

복현1교 P1 구조계산서

목 차

1. 설 계 흐 름 도

복현1교 2. 해석결과 요약

- * 안정성검토 및 응력검토
- * 기둥의 단면 설계
- * 단면 설계
- * 사용성 검토

3. 설 계 조 건

- 3.1 일반사항
- 3.2 하중
- 3.3 지반조건
- 3.4 사용재료 강도
- 3.5 설계방법
- 3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석

- 6.1 해석모델링
- 6.2 절점좌표
- 6.3 단면제원
- 6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계

- 7.1 하중별 부재력 집계
- 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
- 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계

- 8.1 내민보의 설계 : 좌측
- 8.2 내민보의 설계 : 우측
- 8.3 내부지간 설계 : 지간1
- 8.4 교량받침 위치 검토

9. 기 동 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기동의 전단설계

10. 기 초 설 계

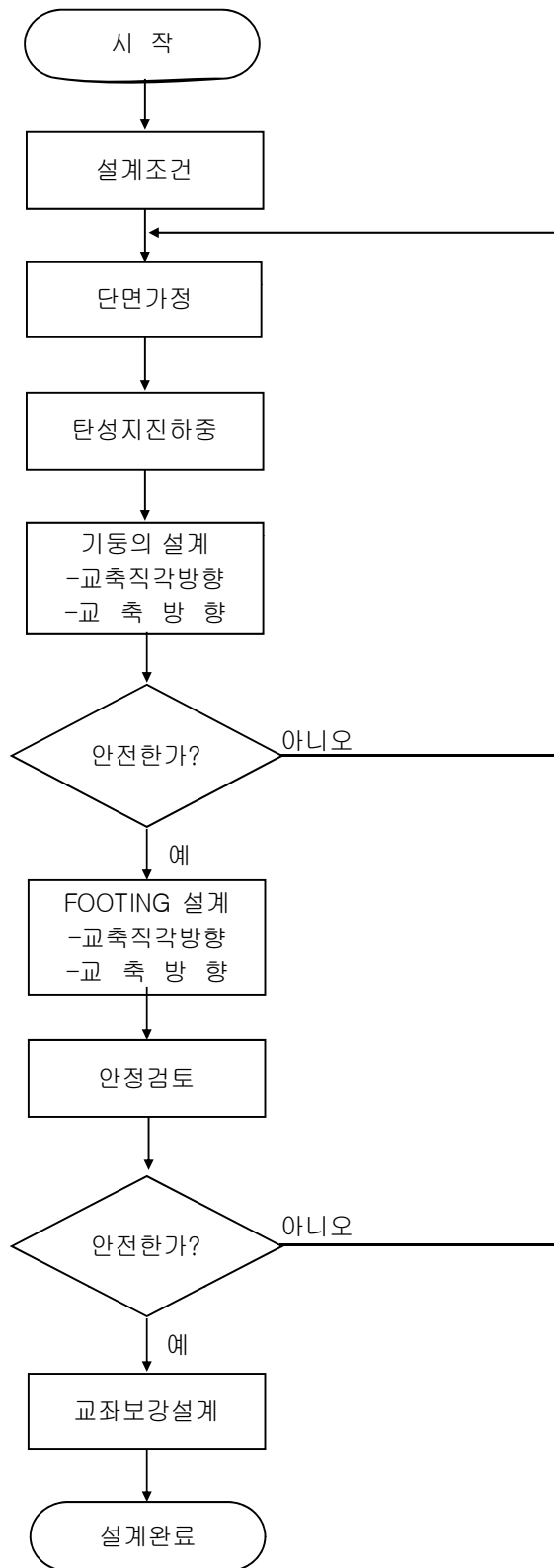
- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토

- 12.1 받침 연단거리 검토
- 12.2 최소 받침지지 길이 검토
- 12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 12.4 교량받침 보강 철근 검토
- 12.5 교량받침 하면 보강
- 12.6 교량받침 콘크리트 보강

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	43703.834	4091.277	10.68	2.00	0.K
		활동에대한 안정(kN)	8514.307	396.393	21.48	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	789.000	536.485	1.47	1.00	0.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	44700.113	20082.653	2.23	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	8514.307	1981.929	4.30	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	1183.500	865.608	1.37	1.00	0.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	42434.116	9926.515	4.27	2.00	0.K
		활동에대한 안정(kN)	8082.689	1733.268	4.66	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	789.000	577.601	1.37	1.00	0.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	44700.113	15405.565	2.90	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	8514.307	1758.694	4.84	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	1183.500	727.407	1.63	1.00	0.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	φ Pn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	22594.438	64523.752	2.856	0.K
	모멘트최대	0.013	15505.578	50086.552	3.230	0.K
	탄성설계	0.013	12404.462	23275.337	1.876	0.K
	편심최대	0.013	11784.239	43683.162	3.707	0.K
교축직각방향	축력최대	0.013	22594.438	64523.752	2.856	0.K
	모멘트최대	0.013	14022.117	39629.368	2.826	0.K
	탄성설계	0.013	12404.462	34704.432	2.798	0.K
	편심최대	0.013	10300.779	36408.574	3.535	0.K
합성부재력	축력최대	0.013	22594.438	64523.752	2.856	0.K
	모멘트최대	0.013	14818.917	46403.654	3.131	0.K
	탄성설계	0.013	12404.462	22124.172	1.784	0.K
	편심최대	0.013	11097.578	45337.455	4.085	0.K
	모멘트최대	0.013	14022.117	35031.050	2.498	0.K
	편심최대	0.013	10300.779	31121.927	3.021	0.K

단면위치		P _{use}	P _u (kN)	φ P _n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	23717.660	64523.752	2.720	0.K
	모멘트최대	0.013	15110.228	50070.590	3.314	0.K
	탄성설계	0.013	12088.183	23675.151	1.959	0.K
	편심최대	0.013	11483.774	43684.873	3.804	0.K
교축직각방향	축력최대	0.013	23717.660	64523.752	2.720	0.K
	모멘트최대	0.013	15369.056	51630.489	3.359	0.K
	탄성설계	0.013	12088.183	41745.651	3.453	0.K
	편심최대	0.013	11742.602	43265.754	3.685	0.K
합성부재력	축력최대	0.013	23717.660	64523.752	2.720	0.K
	모멘트최대	0.013	15796.889	48235.404	3.053	0.K
	탄성설계	0.013	12088.183	23204.600	1.920	0.K
	편심최대	0.013	12170.434	41394.206	3.401	0.K
	모멘트최대	0.013	15369.056	44432.317	2.891	0.K
	편심최대	0.013	11742.602	36576.206	3.115	0.K

■ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
다 부 단	좌측내민보	2000.4	100.0	33825.803	42398.400	19495.742	24052.001	1.234	0.K
	우측내민보	2000.4	100.0	36427.468	42398.400	20894.942	24052.001	1.151	0.K
	좌측내민보수	2800.0	100.0	2182.952	6487.500	1996.892	5893.187	2.951	0.K
	우측내민보수	2800.0	100.0	2159.801	6487.500	1975.789	5893.187	2.983	0.K
	내부지간1좌	2714.6	100.0	16321.587	42398.400	13672.582	34347.146	2.512	0.K
	내부지간1중	2504.3	100.0	15948.367	22294.800	12496.745	17319.925	1.386	0.K
	내부지간1우	2272.0	100.0	25211.800	42398.400	17088.244	27966.013	1.637	0.K
	교량받침10	2236.2	100.0	172.476	42398.400	119.376	27450.824	229.952	0.K
	교량받침1	2239.1	100.0	224.887	11147.400	159.683	7786.477	48.762	0.K
	교량받침11	2711.9	100.0	15218.560	42398.400	12752.067	34307.382	2.690	0.K
	교량받침2	2715.4	100.0	15150.370	42398.400	12714.337	34358.637	2.702	0.K
	교량받침13	2578.9	100.0	5808.152	22294.800	4760.910	17885.964	3.757	0.K
	교량받침4	2578.9	100.0	6124.063	22294.800	5017.813	17885.964	3.564	0.K
	교량받침14	2504.3	100.0	14175.719	22294.800	11134.333	17319.925	1.556	0.K
	교량받침5	2504.3	100.0	15948.367	22294.800	12496.745	17319.925	1.386	0.K
	교량받침15	2407.6	100.0	5494.028	22294.800	4185.211	16587.242	3.963	0.K
	교량받침6	2407.6	100.0	5453.105	22294.800	4154.273	16587.242	3.993	0.K
	교량받침16	2272.0	100.0	0.000	42398.400	0.000	27966.013	1.#10	0.K
	교량받침17	2007.4	100.0	23998.741	42398.400	14138.379	24152.651	1.708	0.K
	교량받침8	1998.5	100.0	23354.642	42398.400	13704.256	24024.514	1.753	0.K
	교량받침18	1260.2	100.0	1299.113	42398.400	466.513	13381.360	28.684	0.K
	교량받침9	1250.7	100.0	613.800	42398.400	218.867	13243.612	60.510	0.K
기 초	교축방향	1800.0	100.0	17638.055	19742.100	10048.482	11227.630	1.117	0.K
	교직-지점부	1800.0	100.0	15549.177	18967.900	8873.714	10794.237	1.216	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력(f _s)	허용응력(f _{sa})	철근간격(S)	최대간격(S _q)	비 고
다 부 단	좌측내민보	190.247	180.000	127.273	200.185	0.K
	우측내민보	210.517	180.000	127.273	160.328	0.K
	좌측내민보수평	118.816	180.000	166.704	449.040	0.K
	우측내민보수평	117.560	180.000	166.704	456.120	0.K
	내부지간1좌측지점부	100.136	180.000	127.273	572.681	0.K
	내부지간1중앙부	186.791	180.000	127.273	202.845	0.K
	내부지간1우측지점부	170.998	180.000	127.273	246.781	0.K
	교량받침10	1.666	180.000	127.273	37810.261	0.K
	교량받침1	14.930	180.000	254.545	4219.824	0.K
	교량받침11	88.381	180.000	127.273	677.282	0.K
	교량받침2	87.843	180.000	127.273	682.732	0.K
	교량받침13	49.080	180.000	127.273	1283.613	0.K
	교량받침4	52.749	180.000	127.273	1194.327	0.K
	교량받침14	134.049	180.000	127.273	368.723	0.K

	교량받침5	186.791	180.000	127.273	202.845	0.K
	교량받침15	62.304	180.000	127.273	1011.172	0.K
	교량받침6	64.179	180.000	127.273	981.632	0.K
	교량받침17	144.619	180.000	127.273	330.784	0.K
	교량받침8	139.443	180.000	127.273	350.996	0.K
	교량받침18	13.993	180.000	127.273	4502.287	0.K
	교량받침9	6.901	180.000	127.273	9128.740	0.K
기 초	교축방향	211.286	180.000	123.529	150.217	0.K
	교직-지점부	223.276	180.000	128.571	130.202	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

- | | |
|------------|--------------|
| 1) 구 조 형 식 | : 다주식 교각 |
| 2) 상 부 형 식 | : IPC GIRDER |
| 3) 교 량 등 급 | : 1 등교 |
| 4) 기 초 형 식 | : 직접기초 |

3.2 하 중

- | | | |
|-----------------|-------------------------------------|--------------------|
| 1) 철근콘크리트의 단위중량 | : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ | [도로교 설계기준 2.1.2] |
| 2) 기초지반의 단위중량 | : $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$ | [도로교설계요령 제2권 P366] |
| 3) 교량받침 마찰계수 | : $f_s = 0.15$ | |

