

P1-부산방향 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 | |

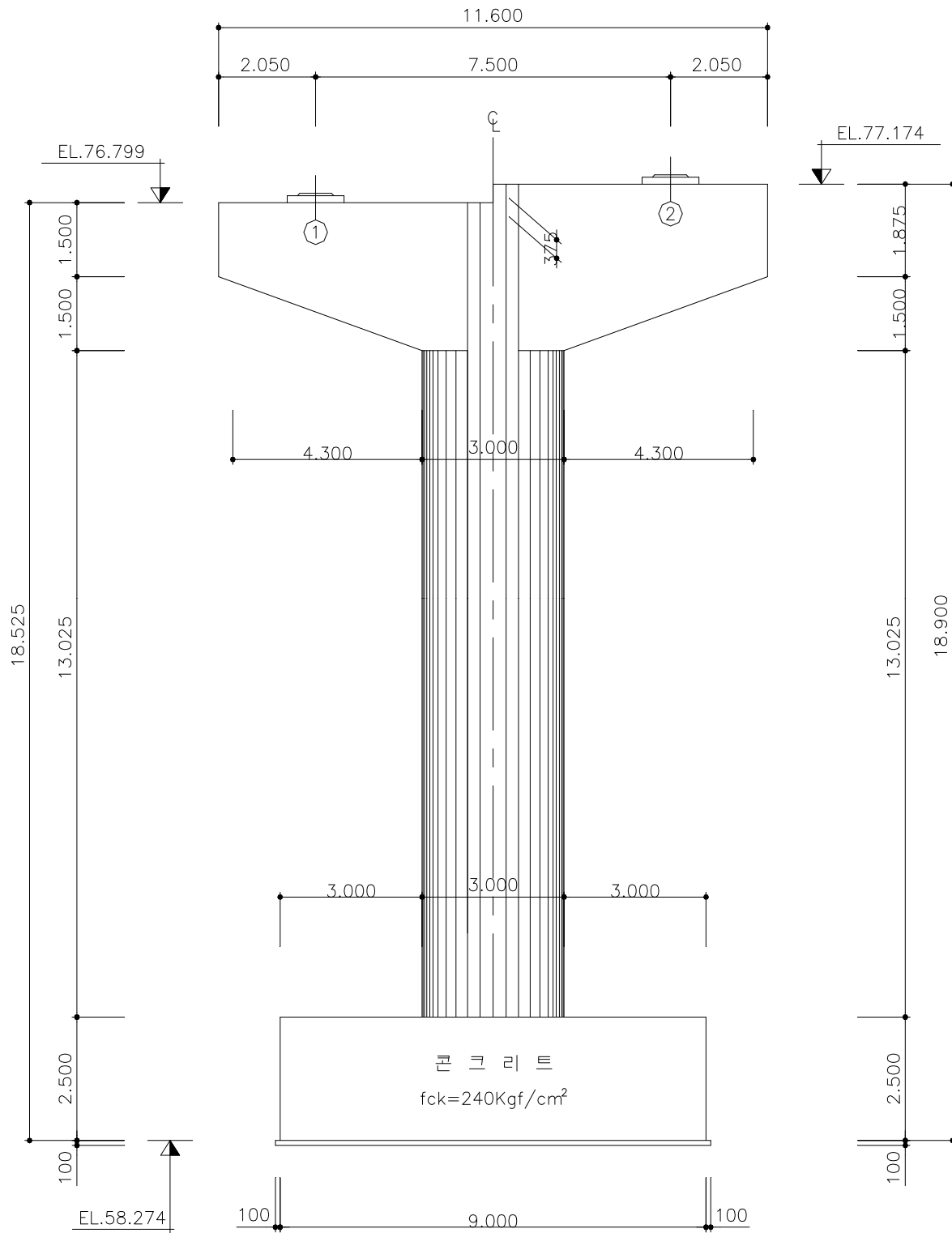
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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	-5153.180	-642.773
2	-4813.234	-814.770
계	-9966.414	-1457.543

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 3.65 = 3.327 \quad \therefore W1 = (4.0 - 0.2 \times (B / D)) \times D, D \geq 6.0$$

$$W1 = (4.0 - 0.2 \times 3.327) \times 3.65 = 12.171 \text{ kN/m} \geq 6.0$$

$$P1 = 12.171 \times (50 + 50) / 3 \times \sin 90 = 608.55 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.65 / 2 + 0.4 + 1.875 / 2 = 3.163 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 608.55 \times 3.163 = 1924.84 \text{ kN.m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3 \times 3.375 \times 2.8 = 28.35 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3 = 4.500 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 65.25 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3 = 4.500 \text{ kN/m}$$

※ 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]

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

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 1.875 / 2 = 5.618 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 75 \times 5.618 = 421.35 \text{ kN.m}$$

