$= 24725.149 \text{ kN} \geq V_u (= 361.242 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 2884 = 5604.367 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 2802.184 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 361.242 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 7.757 \text{ \%}]$$

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	-10093.400	-16292.821	-386.017	-386.017	0.000	0.00009	축력최대
UL003	-10093.400	-13121.420	1774.487	6759.675	-720.603	0.00119	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	57227.610	16292.821	386.017	3.512	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	38630.170	13121.420	6759.675	2.944	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 7, 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	16292.821	386.017	23.690

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 16292.821 \times 0.00008535 / (0 \times 8.234)$$

$$= 0 \quad : \text{횡구속이 없는 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 8.234 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.000$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times Lu / r < 22$$

$$= 2 \times 6.734 / 0.75$$

$$= 17.957 \leq 22 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.734 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1= -386.017 kN.m, M2= -386.017 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = 1.000$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
16292.821 kN	386.017 kN.m	23.690 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 42127.83 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 34930.49 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 829.16 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 23.69 \text{ mm} \quad \therefore e = 23.69 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 88042.48 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 2085.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 57227.61 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 1355.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 7, UL003)

㉔ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	13121.420	6759.675	23.690

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

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

$$= 13121.42 \times 0.001194 / (-720.603 \times 8.234)$$

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

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 8.234 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.000$

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

$$= 1 \times 6.734 / 0.75$$

$$= 8.979 \leq 31 \quad \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경 (기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 6.734 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = 1774.487 \text{ kN.m}$, $M_2 = 6759.675 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.263$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0225) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
13121.420 kN	6759.675 kN.m	23.690 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 42127.83 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 34930.49 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 829.16 \text{ mm} : e_b \geq e \quad \text{..... 압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 513.46 \text{ mm} \approx e = 515.16 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 59431.03 \text{ kN}$$

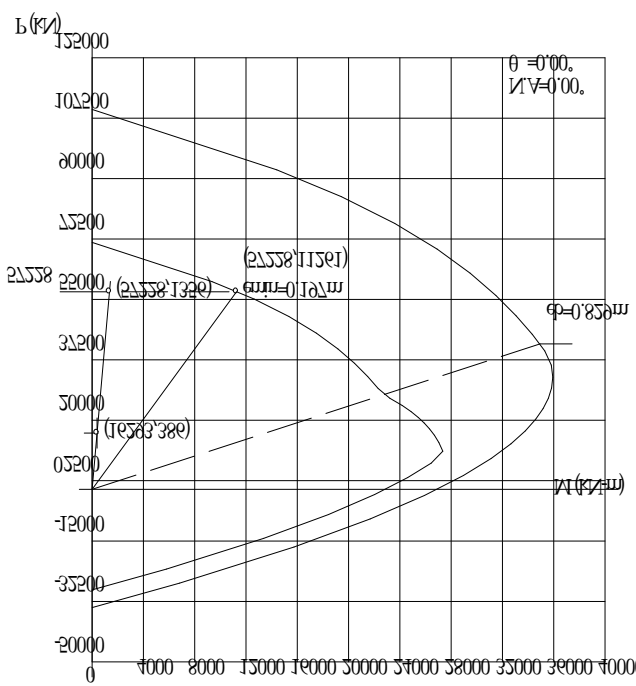
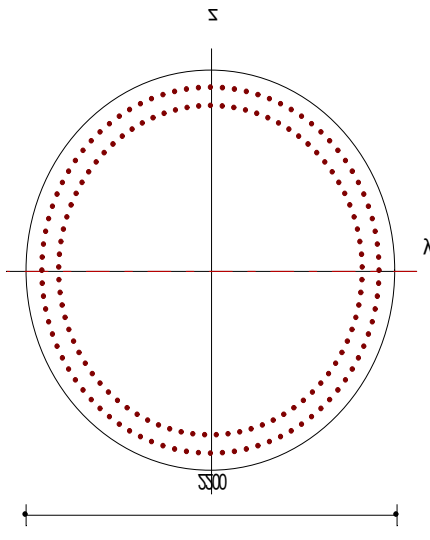
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 30515.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 38630.17 \text{ kN} \geq P_u \quad \text{..... OK}$$

$$\Phi M_n = 19834.91 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \text{..... OK}$$