3.3 지 반 조 건

- | | | |
|-------------------|------------------------------|---|
| 1) 기초지반의 N치 | : $N = 50$ | |
| 2) 기초지반의 내부마찰각 | : $\phi_2 = 42.386^\circ$ | ; $15 + \sqrt{15N}$ |
| 3) 기초지반의 점착력 | : $C = 0.03 \text{ kN/m}^2$ | |
| 4) 기초지반의 최대 허용지지력 | : $Q_a = 600 \text{ kN/m}^2$ | |
| 5) 기초지반의 마찰계수 | : $\mu = 0.6$ | ; $\tan\phi_b = 0.60, C_b = 0$:암과 콘크리트 |
| 6) 지반 가속도 계수 | : $A = 0.154$ | ; 위험도 계수 x 지진구역계수 |
| - 내진 등급 | : I 등급 | - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1] |
| - 지진 구역 | : I 구역 | - 지진구역 계수 : 0.11 |

3.4 사 용 재 료 강 도

- | | | | |
|---------------------|------------------------------|----------------|------------------|
| 1) 콘크리트 설계기준 강도 | : $f_{ck} =$ | 두부보: 27 MPa | |
| | | 기둥: 27 MPa | |
| | | 기초: 27 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_c =$ | 두부보: 27804 MPa | |
| | | 기둥: 27804 MPa | |
| | | 기초: 27804 MPa | |
| | | | [도로교 설계기준 2.3.3] |
| 2) 철근의 항복 강도(SD400) | : $f_y =$ | 두부보: 400 MPa | |
| | | 기둥: 400 MPa | |
| | | 기초: 400 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_s = 200000 \text{ MPa}$ | | [도로교 설계기준 2.3.3] |

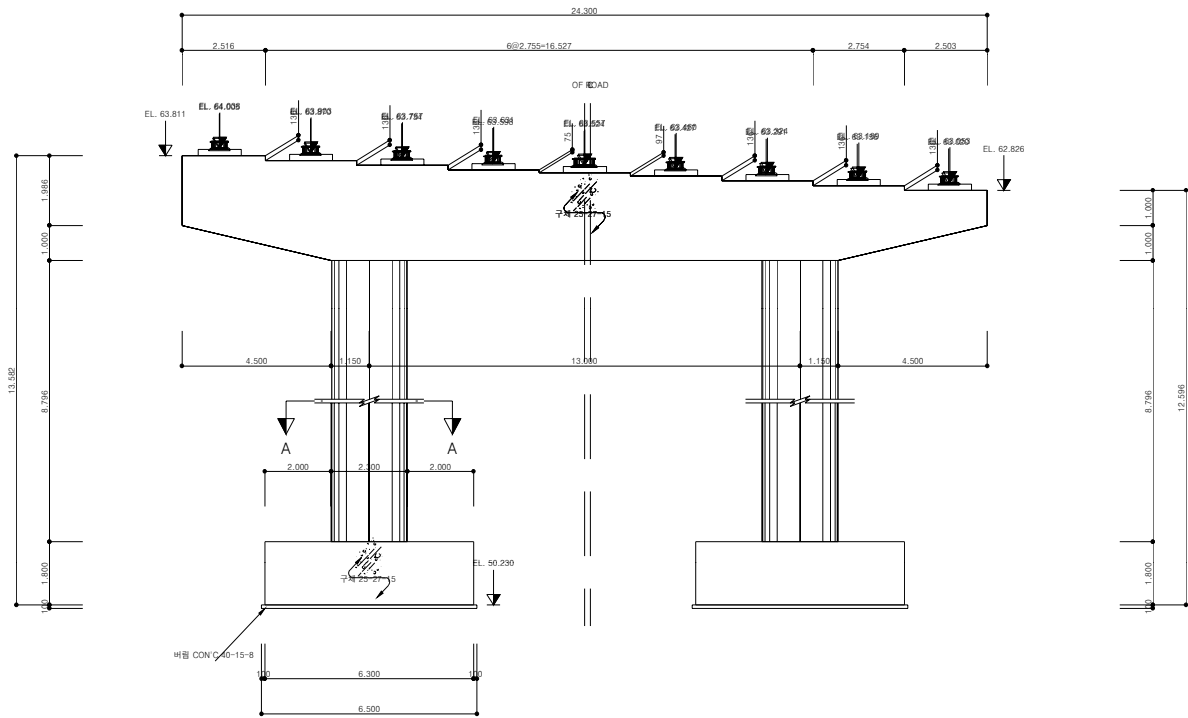
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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 (2007) |
| 3) 도로설계 편람 | : 국토해양부 (2000) |
| 4) 도로 설계 요령 | : 한국도로공사 (2002) |

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	882.481	314.568	314.568	126.115
2	837.456	373.603	373.603	274.966
3	807.134	357.038	357.038	358.025
4	809.221	295.164	295.164	350.372
5	818.970	288.622	288.622	292.872
6	801.283	345.422	345.422	289.987
7	790.203	360.408	360.408	354.435
8	827.407	287.468	287.468	381.044
9	988.493	141.972	141.972	335.018
10	1251.218	61.629	345.984	61.629
11	1212.055	161.273	371.147	161.273
12	1175.027	268.106	361.287	268.106
13	1159.456	357.927	334.611	357.927
14	1156.542	408.070	326.503	408.070
15	1155.722	432.916	343.775	432.916
16	1173.193	433.495	333.553	433.495
17	1230.095	413.598	279.587	413.598
18	1335.524	359.744	187.274	359.744
계	18411.480	5661.023	5647.986	5659.592

※ 교각자중은 25.000 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 24.640 / 6.340 = 3.886 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (24.640 / 6.340)] \times 6.340 = 20.4 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 20.432 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 20.432 \times (30.129 + 44.996) / 2 \times \sin 87.6$$

$$= 766.793 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 6.340/2 + 0.420 + 0.500 = 4.09 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 766.793 \times 4.090 = 3136.35 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.000 \times 2.800 = 16.804 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.300 = 3.45 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.300 = 3.45 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 168.955 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.300 = 3.45 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

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

$$\begin{aligned} Ph &= 1.500 \times (30.129 + 44.996)/2 \times \sin 87.6 &= 56.294 \text{ kN} \\ \text{작용위치 } h &= 2.831 + 1.500 + 0.500 &= 4.831 \text{ m} \\ \text{작용모멘트 } My &= Ph \times h &= 56.294 \times 4.831 &= 271.964 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

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

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000010 \times 25.0 \times 45.0 = 0.01125 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} Ph &= 3 \times 27804000 \times 1.37367 \times 2EA \times 0.01125 / 10.796^3 \times \sin 87.6 \\ &= 2046.705 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 탄성받침의 전단변형을 유발하는 수평력

탄성받침의 전단탄성계수 : $\sum kh = 48529.13 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} Ph &= \sum kh \times \delta = 48529.13 \times 0.01125 \times \sin 87.6 \\ &= 545.416 \text{ kN} \end{aligned}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 545.416 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$Mh = 545.416 \times (0.420 + 1.000/2) = 501.904 \text{ kN.m}$$

5.5 원심하중 (CF)

$$\begin{aligned} CF &= 0.79 \times V^2 / R (\%) \\ &= 0.79 \times 100.000^2 / 1060.000 \\ &= 7.453 \% \end{aligned}$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

$$\begin{aligned} \text{작용위치 } h &= 2.831 + 1.800 + 0.500 &= 5.131 \text{ m} \\ \text{작용수평력 } Pcf &= 7.453 \times 5661.023 / 100 &= 421.906 \text{ kN} \\ \text{작용모멘트 } My &= Pcf \times h &= 421.906 \times 5.131 &= 2164.877 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.6 교각 충돌하중

1) 교축직각방향 (CO-TR)

$P = 1000.000 \text{ kN}$ 의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.
 작용위치 $h = 4.605 \text{ m}$ (기초상단으로 부터)

2) 교축방향 (CO-L0)

$P = 500.000 \text{ kN}$ 의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.
 작용위치 $h = 4.605 \text{ m}$ (기초상단으로 부터)

5.7 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교축직각방향		
위치	하중경우	기동	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기동 1	1919.640	3874.070	0.02734	637.590	2097.550	0.00413
	하중경우 2	기동 1	626.700	1273.030	0.00883	1979.080	6499.580	0.01228
기둥하단	하중경우 1	기동 1	1982.380	17290.220	0.00000	657.130	3610.160	0.00000
	하중경우 2	기동 1	692.650	5668.810	0.00000	2034.890	11208.360	0.00000
기둥상단	하중경우 1	기동 2	1821.820	3990.280	0.02698	598.290	1887.190	0.00412
	하중경우 2	기동 2	594.940	1315.120	0.00866	1854.160	5830.640	0.01227
기둥하단	하중경우 1	기동 2	1864.810	16642.520	0.00000	617.820	3474.560	0.00000
	하중경우 2	기동 2	637.130	5379.340	0.00000	1910.110	10778.020	0.00000

5.8 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	CF
SVB01	1.00	1.00									1.00	1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00	1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00	1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00	
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00	1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00	1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00	1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00	1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00	1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00	1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00	
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00	
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00	1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00	1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00	1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00	
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00	

- D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력
- L = 활하중 또는 이에 따른 단면력
- W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력
- WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
- E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력
- CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력
- G = 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력
- Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력
- CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.

SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	C0	Q	CF
ULB01	1.30	2.15									1.30	1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30	1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30	1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30	
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30	1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30	1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30	1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30	1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30	1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30	1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30	1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30	1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30	1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25	
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25	
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20	

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 UL0 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

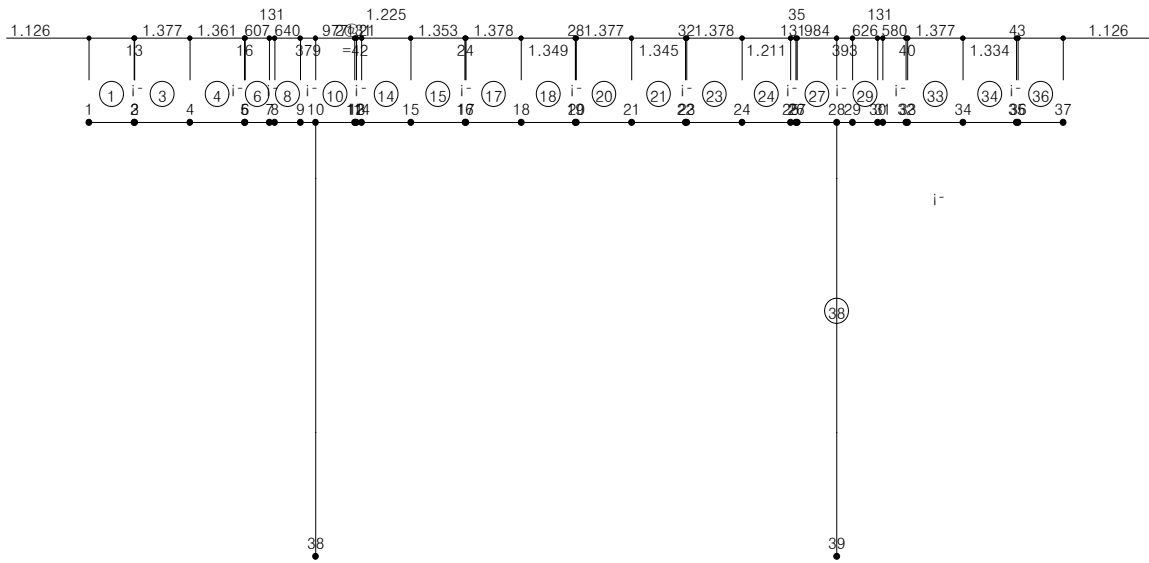
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	CF
UEB01	1.00	2.15									1.30	1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30	1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30	1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30	
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30	1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30	1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30	1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30	1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30	1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30	1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20	