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

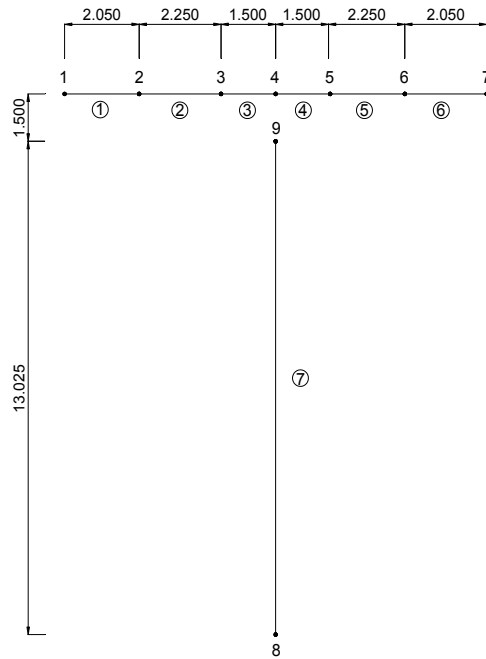
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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	14.525	5	7.300	14.525
2	2.050	14.525	6	9.350	14.525
3	4.300	14.525	7	5.800	0.000
4	5.800	14.525			

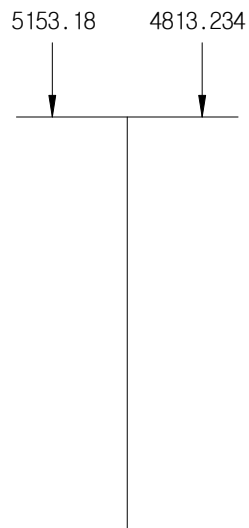
6.3 단면 제원

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	2.800	1.717	4.808			
③	2.800	3.000	8.400			
④	2.800	3.000	8.400			
⑤	2.800	1.717	4.808			
⑥	2.800	1.527	4.276			
⑦	3.000	13.025	39.075			

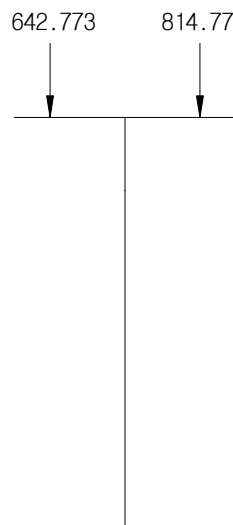
6.4 하중재하도

1) 연직하중

① 고정하중 (D)



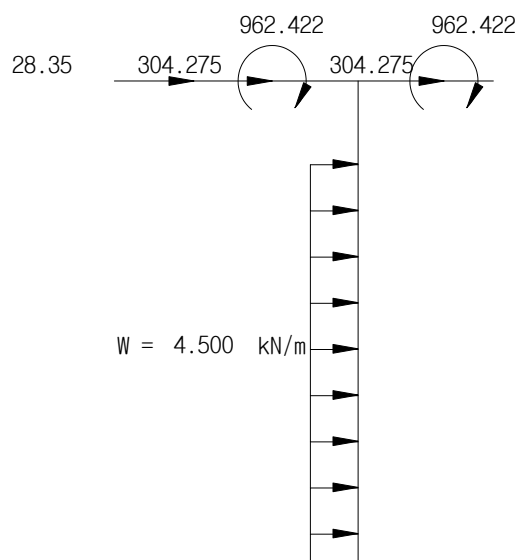
② 활하중 : 만재하시 (L1)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

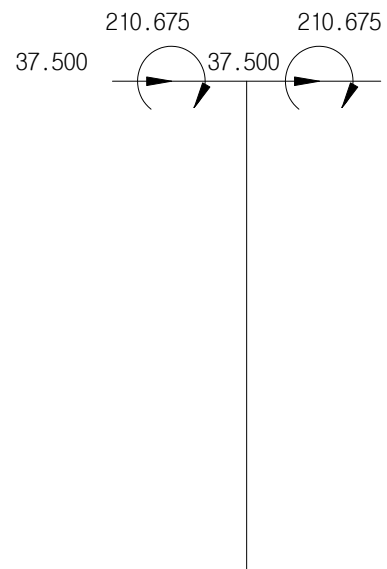
② 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 608.55 / 2 = 304.275 \text{ kN}$$

$$M = 1924.844 / 2 = 962.422 \text{ kN}$$

㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



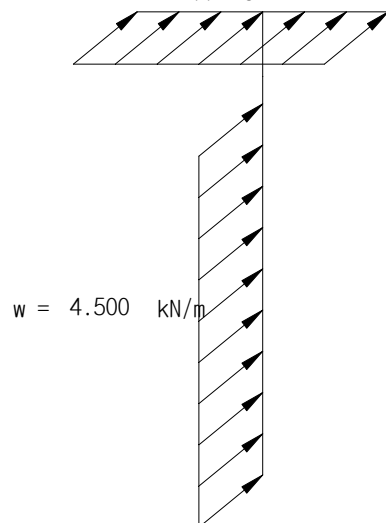
$$P = 75 / 2 = 37.500 \text{ kN}$$

$$M = 421.35 / 2 = 210.675 \text{ kN}$$

② 교축 방향

㉞ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)