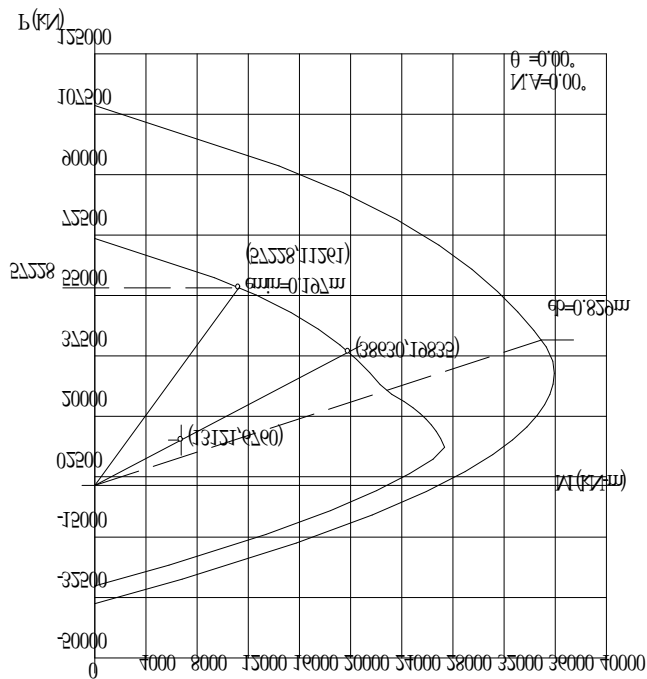
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0225$ $P_u = 16292.82 \text{ kN}$ $M_u = 386.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.829 \text{ m}$ $\Phi P_b = 27383.09 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 22704.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.024 \text{ m}$ $\Phi P_n = 57227.61 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 1355.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$

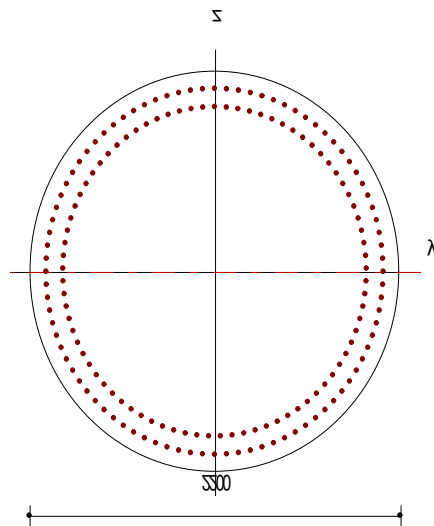
검토단면 중심 원형

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}	=	1.149901 m ⁴
I_{zz}	=	1.149901 m ⁴
A_g	=	3801327.11 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0225
P_u	=	13121.42 kN
M_u	=	6759.68 kN · m
θ	=	0.00 °



■ 평형편심상태	
e_b	= 0.829 m
ΦP_b	= 27383.09 kN
ΦM_b	= 22704.82 kN · m
■ 작용편심에서의 설계강도	
e	= 0.513 m
ΦP_n	= 38630.17 kN
ΦM_n	= 19834.91 kN · m
■ 사용철근량	
A_s	= 85632.30 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	-10093.400	-16292.821	-386.017	-386.017	0.000	0.00117	축력최대
UL003	-10096.400	-13121.420	-1161.056	164.554	0.000	0.00032	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	57227.610	16292.821	386.017	3.512	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	57227.610	13121.420	164.554	4.361	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 7, 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	16292.821	386.017	23.690

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 16292.821 \times 0.001172 / (0 \times 8.234)$$

$$= 0 \quad : \text{횡구속이 없는 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 8.234 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.000$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times Lu / r < 22$$

$$= 2 \times 6.734 / 0.75$$

$$= 17.957 \leq 22 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경(기동지름/4)

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.734 m)

M1, M2 : 기동 양끝단 모멘트 (M1= -386.017 kN.m, M2= -386.017 kN.m)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 \geq -0.5 = 1.000$$