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	10.296	11	6.627	10.296	21	13.534	10.296	31	19.800	10.296
2	1.126	10.296	12	6.648	10.296	22	14.879	10.296	32	20.380	10.296
3	1.139	10.296	13	6.669	10.296	23	14.911	10.296	33	20.420	10.296
4	2.516	10.296	14	6.800	10.296	24	16.289	10.296	34	21.797	10.296
5	3.877	10.296	15	8.025	10.296	25	17.500	10.296	35	23.131	10.296
6	3.893	10.296	16	9.378	10.296	26	17.631	10.296	36	23.174	10.296
7	4.500	10.296	17	9.402	10.296	27	17.666	10.296	37	24.300	10.296
8	4.631	10.296	18	10.780	10.296	28	18.650	10.296	38	5.650	0.000
9	5.271	10.296	19	12.129	10.296	29	19.043	10.296	39	18.650	0.000
10	5.650	10.296	20	12.157	10.296	30	19.669	10.296			

6.3 단면 제원

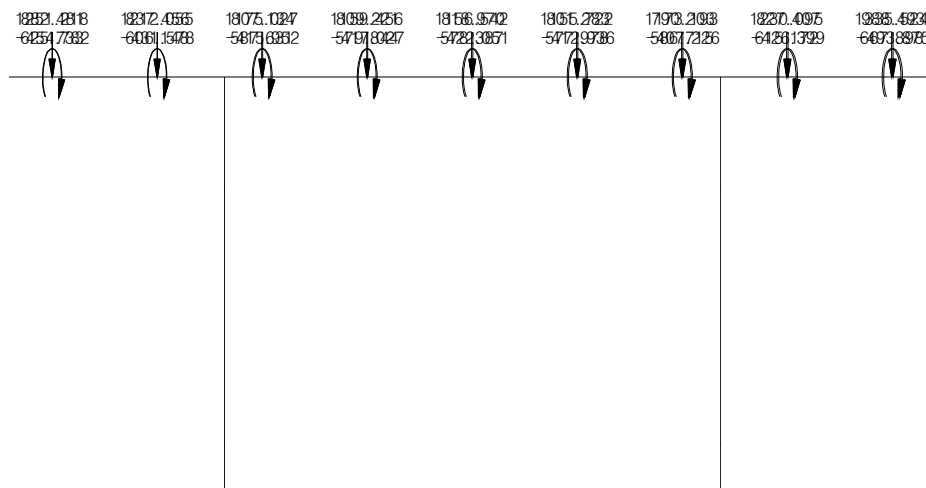
구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.800	1.000	2.800	1.829333	0.233333	37
②	2.800	1.251	3.503	2.288496	0.456824	36
③	2.800	1.260	3.528	2.304960	0.466754	35
④	2.800	1.693	4.740	3.097061	1.132264	34
⑤	2.800	1.986	5.561	3.633056	1.827740	1
⑥	2.800	1.999	5.597	3.656837	1.863868	33
⑦	2.800	2.007	5.620	3.671472	1.886335	32
⑧	2.800	2.136	5.981	3.907456	2.273948	30, 31
⑨	2.800	2.236	6.261	4.090389	2.608508	2

⑩	2.800	2.239	6.269	4.095877	2.619022	3
⑪	2.800	2.272	6.362	4.156245	2.736540	24~29
⑫	2.800	2.408	6.742	4.405035	3.257964	22, 23
⑬	2.800	2.504	7.011	4.580651	3.663361	18~21
⑭	2.800	2.545	7.126	4.655653	3.846273	4
⑮	2.800	2.579	7.221	4.717851	4.002495	16, 17
16	2.800	2.712	7.594	4.961152	4.654209	5
17	2.800	2.715	7.602	4.966640	4.669671	6, 9~15
18	2.800	2.850	7.980	5.213600	5.401463	7, 8
19	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기동상단
20	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기동하단

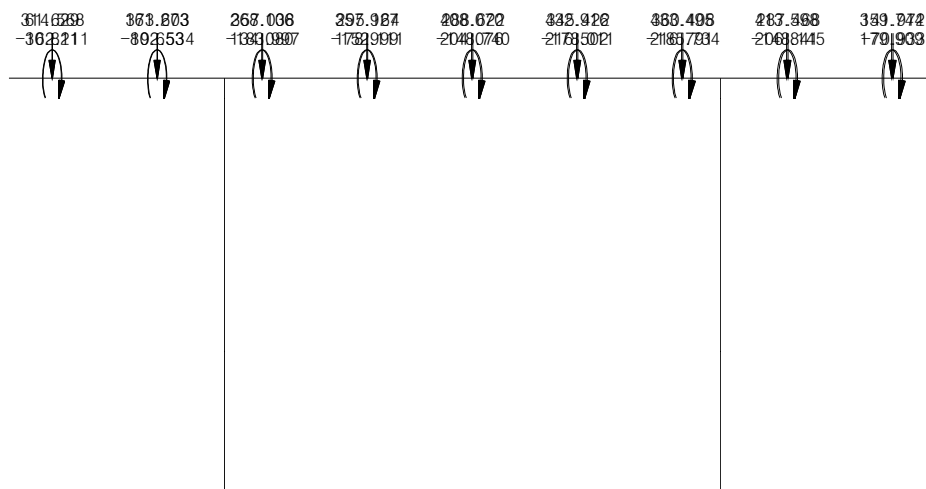
6.4 하중재하도

1) 연직하중

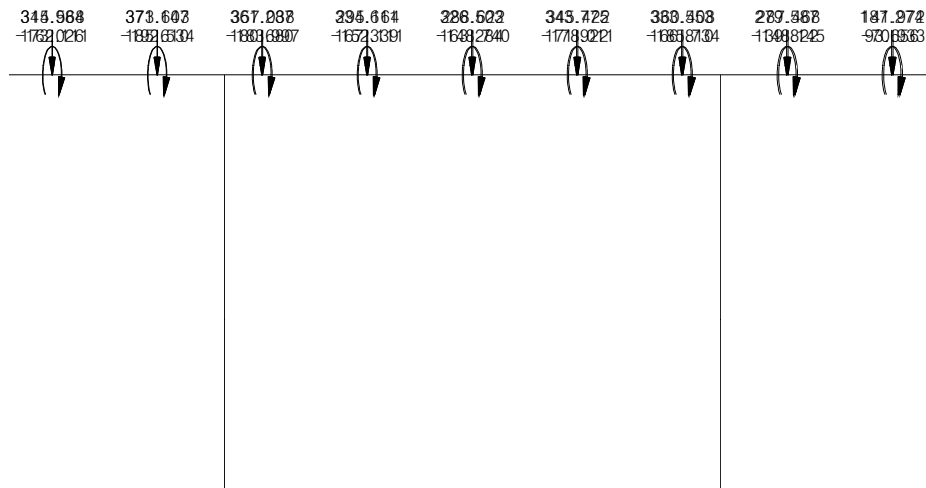
① 고정하중 (D)



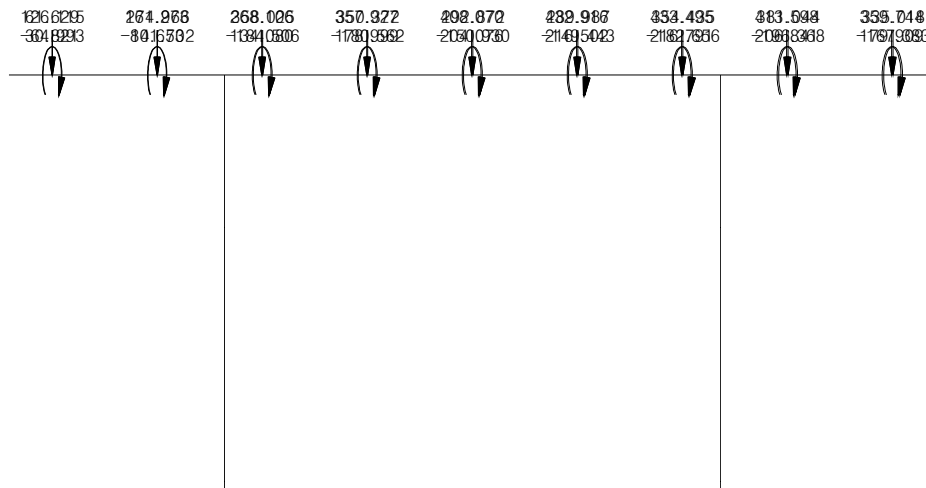
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



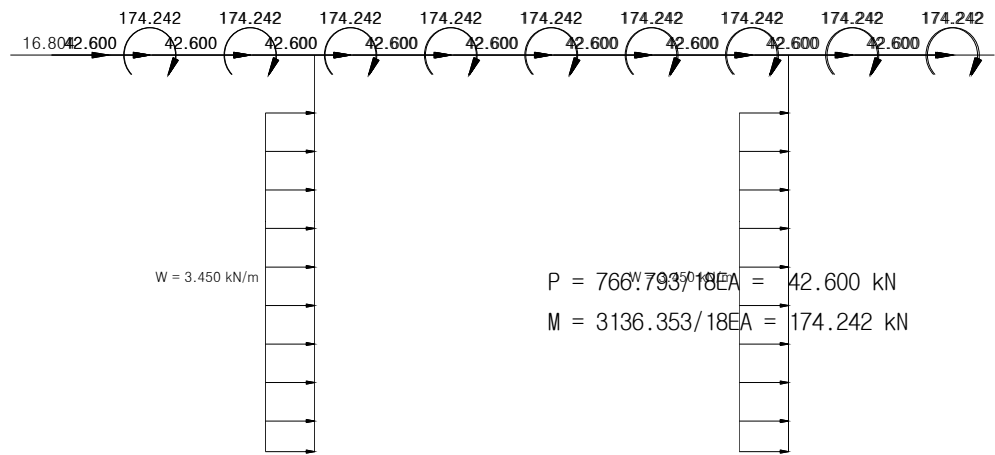
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