65.25 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	-11541.800	-2246.970	0.000	-13799.000	-2246.970	0.000	
L	-1457.540	482.035	0.000	-1457.540	482.035	0.000	
W-L0	0.000	231.947	-154.631	0.000	2627.730	-213.244	
W-TR	0.000	2880.190	-636.900	0.000	11557.500	-695.512	
WL	0.000	533.850	-75.000	0.000	1510.720	-75.000	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-220.260	5633.267	-265.334	-5049.086	
L	-361.560	642.773	0.000	-814.770	
W-L0	109.454	-23.639	108.970	51.891	
W-TR	962.422	0.000	-962.422	0.000	
WL	210.675	0.000	210.675	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	-12999.340	-1764.935	0.000	-15256.540	-1764.935	0.000	
SVB02	-11541.800	-2246.970	0.000	-13799.000	-2246.970	0.000	
SVB03	-11541.800	633.220	-636.900	-13799.000	9310.530	-695.512	
SVB04	-12999.340	209.010	-393.450	-15256.540	5524.535	-422.756	
SVB05	-11541.800	-273.025	-393.450	-13799.000	5042.500	-422.756	

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	-12999.340	-1764.935	0.000	-15256.540	-1764.935	0.000	
SVB02	-11541.800	-2246.970	0.000	-13799.000	-2246.970	0.000	
SVB03	-11541.800	633.220	-636.900	-13799.000	9310.530	-695.512	
SVB04	-12999.340	-324.840	-318.450	-15256.540	4013.815	-347.756	
SVB05	-11541.800	-806.875	-318.450	-13799.000	3531.780	-347.756	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-581.820	6822.277	-15273.954	-6817.475	
SVB02	-220.260	7137.387	-12700.741	-5694.782	
SVB03	742.162	5905.219	-15524.928	-6926.975	
SVB04	110.066	5369.797	-12436.567	-5160.085	
SVB05	471.626	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	-18138.051	-1884.686	0.000	-21072.411	-1884.686	0.000	
ULB02	-15004.340	-2921.061	0.000	-17938.700	-2921.061	0.000	
ULB03	-15004.340	823.186	-827.970	-17938.700	12103.689	-904.166	
ULB04	-16899.142	271.713	-511.485	-19833.502	7181.896	-549.583	
ULB05	-15004.340	-354.932	-511.485	-17938.700	6555.250	-549.583	
ULB06	-16899.142	-2294.416	0.000	-19833.502	-2294.416	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	-18138.051	-1884.686	0.000	-21072.411	-1884.686	0.000	
ULB02	-15004.340	-2921.061	0.000	-17938.700	-2921.061	0.000	
ULB03	-15004.340	-2619.530	-201.020	-17938.700	494.988	-277.217	
ULB04	-16899.142	-2143.650	-100.510	-19833.502	-586.391	-138.609	
ULB05	-15004.340	-2770.295	-100.510	-17938.700	-1213.037	-138.609	
ULB06	-16899.142	-2294.416	0.000	-19833.502	-2294.416	0.000	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재2, 절점2)		우측 (부재6, 절점7)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-1063.692	8705.209	-344.934	-8315.567	
ULB02	-286.338	7323.247	-344.934	-6563.812	
ULB03	964.811	7323.247	-1596.083	-6563.812	
ULB04	1101.749	7323.247	-1459.144	-6563.812	
ULB05	613.114	7323.247	-696.631	-6563.812	
ULB06	-756.366	8158.852	-344.934	-7623.013	

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]

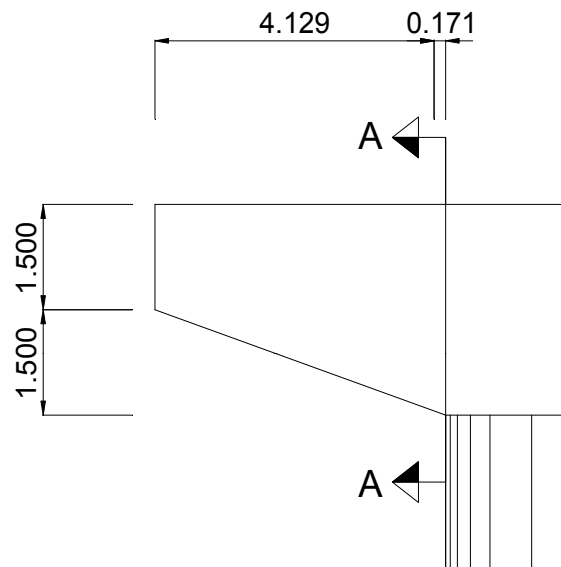
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 8705.209 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 1063.692 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 1063.692 / 8705.209 = 0.122 \text{ m}$$

$$d = 3 - 0.115 = 2.886 \text{ m}$$

$$a/d = 0.122 / 2.8855 = 0.042 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	2885.5	100.0	3402.2	8705.2

$$a = 122 \text{ mm}, d = 2885.5 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.042) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 3402.2 \geq 0.5 \times 2885.5 = 1442.75 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 8705.209 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 1063.692 = 1741.042 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 1063.692 + 1741.042 \times (3.375 - 2.885) = 1915.932 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2885.5 = 38781.120 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2885.5 = 45244.640 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.8 \times 45244.64 = 38457.944 \text{ kN} \geq v_u (=8705.209 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 8705.209 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 20726.688 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (H - d) = 1063.692 + 1741.042 \times (3 - 2.885) = 1263.041 \text{ kN.m}$$