㉤ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$

㉔ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
16292.821 kN	386.017 kN.m	23.690 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} \quad : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 42127.83 \text{ kN} \quad : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 34930.49 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 829.16 \text{ mm} \quad : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 23.69 \text{ mm} \quad \therefore e = 23.69 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 88042.48 \text{ kN}$$

$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 2085.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 57227.61 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 1355.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

② 모멘트최대 : (부재 7, UL003)

㉔ 설계조건 및 단면가정

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

피복(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	$e(\text{mm})$
100.000	13121.420	164.554	12.540

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

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

$$= 13121.42 \times 0.0003155 / (0 \times 8.234)$$

$$= 0 \quad : \text{횡구속이 없는 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 8.234 m)

㉕ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.000$

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

$$= 2 \times 6.734 / 0.75$$

$$= 17.957 \leq 22 \quad \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경(기둥지름/4)

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.734 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -1161.056 \text{ kN.m}$, $M_2 = 164.554 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -7.056$$

㉔ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0225) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
13121.420 kN	164.554 kN.m	12.540 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 42127.83 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 34930.49 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 829.16 \text{ mm} : e_b \geq e \quad \text{..... 압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 12.54 \text{ mm} \approx e = 12.54 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 88042.48 \text{ kN}$$

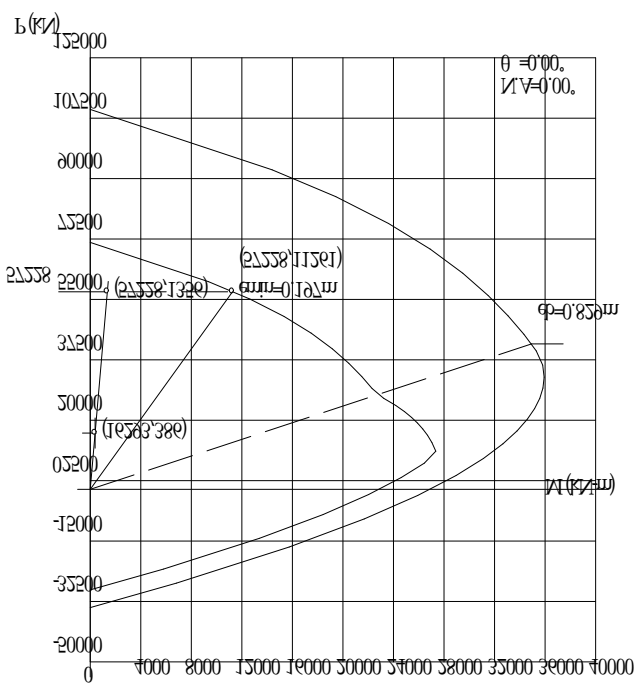
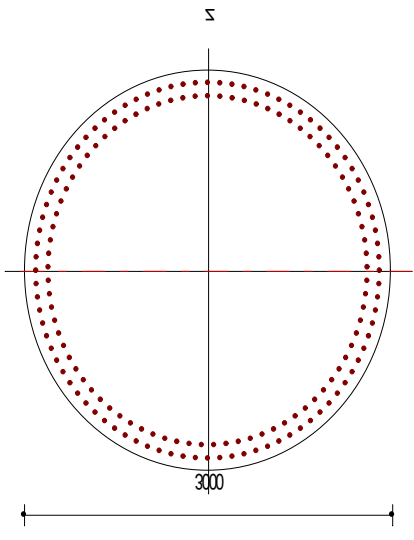
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 1104.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 57227.61 \text{ kN} \geq P_u \quad \text{..... OK}$$

$$\Phi M_n = 717.68 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \text{..... OK}$$