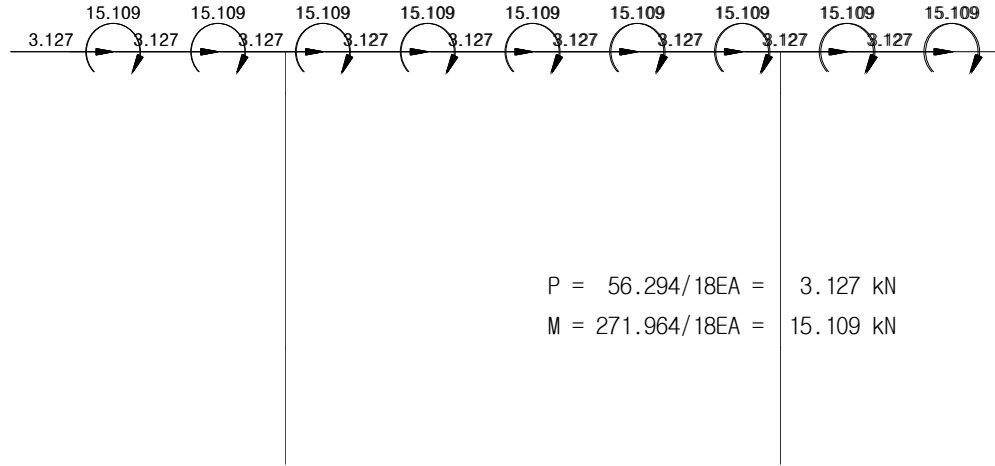
2) 수평하중

① 교축직각 방향

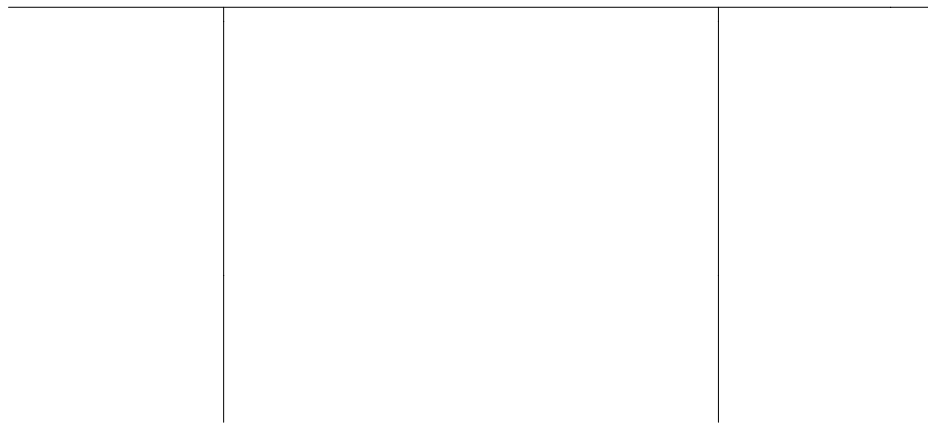
㉔ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



㉕ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



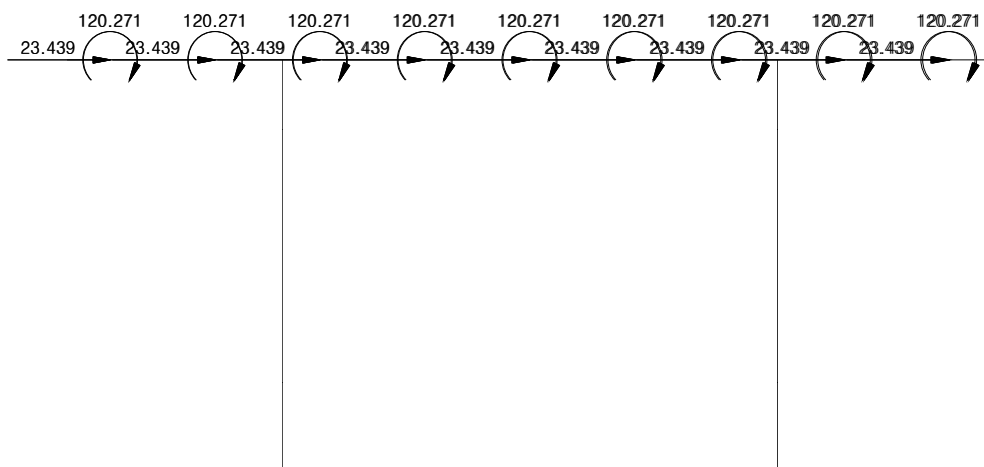
㉔ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 $\Delta T_x = 10^\circ\text{C}$



㉕ 교각 총돌하중 (CO-TR)

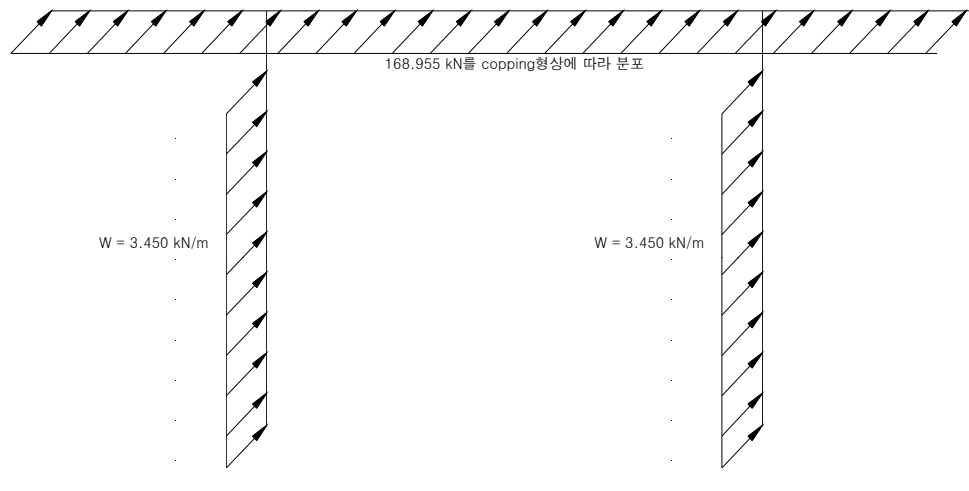


㉖ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

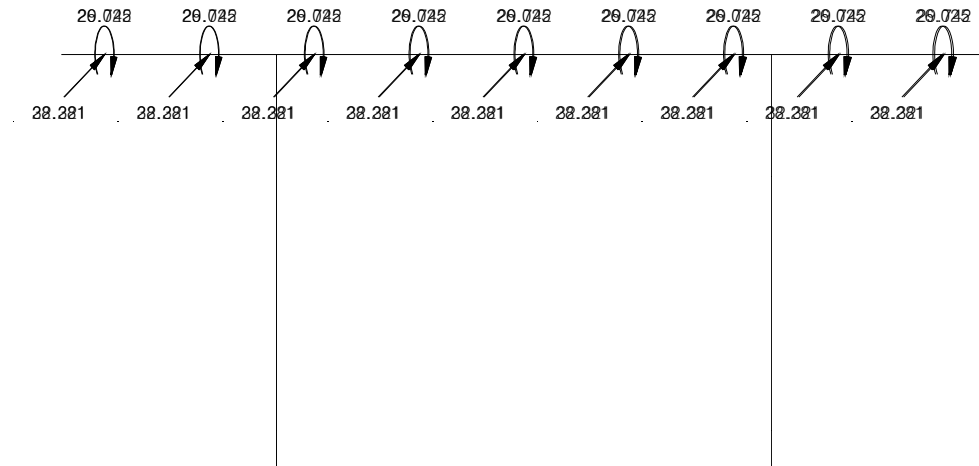


② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉡ 온도하중 (G-L01) : $P = 545.416 / 18EA = 30.301 \text{ kN}$ $M = 501.904 / 18EA = 27.884 \text{ kN.m}$



㉢ 교각 충돌하중 (C0-L0)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 37

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11490.853	-1397.805	-276.196	-12404.462	1031.556	-276.196	
L1	-2536.713	361.294	49.769	-2536.713	-76.460	49.769	
L2	-3207.552	-33.516	6.642	-3207.552	-91.935	6.642	
L3	-2136.139	435.064	40.694	-2136.139	77.126	40.694	
W-TR	552.866	-1579.353	-416.905	552.866	2221.108	-447.251	
WL	42.662	-109.591	-30.005	42.662	154.322	-30.005	
G-TR	-3.537	598.202	186.209	-3.537	-1039.654	186.209	
E-TR	0.000	6499.580	1979.080	0.000	11208.360	2034.890	
CO-TR	166.499	-1137.818	-9.821	166.499	3553.968	-1009.821	
CF	328.923	-819.093	-225.109	328.923	1160.915	-225.109	

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11490.853	-779.009	-0.451	-12404.462	-775.038	-0.451	
L1	-2536.713	60.652	4.649	-2536.713	19.758	4.649	
L2	-3207.552	-12.622	-0.170	-3207.552	-11.123	-0.170	
L3	-2136.139	16.877	2.011	-2136.139	-0.815	2.011	
W-L0	0.000	-100.393	93.641	0.000	-1057.496	123.987	
WL	42.662	0.000	0.000	42.662	0.000	0.000	
G-L02	0.000	-662.244	272.858	0.000	-3062.246	272.858	
E-L0	0.000	3874.070	1919.640	0.000	17290.220	1982.380	
CO-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	-2302.700	500.000	
CF	328.923	0.000	0.000	328.923	0.000	0.000	

② 기둥 : 부재번호 38

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11174.574	1728.153	276.196	-12088.183	-701.208	276.196	
L1	-3124.310	-201.982	-49.769	-3124.310	235.772	-49.769	
L2	-2440.434	-108.686	-6.642	-2440.434	-50.267	-6.642	
L3	-3523.453	-25.510	-40.694	-3523.453	332.429	-40.694	
W-TR	-552.866	-1295.980	-366.692	-552.866	2062.818	-397.037	
WL	-42.662	-88.593	-26.289	-42.662	142.640	-26.289	
G-TR	3.537	-552.220	-186.209	3.537	1085.637	-186.209	
E-TR	0.000	5830.640	1854.160	0.000	10778.020	1910.110	
CO-TR	-166.499	-1026.663	9.821	-166.499	3492.353	-990.179	
CF	-328.923	-659.078	-196.797	-328.923	1071.904	-196.797	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11174.574	-764.671	0.451	-12088.183	-768.642	0.451	
L1	-3124.310	-87.008	-4.649	-3124.310	-46.114	-4.649	
L2	-2440.434	-7.211	0.170	-2440.434	-8.710	0.170	
L3	-3523.453	-47.006	-2.011	-3523.453	-29.314	-2.011	
W-L0	0.000	-153.076	75.315	0.000	-948.984	105.660	
WL	-42.662	0.000	0.000	-42.662	0.000	0.000	
G-L02	0.000	-657.904	272.557	0.000	-3055.255	272.557	
E-L0	0.000	3990.280	1821.820	0.000	16642.520	1864.810	
CO-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	-2302.700	500.000	
CF	-328.923	0.000	0.000	-328.923	0.000	0.000	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재29, 절점30)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10736.713	4980.026	-10630.568	-4899.121	
L1	-1711.800	911.073	-2253.002	-1202.782	
L2	-2866.709	1405.302	-1560.629	-896.301	
L3	-980.928	623.983	-2999.904	-1489.404	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	696.968	0.000	-696.968	0.000	
WL	60.436	0.000	-60.436	0.000	
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CO-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	481.084	0.000	-481.084	0.000	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재 13, 절점 13)		중앙부		좌측 (부재 25, 절점 26)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7989.954	-3982.491	5593.142	-3982.491	-7596.852	3835.090	
L1	-1438.372	-1000.496	2234.768	-1000.496	-1809.860	1127.625	
L2	-2461.339	-1083.925	1735.040	-1083.925	-1031.753	850.172	
L3	-590.773	-886.025	2306.804	-886.025	-2543.877	1246.119	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	2686.884	552.866	2686.884	552.866	-2328.180	552.866	
WL	201.787	42.662	201.787	42.662	-175.214	42.662	
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	-873.953	-3.537	-835.179	-3.537	-835.179	-3.537	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
C0-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
C0-TR	982.890	166.499	982.890	166.499	-842.267	166.499	
CF	1543.259	328.923	1543.259	328.923	-1340.769	328.923	

⑤ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-91.828	1417.609	-110.270	2302.126	-7051.254	3995.168
L1	0.000	61.629	-0.801	376.197	-1030.829	537.470
L2	0.000	345.984	-4.498	660.552	-1813.089	1031.699
L3	0.000	61.629	-0.801	187.744	-514.844	349.017
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	174.242	0.000	348.484	0.000	522.726	0.000
WL	15.109	0.000	30.218	0.000	45.327	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C0-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C0-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	120.271	0.000	240.542	0.000	360.813	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-7115.201	4835.663	2104.160	-3474.086	2159.659	-2310.293
L1	-1039.428	911.073	1271.972	-1000.496	1287.394	-642.569
L2	-1829.596	1405.302	475.014	-1083.925	492.998	-749.314
L3	-520.429	623.983	1809.470	-886.025	1822.144	-528.098
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	696.968	0.000	1363.412	552.866	1524.386	552.866
WL	60.436	0.000	101.326	42.662	115.411	42.662
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