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

$$0.85 \times f_{ck} \times b$$

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

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

$$A_f = \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}{885.5 - \sqrt{[2885.5^2 - 4 \times 1263041 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}$$

$$A_f = \frac{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}{1370.153 \text{ mm}^2}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times V_u = 0.2 \times 8705.209 = 1741.042 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 1741042 / (0.8 \times 400) = 5440.756 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$$\rightarrow A_s = 19258.548 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2885.5$$

$$= 19390.560 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, d_1 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 19258.548 \text{ mm}^2, 19390.560 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (19258.548 - 5440.756) \\ = 6908.896 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2885.5 = 1923.667 \text{ mm} \text{ 구간에 12단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(11.0단)} : D19 - 72 EA = 20628.000 \text{ mm}^2 \geq 6908.896 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.122 \text{ m} < 2d (= 5.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계} \\ - a/2 = 0.061 \text{ m} \quad (< 2.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치} \\ - Vu = 279.354 \text{ kN}$$

부재번호 : 1 (I단 : 절점1, J단 : 절점2) 부재길이(L) : 2.050 m

$$Vui = 0 \text{ kN (I단)} \quad Vuj = 286.338 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(Lc) = 2.91 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리})$$

$$Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - I \text{ 단 좌표}) \\ = 0 + (286.338 - 0) / 2.05 \times (2.91 - 0) \\ = 406.46 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	244.0	2885.5	406.5	24.0	400.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = As \times fy = 34689.6 \times 400 = 13875840.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (2900 - 285.793) / 285.793 = 0.0274$$

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

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0, \quad As = 1085.646 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } As = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 31.953 \text{ \%}]$$

$$1\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00429$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 34689.6 \times 400 \times (2885.5 - 242.924 / 2) = 32600.347 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 242.924 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 1063.692 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 30.648]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{(24)} / 6 \times 2800 \times 2885.5$$

$$= 24738.009 \text{ kN} \geq V_u (= 406.46 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{(24)} \times 2800 \times 2885.5 = 5607.282 \text{ kN}, \quad \Phi V_c / 2 = 2803.641 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 406.46 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 6.898]$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 7)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

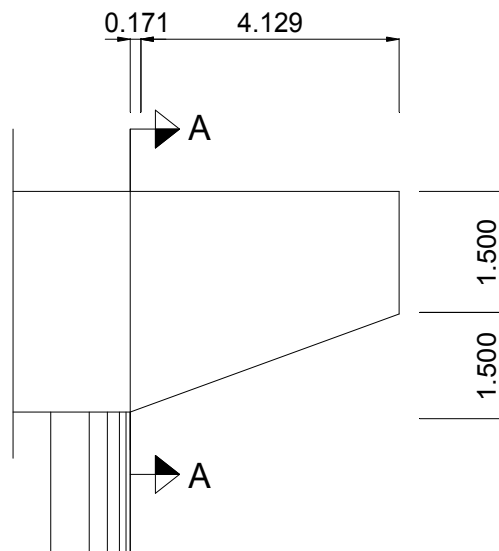
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 6563.812 \text{ kN} - \text{"ULO-03"}$$

$$M_u = 1596.083 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 1596.083 / 6563.812 = 0.243 \text{ m}$$

$$d = 3 - 0.115 = 2.886 \text{ m}$$

$$a/d = 0.243 / 2.8855 = 0.084 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

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	2885.5	100000.0	3335.0	6563.8

$$a = 243 \text{ mm}, d = 2885.5 \text{ mm}$$

$$a / d (= 0.084) \leq 1 \rightarrow \text{Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8}$$

$$\text{지압면의 외단깊이} \geq 0.5d, 3335 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2885.5 = 1442.75 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K!!!}$$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 6563.812 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 1596.083 = 1312.762 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d) = 1596.083 + 1312.762 \times (3.375 - 2.885) = 2238.68 \text{ kN.m}$$

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

$$\leq 0.2 \times 24 \times 2800 \times 2885.5 = 38781.120 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800 \times 2885.5 = 45244.640 \text{ kN}$$

$$\phi V_{n_max} = 0.8 \times 45244.64 = 38457.944 \text{ kN} \geq v_u (=6563.812 \text{ kN}) \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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

$$= 6563.812 / (0.75 \times 400 \times 1.4 \times 1)$$

$$= 15628.124 \text{ mm}^2$$

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

$$M_u = M_u + N_{uc} \times (H - d) = 1596.083 + 1312.762 \times (3 - 2.885) = 1746.394 \text{ kN.m}$$

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

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

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

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

$$Af = \frac{2885.5 - \sqrt{[2885.5^2 - 4 \times 1746394 / (1.7 \times 24 \times 2800 \times 0.8)]}}{2 \times 400 / (1.7 \times 24 \times 2800)}$$

$$= 1895.708 \text{ mm}^2$$

④ 수평인장 철근(An)의 설계

$$Nuc = 0.20 \times Vu = 0.2 \times 6563.812 = 1312.762 \text{ kN}$$

$$An = Nuc / (\Phi \times fy) = 1312762 / (0.8 \times 400) = 4102.381 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

$$\rightarrow As = 14521.13 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.04 \times (24 / 400) \times 2800 \times 2885.5$$

$$= 19390.560 \text{ mm}^2$$

$$Use As = 34689.600 \text{ mm}^2 \text{ (철근의 도심 } 114.500 \text{ mm)}$$

1단 : D29-14EA + D29-13EA , d1 = 100 mm

2단 : D29-14EA + D29-13EA , d1 = 200 mm

$$Use As \geq 14521.13 \text{ mm}^2, 19390.560 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$Ah = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (14521.13 - 4102.381)$$

$$= 5209.375 \text{ mm}^2$$

사용철근량 (1단) : D19 - 6EA = 286.5 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2885.5 = 1923.667 mm 구간에 12단 설치