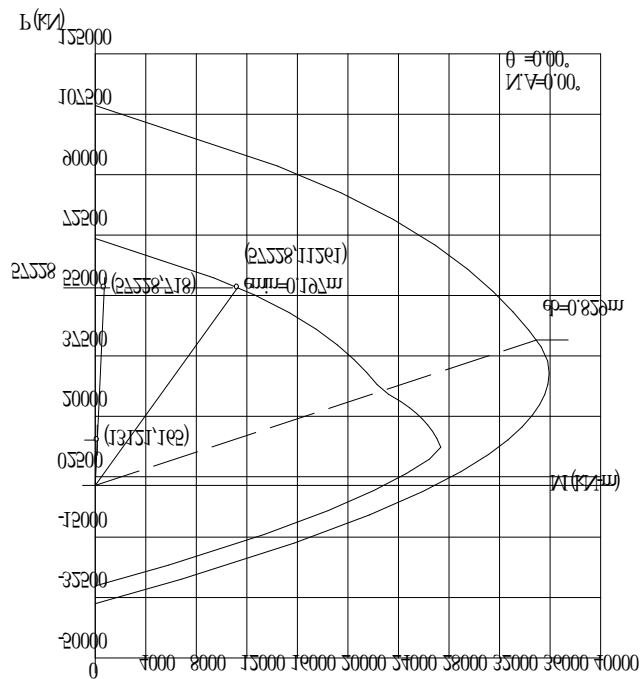
4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0225$ $P_u = 16292.82 \text{ kN}$ $M_u = 386.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.829 \text{ m}$ $\Phi P_b = 27383.09 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 22704.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.024 \text{ m}$ $\Phi P_n = 57227.61 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 1355.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$

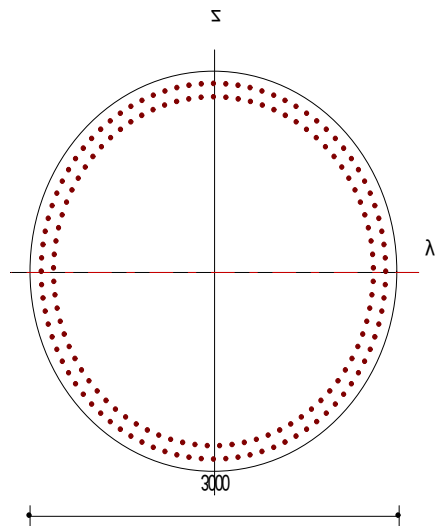
검토단면 중심 원형

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}	=	1.149901 m ⁴
I_{zz}	=	1.149901 m ⁴
A_g	=	3801327.11 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0225
P_u	=	13121.42 kN
M_u	=	164.55 kN · m
θ	=	0.00 °



▪ 평형편심상태	
e_b	= 0.829 m
ΦP_b	= 27383.09 kN
ΦM_b	= 22704.82 kN · m
▪ 작용편심에서의 설계강도	
e	= 0.013 m
ΦP_n	= 57227.61 kN
ΦM_n	= 717.68 kN · m
▪ 사용철근량	
A_s	= 85632.30 mm ²

9.3 합성부재력

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL001	-16292.821	-386.017	-386.017	545.91	축력최대
UL003	-13121.42	164.554	6759.675	6761.678	모멘트최대

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	비 고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	57227.610	16292.821	545.910	3.512	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	38630.170	13121.420	6761.678	2.944	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 7, UL001)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{mi} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0225) \leq \rho_{ma} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
16292.821 kN	545.910 kN.m	33.510 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} && : \text{종립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 42127.83 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 34930.49 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 829.16 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉞ 공칭강도 산정

종립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 33.51 \text{ mm} \quad \simeq \quad e = 33.51 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 88042.48 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 2949.97 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \phi &= 0.65
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 57227.61 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 1917.48 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 축력최대 : (부재 7, UL003)

㉞ 철근비 검토

- 1단 철근 : H25-88EA ($d_c = 100.00 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : H25-81EA ($d_c = 200.00 \text{ mm}$)
- 총 사용철근량 : $A_{st} = 85632.30 \text{ mm}^2$
- 철근비 검토 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0225) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평형하중 산정

P_u	M_u	e
13121.420 kN	6761.678 kN.m	515.320 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1260.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 42127.83 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 34930.49 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 829.16 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