G-TR	0.000	0.000	-864.371	-3.537	-864.286	-3.537
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-TR	0.000	0.000	531.845	166.499	527.849	166.499
CF	481.084	0.000	772.478	328.923	884.854	328.923

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)		S9(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	5593.142	-1019.466	5589.235	960.952	2326.201	2589.265
L1	2234.768	-347.405	2233.069	349.287	1282.310	782.203
L2	1731.465	-454.150	1735.040	160.975	1296.866	504.750
L3	2306.804	230.344	2300.354	523.216	876.162	956.132
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	190.962	552.866	349.724	552.866	-1155.177	552.866
WL	14.182	42.662	28.097	42.662	-88.028	42.662
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-854.640	-3.537	-854.541	-3.537	-844.913	-3.537
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-TR	73.808	166.499	69.146	166.499	-384.063	166.499
CF	108.152	328.923	219.213	328.923	-676.115	328.923

구 분	S10(절점23)		S11(절점0)		S12(절점32)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	2243.258	3395.942	0.000	0.000	-7184.580	-4795.431
L1	1257.279	1127.625	0.000	0.000	-1397.824	-1202.782
L2	1280.714	850.172	0.000	0.000	-923.359	-896.301
L3	845.566	1246.119	0.000	0.000	-1940.938	-1489.404
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-998.627	552.866	0.000	0.000	-696.968	0.000
WL	-74.284	42.662	0.000	0.000	-60.436	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-844.800	-3.537	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-TR	-389.391	166.499	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	-566.370	328.923	0.000	0.000	-481.084	0.000

구 분	S13(절점33)		S14(절점35)		S15(절점36)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-7042.079	-3559.722	-94.489	-2416.504	-48.088	-1077.205
L1	-1366.257	-789.184	-6.105	-501.716	0.000	-141.972
L2	-898.691	-616.714	-6.105	-329.246	0.000	-141.972

L3	-1897.906	-1075.806	-14.406	-694.762	0.000	-335.018
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-522.726	0.000	-348.484	0.000	-174.242	0.000
WL	-45.327	0.000	-30.218	0.000	-15.109	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	-360.813	0.000	-240.542	0.000	-120.271	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 37

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-13698.643	-1855.604	-451.536	-14612.252	2116.011	-451.536	
SV002	-14369.482	-2250.414	-494.663	-15283.091	2100.536	-494.663	
SV003	-13298.070	-1781.833	-460.611	-14211.679	2269.597	-460.611	
SV004	-10937.987	-2977.158	-693.101	-11851.596	3252.665	-723.447	
SV005	-13379.549	-2754.872	-689.994	-14293.158	3380.887	-705.166	
SV006	-14050.388	-3149.682	-733.120	-14963.997	3365.412	-748.293	
SV007	-12978.975	-2681.101	-699.068	-13892.584	3534.472	-714.240	
SV008	-13702.180	-1257.402	-265.327	-14615.789	1076.357	-265.327	
SV009	-13695.106	-2453.806	-637.746	-14608.715	3155.665	-637.746	
SV010	-14373.020	-1652.211	-308.454	-15286.628	1060.882	-308.454	
SV011	-14365.945	-2848.616	-680.873	-15279.554	3140.190	-680.873	
SV012	-13301.607	-1183.631	-274.401	-14215.216	1229.942	-274.401	
SV013	-13294.533	-2380.036	-646.820	-14208.141	3309.251	-646.820	
SV014	-10941.524	-2378.956	-506.892	-11855.133	2213.011	-537.237	
SV015	-10934.450	-3575.361	-879.311	-11848.059	4292.319	-909.656	
SV016	-13383.086	-2156.670	-503.784	-14296.695	2341.233	-518.957	
SV017	-13376.012	-3353.074	-876.203	-14289.621	4420.541	-891.376	
SV018	-14053.925	-2551.479	-546.911	-14967.534	2325.758	-562.084	
SV019	-14046.851	-3747.884	-919.330	-14960.460	4405.066	-934.502	
SV020	-12982.512	-2082.899	-512.858	-13896.121	2494.818	-528.031	
SV021	-12975.438	-3279.304	-885.277	-13889.047	4574.127	-900.450	
SV022	-11490.853	5101.775	1702.884	-12404.462	12239.916	1758.694	
SV023	-13532.145	-2993.422	-461.358	-14445.754	5669.979	-1461.358	
SV024	-14202.984	-3388.231	-504.484	-15116.593	5654.504	-1504.484	
SV025	-13131.571	-2919.651	-470.432	-14045.180	5823.564	-1470.432	
SV026	-10771.489	-4114.976	-702.923	-11685.098	6806.633	-1733.268	

② 기둥 : 부재번호 38

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14627.807	867.094	29.631	-15541.416	606.468	29.631	
SV002	-13943.931	960.390	72.758	-14857.539	320.429	72.758	
SV003	-15026.949	1043.566	38.705	-15940.558	703.125	38.705	
SV004	-11727.440	432.173	-90.496	-12641.049	1361.610	-120.841	
SV005	-14946.901	130.511	-180.004	-15860.510	1780.517	-195.177	
SV006	-14263.025	223.807	-136.877	-15176.634	1494.478	-152.050	
SV007	-15346.044	306.983	-170.930	-16259.653	1877.174	-186.103	
SV008	-14624.270	314.874	-156.579	-15537.878	1692.104	-156.579	
SV009	-14631.344	1419.314	215.840	-15544.953	-479.169	215.840	
SV010	-13940.393	408.170	-113.452	-14854.002	1406.066	-113.452	
SV011	-13947.468	1512.610	258.967	-14861.077	-765.207	258.967	
SV012	-15023.412	491.346	-147.504	-15937.021	1788.761	-147.504	
SV013	-15030.486	1595.786	224.914	-15944.095	-382.512	224.914	
SV014	-11723.903	-120.046	-276.705	-12637.511	2447.247	-307.051	
SV015	-11730.977	984.393	95.714	-12644.586	275.974	65.368	
SV016	-14943.364	-421.708	-366.214	-15856.973	2866.153	-381.386	
SV017	-14950.438	682.731	6.205	-15864.047	694.880	-8.968	
SV018	-14259.488	-328.412	-323.087	-15173.097	2580.115	-338.259	
SV019	-14266.562	776.027	49.332	-15180.171	408.842	34.159	
SV020	-15342.507	-245.236	-357.139	-16256.116	2962.810	-372.312	
SV021	-15349.581	859.203	15.279	-16263.190	791.537	0.107	
SV022	-11174.574	7558.793	2130.356	-12088.183	10076.812	2186.306	
SV023	-14794.305	-159.569	39.452	-15707.914	4098.821	-960.548	
SV024	-14110.429	-66.273	82.579	-15024.038	3812.782	-917.421	
SV025	-15193.448	16.903	48.526	-16107.057	4195.478	-951.474	
SV026	-11893.938	-594.489	-80.675	-12807.547	4853.963	-1111.020	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-13698.643	-718.357	4.198	-14612.252	-755.280	4.198	
SVB02	-14369.482	-791.630	-0.622	-15283.091	-786.161	-0.622	
SVB03	-13298.070	-762.132	1.560	-14211.679	-775.853	1.560	
SVB04	-11490.853	-879.402	93.190	-12404.462	-1832.534	123.535	
SVB05	-13698.643	-768.554	51.018	-14612.252	-1284.028	66.191	
SVB06	-14369.482	-841.827	46.199	-15283.091	-1314.909	61.371	
SVB07	-13298.070	-812.329	48.381	-14211.679	-1304.601	63.553	
SVB08	-13698.643	-1380.601	277.056	-14612.252	-3817.526	277.056	
SVB09	-13698.643	-56.113	-268.661	-14612.252	2306.966	-268.661	
SVB10	-14369.482	-1453.874	272.237	-15283.091	-3848.407	272.237	
SVB11	-14369.482	-129.387	-273.480	-15283.091	2276.084	-273.480	
SVB12	-13298.070	-1424.376	274.418	-14211.679	-3838.099	274.418	
SVB13	-13298.070	-99.889	-271.298	-14211.679	2286.392	-271.298	
SVB14	-11490.853	-1541.646	366.048	-12404.462	-4894.780	396.393	
SVB15	-11490.853	-217.159	-179.669	-12404.462	1229.712	-149.323	
SVB16	-13698.643	-1430.798	323.877	-14612.252	-4346.274	339.049	
SVB17	-13698.643	-106.310	-221.840	-14612.252	1778.218	-206.667	
SVB18	-14369.482	-1504.071	319.057	-15283.091	-4377.155	334.230	
SVB19	-14369.482	-179.583	-226.660	-15283.091	1747.337	-211.487	
SVB20	-13298.070	-1474.573	321.239	-14211.679	-4366.847	336.412	
SVB21	-13298.070	-150.085	-224.478	-14211.679	1757.644	-209.305	
SVB22	-11490.853	3095.061	1919.189	-12404.462	16515.182	1981.929	
SVB23	-13698.643	-718.357	4.198	-14612.252	-3057.980	504.198	
SVB24	-14369.482	-791.630	-0.622	-15283.091	-3088.862	499.378	
SVB25	-13298.070	-762.132	1.560	-14211.679	-3078.554	501.560	
SVB26	-11490.853	-879.402	93.190	-12404.462	-4135.234	623.535	