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(10.0단)} : D19 - 72 EA = 20628.000 \text{ mm}^2 \geq 5209.375 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K!!!}$$

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)]

$$a = 0.243 \text{ m} < 2d (= 5.800 \text{ m}) \quad \therefore \text{깊은보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.1215 \text{ m} \quad (< 2.900 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 43.811 \text{ kN}$$

부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7 부재길이(L) : 2.050 m

$$Vui = 306.608 \text{ kN} \text{ (I단)} \quad Vuj = 0 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

검토위치(Lc) = 2.85 m (두부보 좌측단에서의 거리)

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

$$= 306.608 + (0 - 306.608) / 2.05 \times (2.85 - 9.35)$$

$$= 1278.78 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.0	486.0	2885.5	1278.8	24.0	400.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 34689.6 \times 400 = 13875840.000$$

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (2900 - 285.793) / 285.793 = 0.0274$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 1630.104 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_s = 34689.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근의 도심 } 114.500 \text{ mm}), \quad [\text{사용률} = 21.281 \text{ \%}]$$

$$1\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D29-14EA + D29-13EA, \quad d_1 = 200 \text{ mm}$$

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00429$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 34689.6 \times 400 \times (2885.5 - 242.924 / 2) = 32600.347 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 242.924 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 1596.083 \text{ kN.m}) \quad 0.K!!! \quad [\text{안전률} = 20.425 \text{ \%}]$$

★ 최대전단강도 검토

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

$$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{24} / 6 \times 2800 \times 2885.5$$

$$= 24738.009 \text{ kN} \geq V_u (= 1278.78 \text{ kN}) \quad 0.K!!!$$

★ 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 2800 \times 2885.5 = 5607.282 \text{ kN}, \quad \Phi V_c/2 = 2803.641 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 1278.78 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.} \quad [\text{안전률} = 2.192 \text{ \%}]$$

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	-13799.000	-21072.411	-1884.686	-1884.686	0.000	0.00156	축력최대
UL003	-13799.000	-17938.700	823.186	12103.689	-904.166	0.00700	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	91886.660	21072.411	1884.686	4.361	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	55238.890	17938.700	12103.689	3.079	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	21072.411	1884.686	89.440

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 21072.411 \times 0.001559 / (0 \times 14.525)$$

$$= 0 \quad : \text{횡구속이 없는 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 14.525 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 2 \times 13.025 / 0.75$$

$$= 34.733 > 22 \therefore \text{장주}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 13.025 m)

M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M1 = -1884.686 \text{ kN.m}$, $M2 = -1884.686 \text{ kN.m}$)

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
17938.700 kN	12103.689 kN.m	89.440 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 89.44 \text{ mm} \quad \therefore e = 89.44 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 141364.10 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 12643.40 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 91886.66 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 8218.21 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

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	17938.700	12103.689	674.730

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 17938.7 \times 0.006996 / (-904.166 \times 14.525) \\
 &= 0.010 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 14.525 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 13.025 / 0.75$$

$$= 17.367 \leq 33 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 13.025 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = 823.186 \text{ kN.m}$, $M_2 = 12103.689 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = 0.068$$

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 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
21072.411 kN	1884.686 kN.m	674.730 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} : e_b \geq e \quad \text{..... 압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 669.93 \text{ mm} \approx e = 674.73 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 96118.58 \text{ kN}$$

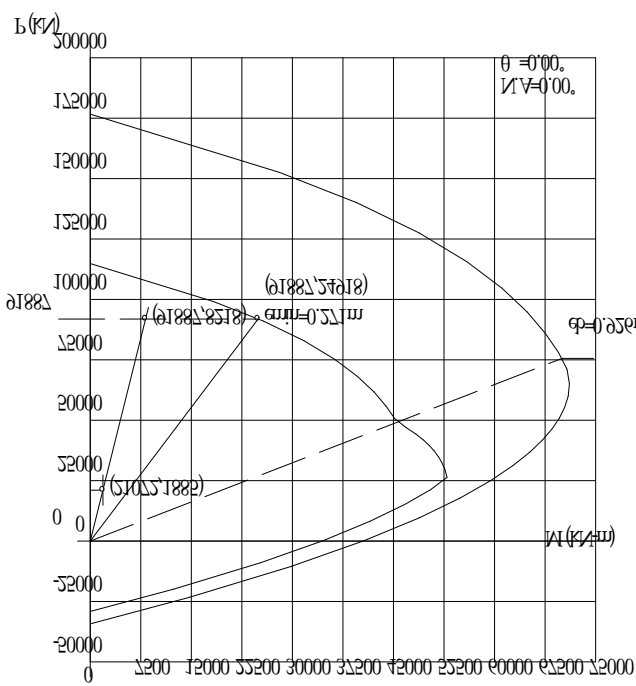
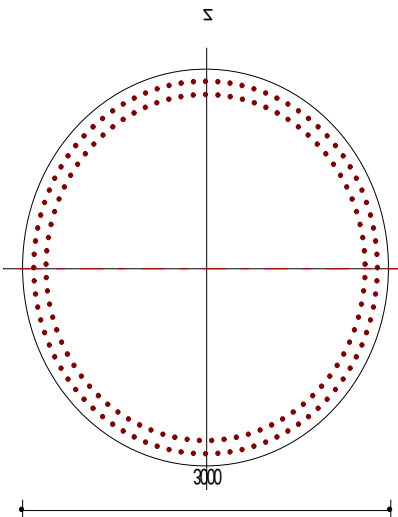
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 64393.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