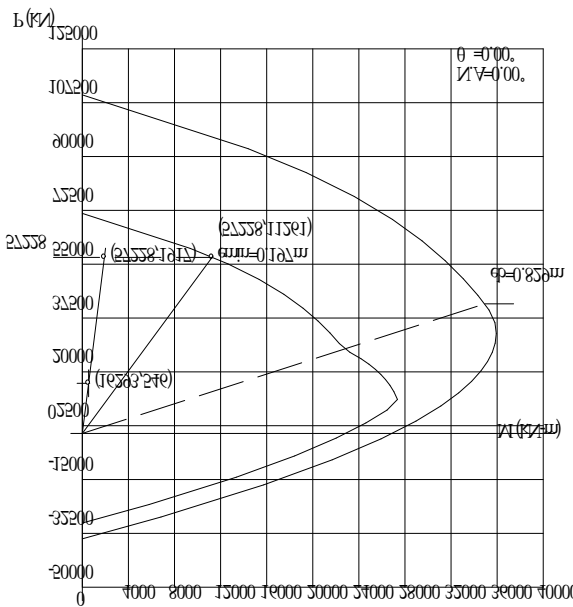
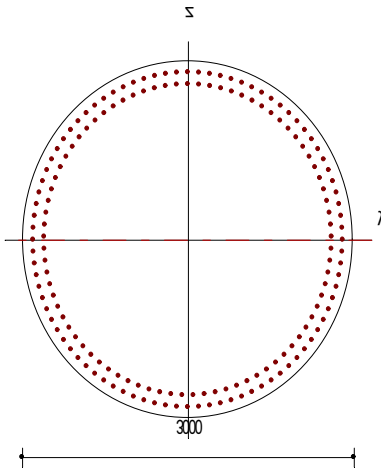
㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 513.46 \text{ mm} \quad \approx \quad e = 515.32 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 59431.03 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 30515.25 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \Phi &= 0.65
 \end{aligned}$$

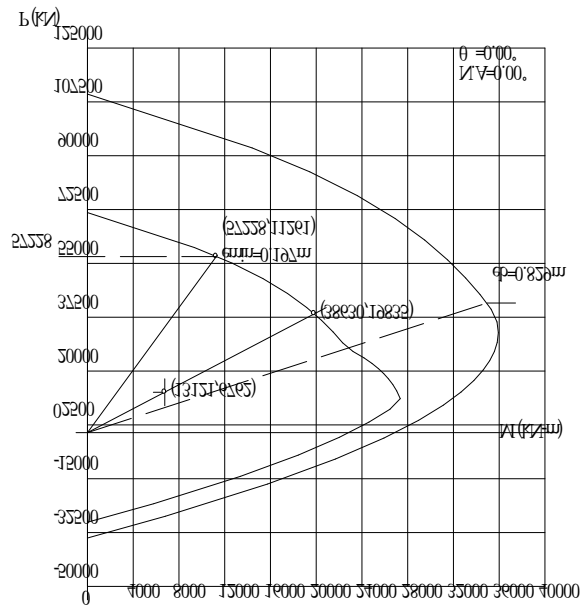
$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 38630.17 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 19834.91 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도

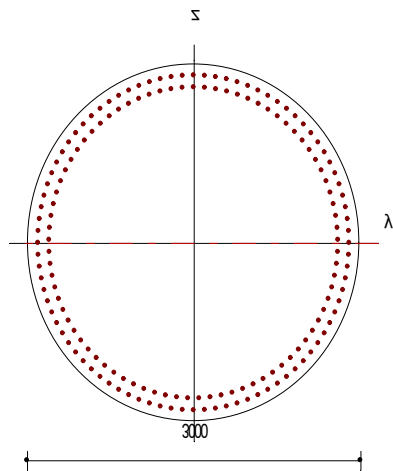
검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 1.149901 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 1.149901 \text{ m}^4$ $A_g = 3801327.11 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0225$ $P_u = 16292.82 \text{ kN}$ $M_u = 545.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.829 \text{ m}$ $\Phi P_b = 27383.09 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 22704.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.034 \text{ m}$ $\Phi P_n = 57227.61 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 1917.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 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}	=	1.149901 m ⁴
I_{zz}	=	1.149901 m ⁴
A_g	=	3801327.11 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0225
P_u	=	13121.42 kN
M_u	=	6761.68 kN · m
θ	=	0.00 °



- 평형편심상태
 - e_b = 0.829 m
 - ΦP_b = 27383.09 kN
 - ΦM_b = 22704.82 kN · m
- 작용편심에서의 설계강도
 - e = 0.513 m
 - ΦP_n = 38630.17 kN
 - ΦM_n = 19834.91 kN · m
- 사용철근량
 - A_s = 85632.30 mm²