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-14627.807	-851.679	-4.198	-15541.416	-814.756	-4.198	
SVB02	-13943.931	-771.883	0.622	-14857.539	-777.352	0.622	
SVB03	-15026.949	-811.677	-1.560	-15940.558	-797.956	-1.560	
SVB04	-11174.574	-917.748	75.766	-12088.183	-1717.625	106.112	
SVB05	-14627.807	-928.217	33.460	-15541.416	-1289.248	48.632	
SVB06	-13943.931	-848.421	38.279	-14857.539	-1251.843	53.452	
SVB07	-15026.949	-888.215	36.097	-15940.558	-1272.447	51.270	
SVB08	-14627.807	-1509.583	268.359	-15541.416	-3870.011	268.359	
SVB09	-14627.807	-193.775	-276.755	-15541.416	2240.499	-276.755	
SVB10	-13943.931	-1429.787	273.179	-14857.539	-3832.607	273.179	
SVB11	-13943.931	-113.978	-271.935	-14857.539	2277.903	-271.935	
SVB12	-15026.949	-1469.581	270.997	-15940.558	-3853.211	270.997	
SVB13	-15026.949	-153.773	-274.117	-15940.558	2257.299	-274.117	
SVB14	-11174.574	-1575.652	348.323	-12088.183	-4772.880	378.668	
SVB15	-11174.574	-259.844	-196.791	-12088.183	1337.629	-166.445	
SVB16	-14627.807	-1586.121	306.016	-15541.416	-4344.503	321.189	
SVB17	-14627.807	-270.313	-239.097	-15541.416	1766.007	-223.925	
SVB18	-13943.931	-1506.325	310.836	-14857.539	-4307.098	326.009	
SVB19	-13943.931	-190.517	-234.278	-14857.539	1803.411	-219.105	
SVB20	-15026.949	-1546.119	308.654	-15940.558	-4327.702	323.827	
SVB21	-15026.949	-230.311	-236.460	-15940.558	1782.808	-221.287	
SVB22	-11174.574	3225.609	1822.271	-12088.183	15873.878	1865.261	
SVB23	-14627.807	-851.679	-4.198	-15541.416	-3117.456	495.802	
SVB24	-13943.931	-771.883	0.622	-14857.539	-3080.052	500.622	
SVB25	-15026.949	-811.677	-1.560	-15940.558	-3100.656	498.440	
SVB26	-11174.574	-917.748	75.766	-12088.183	-4020.326	606.112	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재29, 절점30)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11967.429	5891.099	-13364.654	-6101.903	
SV002	-13122.338	6385.328	-12672.281	-5795.422	
SV003	-11236.557	5604.009	-14111.556	-6388.525	
SV004	-10039.745	4980.026	-11327.536	-4899.121	
SV005	-11558.508	5891.099	-13773.575	-6101.903	
SV006	-12713.417	6385.328	-13081.202	-5795.422	
SV007	-10827.636	5604.009	-14520.477	-6388.525	
SV008	-11967.429	5891.099	-13364.654	-6101.903	
SV009	-11967.429	5891.099	-13364.654	-6101.903	
SV010	-13122.338	6385.328	-12672.281	-5795.422	
SV011	-13122.338	6385.328	-12672.281	-5795.422	
SV012	-11236.557	5604.009	-14111.556	-6388.525	
SV013	-11236.557	5604.009	-14111.556	-6388.525	
SV014	-10039.745	4980.026	-11327.536	-4899.121	
SV015	-10039.745	4980.026	-11327.536	-4899.121	
SV016	-11558.508	5891.099	-13773.575	-6101.903	
SV017	-11558.508	5891.099	-13773.575	-6101.903	
SV018	-12713.417	6385.328	-13081.202	-5795.422	
SV019	-12713.417	6385.328	-13081.202	-5795.422	
SV020	-10827.636	5604.009	-14520.477	-6388.525	
SV021	-10827.636	5604.009	-14520.477	-6388.525	
SV022	-10736.713	4980.026	-10630.568	-4899.121	
SV023	-11967.429	5891.099	-13364.654	-6101.903	
SV024	-13122.338	6385.328	-12672.281	-5795.422	
SV025	-11236.557	5604.009	-14111.556	-6388.525	
SV026	-10039.745	4980.026	-11327.536	-4899.121	

② 두부분 : 지간1

하중	좌측 (부재 13, 절점 13)		중앙부		좌측 (부재 25, 절점 26)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-7885.066	-4654.064	8041.517	1639.162	-10747.482	5291.638	
SV002	-8908.034	-4737.493	7543.488	1450.850	-9969.375	5014.185	
SV003	-7037.468	-4539.593	8108.803	1813.090	-11481.499	5410.131	
SV004	-5303.070	-3429.625	5938.959	1513.818	-9925.032	4387.956	
SV005	-6339.837	-4334.969	8244.476	1958.256	-12086.786	5610.732	
SV006	-7362.804	-4418.398	7746.447	1769.944	-11308.679	5333.279	
SV007	-5492.238	-4220.499	8311.762	2132.185	-12820.803	5729.226	
SV008	-8759.019	-4657.601	7186.976	1635.625	-11582.661	5288.101	
SV009	-7011.113	-4650.527	8896.059	1642.699	-9912.303	5295.175	
SV010	-9781.987	-4741.030	6688.947	1447.313	-10804.554	5010.647	
SV011	-8034.081	-4733.956	8398.029	1454.387	-9134.196	5017.722	
SV012	-7911.421	-4543.130	7254.262	1809.553	-12316.678	5406.594	
SV013	-6163.515	-4536.056	8963.344	1816.628	-10646.320	5413.668	
SV014	-6177.022	-3433.162	5084.418	1510.281	-10760.211	4384.419	
SV015	-4429.117	-3426.088	6793.500	1517.355	-9089.853	4391.493	
SV016	-7213.790	-4338.506	7389.935	1954.719	-12921.965	5607.195	
SV017	-5465.884	-4331.432	9099.018	1961.793	-11251.607	5614.269	
SV018	-8236.757	-4421.935	6891.906	1766.407	-12143.858	5329.742	
SV019	-6488.852	-4414.861	8600.988	1773.481	-10473.500	5336.816	
SV020	-6366.191	-4224.036	7457.221	2128.648	-13655.982	5725.689	
SV021	-4618.286	-4216.961	9166.303	2135.722	-11985.624	5732.763	
SV022	-7989.954	-3982.491	5593.142	-1019.466	-7596.852	3835.090	
SV023	-6902.177	-4487.565	8110.663	1805.660	-11589.749	5458.136	
SV024	-7925.144	-4570.994	7612.634	1617.348	-10811.642	5180.683	
SV025	-6054.578	-4373.095	8177.949	1979.589	-12323.766	5576.630	
SV026	-4320.180	-3263.126	6008.105	1680.316	-10767.299	4554.454	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-91.828	1479.238	129.471	2678.323	-7841.541	4532.638
SV002	-91.828	1763.593	125.774	2962.678	-8623.801	5026.867
SV003	-91.828	1479.238	129.471	2489.870	-7325.556	4344.185
SV004	-91.828	1417.609	238.214	2302.126	-6702.770	3995.168
SV005	130.673	1479.238	333.931	2678.323	-7637.080	4532.638
SV006	130.673	1763.593	330.234	2962.678	-8419.341	5026.867
SV007	130.673	1479.238	333.931	2489.870	-7121.096	4344.185
SV008	-91.828	1479.238	129.471	2678.323	-7841.541	4532.638
SV009	-91.828	1479.238	129.471	2678.323	-7841.541	4532.638
SV010	-91.828	1763.593	125.774	2962.678	-8623.801	5026.867
SV011	-91.828	1763.593	125.774	2962.678	-8623.801	5026.867
SV012	-91.828	1479.238	129.471	2489.870	-7325.556	4344.185
SV013	-91.828	1479.238	129.471	2489.870	-7325.556	4344.185
SV014	-91.828	1417.609	238.214	2302.126	-6702.770	3995.168
SV015	-91.828	1417.609	238.214	2302.126	-6702.770	3995.168
SV016	130.673	1479.238	333.931	2678.323	-7637.080	4532.638
SV017	130.673	1479.238	333.931	2678.323	-7637.080	4532.638
SV018	130.673	1763.593	330.234	2962.678	-8419.341	5026.867
SV019	130.673	1763.593	330.234	2962.678	-8419.341	5026.867
SV020	130.673	1479.238	333.931	2489.870	-7121.096	4344.185
SV021	130.673	1479.238	333.931	2489.870	-7121.096	4344.185
SV022	-91.828	1417.609	-110.270	2302.126	-7051.254	3995.168
SV023	-91.828	1479.238	129.471	2678.323	-7841.541	4532.638
SV024	-91.828	1763.593	125.774	2962.678	-8623.801	5026.867
SV025	-91.828	1479.238	129.471	2489.870	-7325.556	4344.185
SV026	-91.828	1417.609	238.214	2302.126	-6702.770	3995.168

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-7793.816	5746.736	4148.610	-4145.659	4331.907	-2623.939
SV002	-8583.984	6240.965	3351.652	-4229.088	3537.511	-2730.684
SV003	-7274.817	5459.646	4686.107	-4031.188	4866.658	-2509.468
SV004	-6592.475	4835.663	3467.573	-2921.220	3684.045	-1757.427
SV005	-7487.126	5746.736	4931.642	-3826.564	5209.511	-2304.844
SV006	-8277.294	6240.965	4134.684	-3909.993	4415.115	-2411.589
SV007	-6968.126	5459.646	5469.140	-3712.093	5744.262	-2190.374
SV008	-7793.816	5746.736	3284.239	-4149.196	3467.621	-2627.476
SV009	-7793.816	5746.736	5012.981	-4142.122	5196.193	-2620.402
SV010	-8583.984	6240.965	2487.281	-4232.625	2673.225	-2734.221
SV011	-8583.984	6240.965	4216.023	-4225.551	4401.797	-2727.147
SV012	-7274.817	5459.646	3821.737	-4034.725	4002.372	-2513.005
SV013	-7274.817	5459.646	5550.478	-4027.651	5730.944	-2505.931
SV014	-6592.475	4835.663	2603.202	-2924.757	2819.759	-1760.964
SV015	-6592.475	4835.663	4331.943	-2917.683	4548.331	-1753.890
SV016	-7487.126	5746.736	4067.271	-3830.101	4345.226	-2308.381
SV017	-7487.126	5746.736	5796.013	-3823.027	6073.797	-2301.307
SV018	-8277.294	6240.965	3270.313	-3913.530	3550.830	-2415.127
SV019	-8277.294	6240.965	4999.055	-3906.456	5279.401	-2408.052
SV020	-6968.126	5459.646	4604.769	-3715.631	4879.976	-2193.911
SV021	-6968.126	5459.646	6333.511	-3708.556	6608.548	-2186.837
SV022	-7115.201	4835.663	2104.160	-3474.086	2159.659	-2310.293
SV023	-7793.816	5746.736	4680.455	-3979.160	4859.757	-2457.440
SV024	-8583.984	6240.965	3883.497	-4062.589	4065.361	-2564.185
SV025	-7274.817	5459.646	5217.953	-3864.689	5394.507	-2342.970
SV026	-6592.475	4835.663	3999.418	-2754.721	4211.894	-1590.928

구 분	S7(점점19)		S8(점점20)		S9(점점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	7936.062	-1037.948	8041.517	1639.162	3052.667	3700.391
SV002	7432.760	-1144.693	7543.488	1450.850	3067.223	3422.938
SV003	8008.098	-868.269	8108.803	1813.090	2646.518	3874.319
SV004	5784.104	689.940	5938.959	1513.818	1345.266	3142.131
SV005	8045.725	845.756	8244.476	1958.256	2489.280	4019.485
SV006	7542.423	-825.599	7746.447	1769.944	2503.837	3742.032
SV007	8117.762	1015.435	8311.762	2132.185	2083.132	4193.414
SV008	7081.421	-1041.485	7186.976	1635.625	2207.753	3696.854
SV009	8790.702	-1034.411	8896.059	1642.699	3897.580	3703.928
SV010	6578.119	-1148.230	6688.947	1447.313	2222.310	3419.400
SV011	8287.400	-1141.156	8398.029	1454.387	3912.136	3426.475
SV012	7153.458	-871.807	7254.262	1809.553	1801.605	3870.782
SV013	8862.739	-864.732	8963.344	1816.628	3491.432	3877.856
SV014	4929.464	686.403	5084.418	1510.281	500.353	3138.594
SV015	6638.745	693.477	6793.500	1517.355	2190.179	3145.668
SV016	7191.085	842.219	7389.935	1954.719	1644.367	4015.948
SV017	8900.365	849.294	9099.018	1961.793	3334.194	4023.022
SV018	6687.783	-829.136	6891.906	1766.407	1658.923	3738.495
SV019	8397.063	-822.062	8600.988	1773.481	3348.750	3745.569
SV020	7263.122	1011.898	7457.221	2128.648	1238.219	4189.877
SV021	8972.402	1018.972	9166.303	2135.722	2928.045	4196.951
SV022	5593.142	-1019.466	5589.235	960.952	2326.201	2589.265
SV023	8009.870	-871.450	8110.663	1805.660	2668.604	3866.889
SV024	7506.568	-978.195	7612.634	1617.348	2683.160	3589.436
SV025	8081.906	862.839	8177.949	1979.589	2262.455	4040.818
SV026	5857.912	856.438	6008.105	1680.316	961.203	3308.629