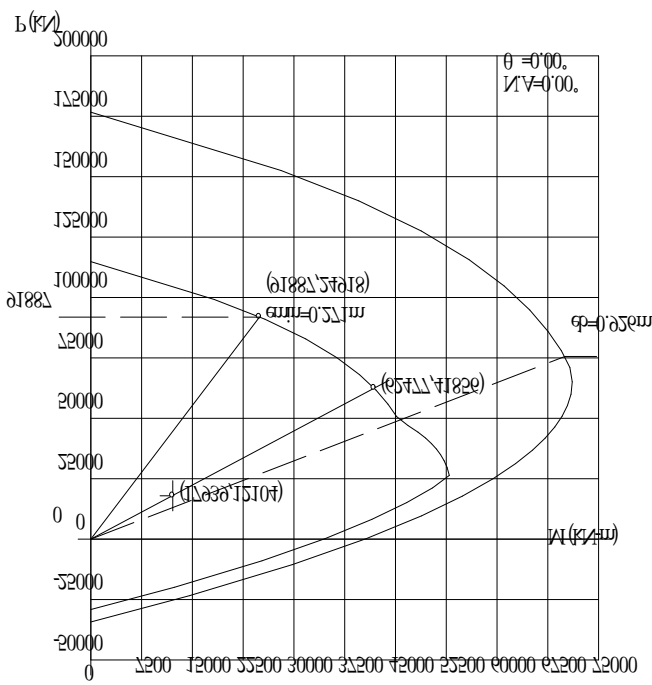
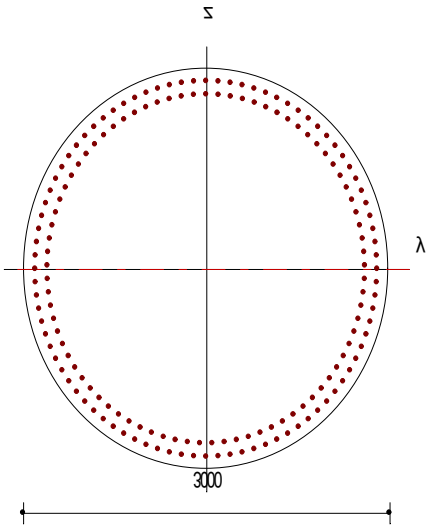
$$\Phi = 0.65$$

$$\Phi P_n = 62477.08 \text{ kN} \geq P_u \quad \text{..... OK}$$

$$\Phi M_n = 41855.55 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \text{..... OK}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 3.976078 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 3.976078 \text{ m}^4$ $A_g = 7068583.47 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0121$ $P_u = 21072.41 \text{ kN}$ $M_u = 1884.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.926 \text{ m}$ $\Phi P_b = 49143.95 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 45517.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.089 \text{ m}$ $\Phi P_n = 91886.66 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 8218.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 원형 하중조합 UL003	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 3.976078 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 3.976078 \text{ m}^4$ $A_g = 7068583.47 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0121$ $P_u = 17938.70 \text{ kN}$ $M_u = 12103.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	- 평형편심상태 $e_b = 0.926 \text{ m}$ $\Phi P_b = 49143.95 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 45517.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.670 \text{ m}$ $\Phi P_n = 62477.08 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 41855.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$

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	-13799.000	-21072.411	-1884.686	-1884.686	0.000	0.00156	축력최대
UL003	-13799.000	-17938.700	-2619.530	494.988	-277.217	0.00700	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	91886.660	21072.411	1884.686	4.361	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	91886.660	17938.700	494.988	5.122	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	21072.411	1884.686	89.440

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 21072.411 \times 0.001559 / (0 \times 14.525)$$

$$= 0 \quad : \text{횡구속이 없는 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기동의 길이 14.525 m)

㉣ 세장비 검토

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

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

$$= 2 \times 13.025 / 0.75$$

$$= 34.733 > 22 \therefore \text{장주}$$

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

Lu : 압축부재의 비지지길이 (: 13.025 m)

M1, M2 : 기동 양끝단 모멘트 ($M1 = -1884.686 \text{ kN.m}$, $M2 = -1884.686 \text{ kN.m}$)

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
21072.411 kN	1884.686 kN.m	89.440 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 89.44 \text{ mm} \quad \therefore e = 89.44 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 141364.10 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 12643.40 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 91886.66 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 8218.21 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 7, 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	17938.700	494.988	27.040

㉕ 압축부재의 장주효과

㉔ 층 안정지수 산정

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\
 &= 17938.7 \times 0.006996 / (-277.217 \times 14.525) \\
 &= 0.031 > 0.05 : \text{횡구속 구조물}
 \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 14.525 m)

㉕ 세장비 검토

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

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

$$= 1 \times 13.025 / 0.75$$

$$= 17.367 \leq 98 \therefore \text{단주, 장주효과 무시}$$

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

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 13.025 m)

M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1 = -2619.530 \text{ kN.m}$, $M_2 = 494.988 \text{ kN.m}$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 \geq -0.5 = -5.292$$

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 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usr} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉕ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
17938.700 kN	494.988 kN.m	27.040 mm

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} : \text{중립축}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} : \text{균형 하중}$$

$$M_b = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{균형 모멘트}$$

$$e_b = M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}$$

㉖ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$e' = M_n / P_n = 27.04 \text{ mm} \quad \therefore e = 27.04 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 141364.10 \text{ kN}$$

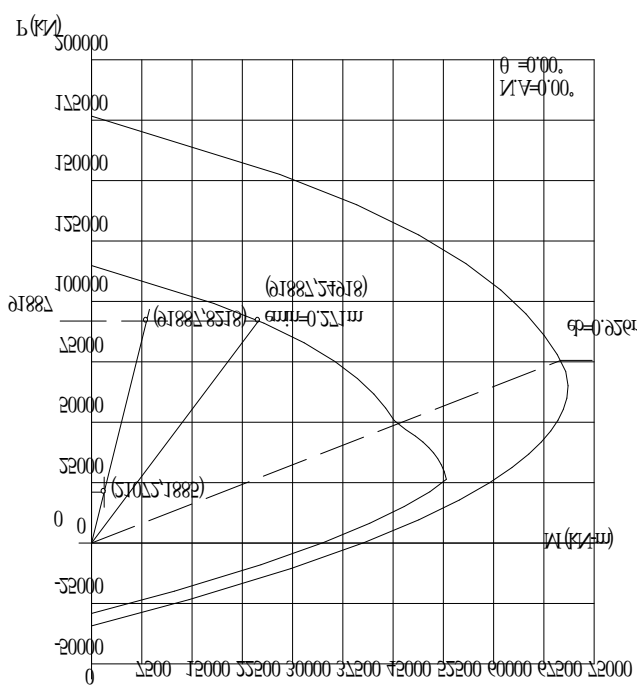
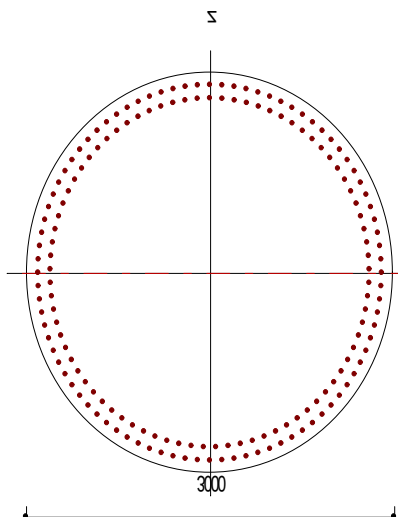
$$M_n = M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 3821.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$\Phi P_n = 91886.66 \text{ kN} \geq P_u \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$\Phi M_n = 2484.23 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u \quad \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}$$

4) PM 상관도

검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	f_{ck} = 24.00 MPa f_y = 400.00 MPa E_c = 25811.01 MPa E_s = 200000.00 MPa I_{yy} = 3.976078 m⁴ I_{zz} = 3.976078 m⁴ A_g = 7068583.47 mm² I_{ux} = - I_{uy} = - k_x = - k_y = - ρ = 0.0121 P_u = 21072.41 kN M_u = 1884.69 kN · m Θ = 0.00 °
	▪ 평형편심상태 e_b = 0.926 m ΦP_b = 49143.95 kN ΦM_b = 45517.02 kN · m ▪ 작용편심에서의 설계강도 e = 0.089 m ΦP_n = 91886.66 kN ΦM_n = 8218.21 kN · m ▪ 사용철근량 A_s = 85632.30 mm²

9.3 합성부재력

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL001	-21072.411	-1884.686	-1884.686	2665.349	축력최대
UL003	-17938.700	494.988	12103.689	12113.806	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	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	0.K	91886.660	21072.411	2665.349	4.361	0.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	0.K	53313.830	17938.700	12113.806	2.972	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, 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 : $\rho_{mi} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0121) \leq \rho_{ma} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평행하중 산정

P_u	M_u	e
21072.411 kN	2665.349 kN.m	126.490 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} && \text{: 종립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} && \text{: 균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} && \text{: 균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} && \text{: } P_u < 0 \quad \text{..... 압축지배}
 \end{aligned}$$

㉞ 공칭강도 산정

종립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 126.49 \text{ mm} \quad \approx \quad e = 126.49 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 141364.10 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 17880.47 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \phi &= 0.65
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 91886.66 \text{ kN} \geq P_u && \text{..... OK} \\
 \Phi M_n &= 11622.31 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text OK}
 \end{aligned}$$