구 분	S10(절점23)		S11(절점0)		S12(절점32)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	3054.439	4852.490	0.000	0.000	-9063.488	-5998.213
SV002	3077.874	4575.037	0.000	0.000	-8589.023	-5691.732
SV003	2642.725	4970.983	0.000	0.000	-9606.602	-6284.835
SV004	1418.873	3948.808	0.000	0.000	-7881.548	-4795.431
SV005	2583.072	5171.584	0.000	0.000	-9472.408	-5998.213
SV006	2606.506	4894.131	0.000	0.000	-8997.943	-5691.732
SV007	2171.358	5290.078	0.000	0.000	-10015.522	-6284.835
SV008	2209.639	4848.953	0.000	0.000	-9063.488	-5998.213
SV009	3899.239	4856.027	0.000	0.000	-9063.488	-5998.213
SV010	2233.074	4571.499	0.000	0.000	-8589.023	-5691.732
SV011	3922.674	4578.574	0.000	0.000	-8589.023	-5691.732
SV012	1797.925	4967.446	0.000	0.000	-9606.602	-6284.835
SV013	3487.525	4974.520	0.000	0.000	-9606.602	-6284.835
SV014	574.073	3945.270	0.000	0.000	-7881.548	-4795.431
SV015	2263.673	3952.345	0.000	0.000	-7881.548	-4795.431
SV016	1738.272	5168.047	0.000	0.000	-9472.408	-5998.213
SV017	3427.872	5175.121	0.000	0.000	-9472.408	-5998.213
SV018	1761.706	4890.594	0.000	0.000	-8997.943	-5691.732
SV019	3451.306	4897.668	0.000	0.000	-8997.943	-5691.732
SV020	1326.558	5286.541	0.000	0.000	-10015.522	-6284.835
SV021	3016.158	5293.615	0.000	0.000	-10015.522	-6284.835
SV022	2243.258	3395.942	0.000	0.000	-7184.580	-4795.431
SV023	2665.048	5018.988	0.000	0.000	-9063.488	-5998.213
SV024	2688.483	4741.535	0.000	0.000	-8589.023	-5691.732
SV025	2253.334	5137.482	0.000	0.000	-9606.602	-6284.835
SV026	1029.483	4115.306	0.000	0.000	-7881.548	-4795.431

구 분	S13(절점33)		S14(절점35)		S15(절점36)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-8769.149	-4348.906	-341.136	-2918.220	-168.359	-1219.177
SV002	-8301.582	-4176.436	-341.136	-2745.750	-168.359	-1219.177
SV003	-9300.797	-4635.528	-349.437	-3111.266	-168.359	-1412.223
SV004	-7564.805	-3559.722	-442.973	-2416.504	-222.330	-1077.205
SV005	-9075.839	-4348.906	-545.596	-2918.220	-270.590	-1219.177
SV006	-8608.273	-4176.436	-545.596	-2745.750	-270.590	-1219.177
SV007	-9607.488	-4635.528	-553.897	-3111.266	-270.590	-1412.223
SV008	-8769.149	-4348.906	-341.136	-2918.220	-168.359	-1219.177
SV009	-8769.149	-4348.906	-341.136	-2918.220	-168.359	-1219.177
SV010	-8301.582	-4176.436	-341.136	-2745.750	-168.359	-1219.177
SV011	-8301.582	-4176.436	-341.136	-2745.750	-168.359	-1219.177
SV012	-9300.797	-4635.528	-349.437	-3111.266	-168.359	-1412.223
SV013	-9300.797	-4635.528	-349.437	-3111.266	-168.359	-1412.223
SV014	-7564.805	-3559.722	-442.973	-2416.504	-222.330	-1077.205
SV015	-7564.805	-3559.722	-442.973	-2416.504	-222.330	-1077.205
SV016	-9075.839	-4348.906	-545.596	-2918.220	-270.590	-1219.177
SV017	-9075.839	-4348.906	-545.596	-2918.220	-270.590	-1219.177
SV018	-8608.273	-4176.436	-545.596	-2745.750	-270.590	-1219.177
SV019	-8608.273	-4176.436	-545.596	-2745.750	-270.590	-1219.177
SV020	-9607.488	-4635.528	-553.897	-3111.266	-270.590	-1412.223
SV021	-9607.488	-4635.528	-553.897	-3111.266	-270.590	-1412.223
SV022	-7042.079	-3559.722	-94.489	-2416.504	-48.088	-1077.205
SV023	-8769.149	-4348.906	-341.136	-2918.220	-168.359	-1219.177
SV024	-8301.582	-4176.436	-341.136	-2745.750	-168.359	-1219.177
SV025	-9300.797	-4635.528	-349.437	-3111.266	-168.359	-1412.223
SV026	-7564.805	-3559.722	-442.973	-2416.504	-222.330	-1077.205

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 37

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-19964.442	-2105.186	-544.694	-21152.134	2685.823	-544.694	
UL002	-21406.747	-2954.026	-637.417	-22594.438	2652.552	-637.417	
UL003	-19103.209	-1946.579	-564.204	-20290.901	3016.032	-564.204	
UL004	-14219.384	-3870.306	-901.032	-15407.075	4228.464	-940.481	
UL005	-17393.413	-3581.334	-896.992	-18581.105	4395.153	-916.716	
UL006	-18265.504	-4094.586	-953.057	-19453.196	4375.036	-972.781	
UL007	-16872.668	-3485.432	-908.788	-18060.359	4594.814	-928.513	
UL008	-17812.835	-1634.623	-344.925	-19000.526	1399.264	-344.925	
UL009	-17803.638	-3189.948	-829.069	-18991.330	4102.364	-829.069	
UL010	-18684.925	-2147.875	-400.990	-19872.617	1379.147	-400.990	
UL011	-18675.729	-3703.200	-885.134	-19863.420	4082.247	-885.134	
UL012	-17292.089	-1538.720	-356.722	-18479.780	1598.925	-356.722	
UL013	-17282.892	-3094.046	-840.866	-18470.584	4302.026	-840.866	
UL014	-13676.906	-2973.695	-633.615	-14818.917	2766.263	-671.547	
UL015	-13668.063	-4469.201	-1099.138	-14810.074	5365.399	-1137.070	
UL016	-16728.857	-2695.838	-629.730	-17870.868	2926.541	-648.696	
UL017	-16720.015	-4191.343	-1095.254	-17862.026	5525.676	-1114.219	
UL018	-17567.406	-3189.349	-683.639	-18709.417	2907.197	-702.605	
UL019	-17558.563	-4684.855	-1149.162	-18700.575	5506.333	-1168.128	
UL020	-16228.140	-2603.624	-641.073	-17370.151	3118.523	-660.039	
UL021	-16219.298	-4099.130	-1106.596	-17361.309	5717.658	-1125.562	
UL022	-11490.853	5101.775	1702.884	-12404.462	12239.916	1758.694	
UL023	-17591.788	-3891.449	-599.765	-18779.480	7370.972	-1899.765	
UL024	-18463.879	-4404.701	-655.830	-19651.571	7350.855	-1955.830	
UL025	-17071.042	-3795.547	-611.561	-18258.734	7570.634	-1911.561	
UL026	-12925.787	-4937.972	-843.507	-14022.117	8167.959	-2079.922	

② 기둥 : 부재번호 38

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-21671.812	955.538	-3.783	-22859.504	988.814	-3.783	
UL002	-20201.478	1156.124	88.940	-21389.170	373.831	88.940	
UL003	-22529.969	1334.952	15.726	-23717.660	1196.627	15.726	
UL004	-15245.672	561.825	-117.644	-16433.363	1770.093	-157.094	
UL005	-19430.972	169.665	-234.005	-20618.663	2314.672	-253.730	
UL006	-18541.933	290.950	-177.941	-19729.624	1942.822	-197.665	
UL007	-19949.857	399.078	-222.209	-21137.549	2440.326	-241.934	
UL008	-19011.550	409.336	-203.552	-20199.242	2199.736	-203.552	
UL009	-19020.747	1845.108	280.592	-20208.439	-622.919	280.592	
UL010	-18122.512	530.621	-147.487	-19310.203	1827.885	-147.487	
UL011	-18131.708	1966.393	336.657	-19319.400	-994.770	336.657	
UL012	-19530.436	638.750	-191.756	-20718.127	2325.390	-191.756	
UL013	-19539.632	2074.521	292.389	-20727.324	-497.265	292.389	
UL014	-14654.878	-150.058	-345.881	-15796.889	3059.058	-383.813	
UL015	-14663.721	1230.492	119.642	-15805.732	344.967	81.710	
UL016	-18679.205	-527.135	-457.767	-19821.216	3582.692	-476.733	
UL017	-18688.048	853.414	7.756	-19830.059	868.600	-11.210	
UL018	-17824.360	-410.516	-403.858	-18966.371	3225.144	-422.824	
UL019	-17833.203	970.034	61.665	-18975.214	511.052	42.699	
UL020	-19178.133	-306.546	-446.424	-20320.145	3703.513	-465.390	
UL021	-19186.976	1074.004	19.099	-20328.987	989.422	0.133	
UL022	-11174.574	7558.793	2130.356	-12088.183	10076.812	2186.306	
UL023	-19232.597	-207.440	51.288	-20420.288	5328.467	-1248.712	
UL024	-18343.558	-86.155	107.353	-19531.249	4956.617	-1192.647	
UL025	-19751.482	21.974	63.084	-20939.174	5454.121	-1236.916	
UL026	-14272.726	-713.387	-96.810	-15369.056	5824.756	-1333.224	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기동 : 부재번호 37

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-16517.186	-1685.844	-461.835	-17430.795	2376.356	-461.835	
UE002	-17959.491	-2534.684	-554.558	-18873.099	2343.085	-554.558	
UE003	-15655.953	-1527.237	-481.345	-16569.562	2706.565	-481.345	
UE004	-10772.128	-3450.964	-818.173	-11685.736	3918.997	-857.622	
UE005	-13946.157	-3161.993	-814.133	-14859.766	4085.686	-833.857	
UE006	-14818.248	-3675.245	-870.198	-15731.857	4065.569	-889.922	
UE007	-13425.412	-3066.090	-825.929	-14339.021	4285.347	-845.654	
UE008	-14365.579	-1215.281	-262.066	-15279.187	1089.797	-262.066	
UE009	-14356.382	-2770.607	-746.211	-15269.991	3792.898	-746.211	
UE010	-15237.669	-1728.533	-318.131	-16151.278	1069.680	-318.131	
UE011	-15228.473	-3283.859	-802.276	-16142.082	3772.780	-802.276	
UE012	-13844.833	-1119.379	-273.863	-14758.442	1289.458	-273.863	
UE013	-13835.636	-2674.705	-758.007	-14749.245	3992.559	-758.007	
UE014	-10229.650	-2554.354	-550.756	-11097.578	2456.796	-588.688	
UE015	-10220.807	-4049.859	-1016.280	-11088.735	5055.932	-1054.211	
UE016	-13281.601	-2276.496	-546.871	-14149.530	2617.074	-565.837	
UE017	-13272.759	-3772.002	-1012.395	-14140.687	5216.209	-1031.361	
UE018	-14120.150	-2770.008	-600.780	-14988.079	2597.730	-619.746	
UE019	-14111.308	-4265.513	-1066.303	-14979.236	5196.866	-1085.269	
UE020	-12780.884	-2184.283	-558.214	-13648.813	2809.056	-577.180	
UE021	-12772.042	-3679.788	-1023.737	-13639.970	5408.191	-1042.703	
UE022	-11490.853	768.722	1702.884	-12404.462	4767.676	1758.694	
UE023	-14144.532	-3472.107	-516.906	-15058.141	7061.505	-1816.906	
UE024	-15016.623	-3985.359	-572.971	-15930.232	7041.388	-1872.971	
UE025	-13623.786	-3376.205	-528.703	-14537.395	7261.167	-1828.703	
UE026	-9478.531	-4518.630	-760.648	-10300.779	7858.492	-1997.063	