② 축력최대 : (부재 9, 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 : $\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{usi} (= 0.0121) \leq \rho_{max} (= 0.0800)$ **OK**

㉞ 평형하중 산정

P_u	M_u	e
17938.700 kN	12113.806 kN.m	675.290 mm

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \times d = 1740.00 \text{ mm} && : \text{중립축} \\
 P_b &= C_c + C_s + T_s = 75606.08 \text{ kN} && : \text{균형 하중} \\
 M_b &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 70026.18 \text{ kN} \cdot \text{m} && : \text{균형 모멘트} \\
 e_b &= M_b / P_b = 926.20 \text{ mm} && : P_u < 0 \quad \dots\dots \text{압축지배}
 \end{aligned}$$

㉞ 공칭강도 산정

중립축을 가정하여 Trial & Error Method 로 검토한다.

$$\begin{aligned}
 e' &= M_n / P_n = 669.93 \text{ mm} \approx e = 675.29 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + C_s + T_s = 96118.58 \text{ kN} \\
 M_n &= M_{cc} + M_{cs} + M_{ts} = 64393.15 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \Phi &= 0.65
 \end{aligned}$$

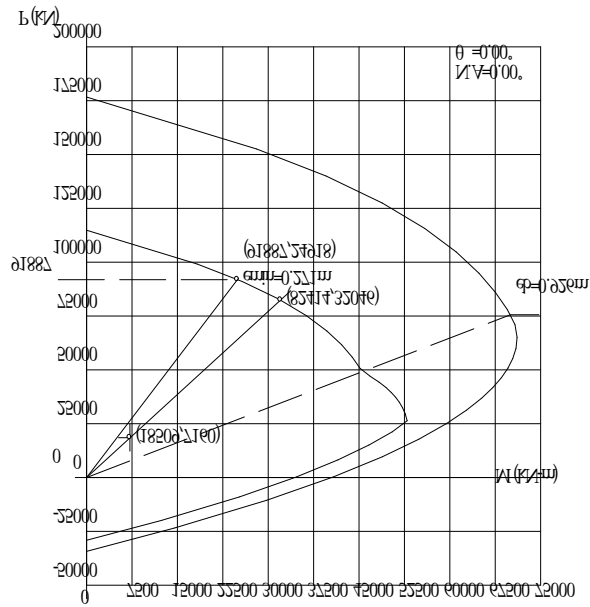
$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 6247708.00 \text{ kN} \geq P_u && \dots\dots \text{OK} \\
 \Phi M_n &= 41855.55 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u && \text{Text} \quad \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도

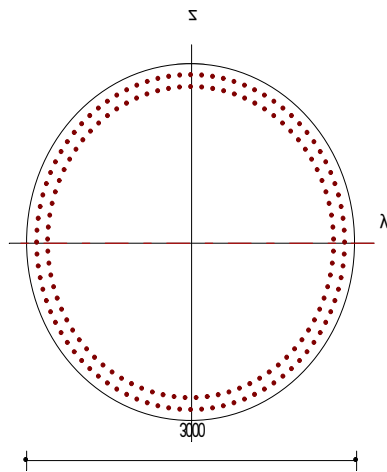
검토단면 총실 원형 하중조합 UL001	검토 조건
	$f_{ck} = 24.00 \text{ MPa}$ $f_y = 400.00 \text{ MPa}$ $E_c = 25811.01 \text{ MPa}$ $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$ $I_{yy} = 3.976078 \text{ m}^4$ $I_{zz} = 3.976078 \text{ m}^4$ $A_g = 7068583.47 \text{ mm}^2$ $I_{ux} = -$ $I_{uy} = -$ $k_x = -$ $k_y = -$ $\rho = 0.0121$ $P_u = 21072.41 \text{ kN}$ $M_u = 2665.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\theta = 0.00^\circ$
	■ 평형편심상태 $e_b = 0.926 \text{ m}$ $\Phi P_b = 49143.95 \text{ kN}$ $\Phi M_b = 45517.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 작용편심에서의 설계강도 $e = 0.126 \text{ m}$ $\Phi P_n = 91886.66 \text{ kN}$ $\Phi M_n = 11622.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ■ 사용철근량 $A_s = 85632.30 \text{ mm}^2$

검토단면 총실 원형
하중조합 UL004

검토 조건



f_{ck}	=	24.00 MPa
f_y	=	400.00 MPa
E_c	=	25811.01 MPa
E_s	=	200000.00 MPa
I_{yy}	=	3.976078 m ⁴
I_{zz}	=	3.976078 m ⁴
A_g	=	7068583.47 mm ²
I_{ux}	=	-
I_{uy}	=	-
k_x	=	-
k_y	=	-
ρ	=	0.0121
P_u	=	18508.59 kN
M_u	=	7160.31 kN · m
θ	=	0.00 °



- 평형편심상태

e_b	=	0.926 m
ΦP_b	=	49143.95 kN
ΦM_b	=	45517.02 kN · m
- 작용편심에서의 설계강도

e	=	0.389 m
ΦP_n	=	82413.98 kN
ΦM_n	=	32045.51 kN · m
- 사용철근량

A_s	=	85632.30 mm ²
-------	---	--------------------------