② 기동 : 부재번호 38

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-18319.440	437.092	-86.642	-19233.049	1199.176	-86.642	
UE002	-16849.106	637.678	6.081	-17762.715	584.193	6.081	
UE003	-19177.597	816.506	-67.133	-20091.206	1406.989	-67.133	
UE004	-11893.299	43.379	-200.503	-12806.908	1980.456	-239.952	
UE005	-16078.599	-348.781	-316.864	-16992.208	2525.034	-336.589	
UE006	-15189.561	-227.496	-260.799	-16103.169	2153.184	-280.524	
UE007	-16597.485	-119.368	-305.068	-17511.094	2650.688	-324.792	
UE008	-15659.178	-109.110	-286.411	-16572.787	2410.098	-286.411	
UE009	-15668.375	1326.662	197.733	-16581.984	-412.557	197.733	
UE010	-14770.139	12.175	-230.346	-15683.748	2038.248	-230.346	
UE011	-14779.336	1447.947	253.798	-15692.945	-784.407	253.798	
UE012	-16178.064	120.304	-274.614	-17091.673	2535.752	-274.614	
UE013	-16187.260	1556.075	209.530	-17100.869	-286.903	209.530	
UE014	-11302.506	-668.504	-428.740	-12170.434	3269.421	-466.672	
UE015	-11311.349	712.046	36.783	-12179.277	555.329	-1.149	
UE016	-15326.833	-1045.582	-540.626	-16194.761	3793.054	-559.592	
UE017	-15335.676	334.968	-75.102	-16203.604	1078.963	-94.068	
UE018	-14471.988	-928.962	-486.717	-15339.916	3435.506	-505.683	
UE019	-14480.831	451.588	-21.194	-15348.759	721.415	-40.160	
UE020	-15825.761	-824.992	-529.283	-16693.690	3913.875	-548.249	
UE021	-15834.604	555.558	-63.760	-16702.533	1199.784	-82.726	
UE022	-11174.574	3671.700	2130.356	-12088.183	2891.466	2186.306	
UE023	-15880.225	-725.886	-31.571	-16793.834	5538.829	-1331.571	
UE024	-14991.186	-604.601	24.494	-15904.795	5166.979	-1275.506	
UE025	-16399.110	-496.472	-19.775	-17312.719	5664.483	-1319.775	
UE026	-10920.354	-1231.833	-179.668	-11742.602	6035.118	-1416.083	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-19964.442	-882.310	9.409	-21152.134	-965.070	9.409	
ULB02	-21406.747	-1039.848	-0.953	-22594.438	-1031.465	-0.953	
ULB03	-19103.209	-976.427	3.738	-20290.901	-1009.302	3.738	
ULB04	-14938.109	-1143.223	121.147	-16125.801	-2382.294	160.596	
ULB05	-17808.236	-999.120	66.324	-18995.928	-1669.236	86.048	
ULB06	-18680.327	-1094.375	60.058	-19868.019	-1709.382	79.783	
ULB07	-17287.491	-1056.028	62.895	-18475.182	-1695.982	82.619	
ULB08	-17808.236	-1794.781	360.173	-18995.928	-4962.784	360.173	
ULB09	-17808.236	-72.948	-349.259	-18995.928	2999.055	-349.259	
ULB10	-18680.327	-1890.036	353.908	-19868.019	-5002.929	353.908	
ULB11	-18680.327	-168.203	-355.524	-19868.019	2958.910	-355.524	
ULB12	-17287.491	-1851.689	356.744	-18475.182	-4989.529	356.744	
ULB13	-17287.491	-129.855	-352.688	-18475.182	2972.310	-352.688	
ULB14	-14363.567	-1927.057	457.560	-15505.578	-6118.475	495.492	
ULB15	-14363.567	-271.448	-224.586	-15505.578	1537.140	-186.654	
ULB16	-17123.304	-1788.497	404.846	-18265.315	-5432.842	423.812	
ULB17	-17123.304	-132.888	-277.300	-18265.315	2222.772	-258.334	
ULB18	-17961.853	-1880.089	398.821	-19103.864	-5471.444	417.787	
ULB19	-17961.853	-224.479	-283.324	-19103.864	2184.171	-264.359	
ULB20	-16622.587	-1843.216	401.549	-17764.598	-5458.559	420.515	
ULB21	-16622.587	-187.607	-280.597	-17764.598	2197.056	-261.631	
ULB22	-11490.853	3095.061	1919.189	-12404.462	16515.182	1981.929	
ULB23	-17808.236	-933.864	5.457	-18995.928	-3975.375	655.457	
ULB24	-18680.327	-1029.120	-0.808	-19868.019	-4015.520	649.192	
ULB25	-17287.491	-990.772	2.028	-18475.182	-4002.120	652.028	
ULB26	-13789.024	-1055.283	111.828	-14885.355	-4962.281	748.242	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-21671.812	-1181.139	-9.409	-22859.504	-1098.380	-9.409	
ULB02	-20201.478	-1009.577	0.953	-21389.170	-1017.960	0.953	
ULB03	-22529.969	-1095.135	-3.738	-23717.660	-1062.259	-3.738	
ULB04	-14526.946	-1193.072	98.496	-15714.637	-2232.913	137.945	
ULB05	-19016.149	-1206.682	43.497	-20203.840	-1676.022	63.222	
ULB06	-18127.110	-1102.947	49.763	-19314.801	-1627.396	69.487	
ULB07	-19535.034	-1154.679	46.927	-20722.726	-1654.182	66.651	
ULB08	-19016.149	-1962.458	348.867	-20203.840	-5031.014	348.867	
ULB09	-19016.149	-251.907	-359.781	-20203.840	2912.649	-359.781	
ULB10	-18127.110	-1858.723	355.132	-19314.801	-4982.389	355.132	
ULB11	-18127.110	-148.172	-353.516	-19314.801	2961.274	-353.516	
ULB12	-19535.034	-1910.455	352.296	-20722.726	-5009.174	352.296	
ULB13	-19535.034	-199.904	-356.352	-20722.726	2934.489	-356.352	
ULB14	-13968.217	-1969.565	435.404	-15110.228	-5966.100	473.336	
ULB15	-13968.217	-324.804	-245.989	-15110.228	1672.037	-208.057	
ULB16	-18284.758	-1982.651	382.521	-19426.769	-5430.628	401.486	
ULB17	-18284.758	-337.891	-298.872	-19426.769	2207.509	-279.906	
ULB18	-17429.913	-1882.906	388.545	-18571.924	-5383.873	407.511	
ULB19	-17429.913	-238.146	-292.847	-18571.924	2254.264	-273.881	
ULB20	-18783.687	-1932.649	385.818	-19925.698	-5409.628	404.784	
ULB21	-18783.687	-287.889	-295.574	-19925.698	2228.509	-276.609	
ULB22	-11174.574	3225.609	1822.271	-12088.183	15873.878	1865.261	
ULB23	-19016.149	-1107.183	-5.457	-20203.840	-4052.693	644.543	
ULB24	-18127.110	-1003.447	0.808	-19314.801	-4004.068	650.808	
ULB25	-19535.034	-1055.180	-2.028	-20722.726	-4030.853	647.972	
ULB26	-13409.489	-1101.297	90.919	-14505.819	-4824.391	727.334	

4) 교축방향 (편심최대)

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-16517.186	-648.608	9.544	-17430.795	-732.558	9.544	
UEB02	-17959.491	-806.145	-0.818	-18873.099	-798.953	-0.818	
UEB03	-15655.953	-742.724	3.873	-16569.562	-776.791	3.873	
UEB04	-11490.853	-909.520	121.282	-12404.462	-2149.783	160.731	
UEB05	-14360.980	-765.417	66.459	-15274.589	-1436.725	86.184	
UEB06	-15233.071	-860.673	60.194	-16146.680	-1476.871	79.918	
UEB07	-13840.235	-822.325	63.030	-14753.843	-1463.470	82.755	
UEB08	-14360.980	-1561.078	360.308	-15274.589	-4730.272	360.308	
UEB09	-14360.980	160.755	-349.123	-15274.589	3231.567	-349.123	
UEB10	-15233.071	-1656.334	354.043	-16146.680	-4770.418	354.043	
UEB11	-15233.071	65.500	-355.389	-16146.680	3191.421	-355.389	
UEB12	-13840.235	-1617.986	356.879	-14753.843	-4757.018	356.879	
UEB13	-13840.235	103.848	-352.552	-14753.843	3204.822	-352.552	
UEB14	-10916.311	-1693.355	457.695	-11784.239	-5885.963	495.627	
UEB15	-10916.311	-37.746	-224.450	-11784.239	1769.651	-186.519	
UEB16	-13676.048	-1554.794	404.981	-14543.977	-5200.331	423.947	
UEB17	-13676.048	100.815	-277.165	-14543.977	2455.284	-258.199	
UEB18	-14514.597	-1646.386	398.957	-15382.525	-5238.932	417.923	
UEB19	-14514.597	9.223	-283.189	-15382.525	2416.682	-264.223	
UEB20	-13175.331	-1609.513	401.684	-14043.259	-5226.048	420.650	
UEB21	-13175.331	46.096	-280.462	-14043.259	2429.567	-261.496	
UEB22	-11490.853	512.348	1919.189	-12404.462	4988.369	1981.929	
UEB23	-14360.980	-700.162	5.593	-15274.589	-3742.863	655.593	
UEB24	-15233.071	-795.417	-0.673	-16146.680	-3783.009	649.327	
UEB25	-13840.235	-757.069	2.163	-14753.843	-3769.609	652.163	
UEB26	-10341.768	-821.580	111.963	-11164.016	-4729.770	748.378	

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-18319.440	-951.738	-9.544	-19233.049	-867.787	-9.544	
UEB02	-16849.106	-780.176	0.818	-17762.715	-787.368	0.818	
UEB03	-19177.597	-865.733	-3.873	-20091.206	-831.666	-3.873	
UEB04	-11174.574	-963.671	98.360	-12088.183	-2002.321	137.810	
UEB05	-15663.777	-977.281	43.362	-16577.385	-1445.429	63.086	
UEB06	-14774.738	-873.546	49.627	-15688.347	-1396.804	69.352	
UEB07	-16182.662	-925.278	46.791	-17096.271	-1423.589	66.516	
UEB08	-15663.777	-1733.056	348.731	-16577.385	-4800.422	348.731	
UEB09	-15663.777	-22.506	-359.917	-16577.385	3143.241	-359.917	
UEB10	-14774.738	-1629.321	354.997	-15688.347	-4751.796	354.997	
UEB11	-14774.738	81.229	-353.651	-15688.347	3191.867	-353.651	
UEB12	-16182.662	-1681.054	352.161	-17096.271	-4778.581	352.161	
UEB13	-16182.662	29.497	-356.487	-17096.271	3165.082	-356.487	
UEB14	-10615.845	-1740.163	435.268	-11483.774	-5735.508	473.200	
UEB15	-10615.845	-95.403	-246.124	-11483.774	1902.629	-208.192	
UEB16	-14932.386	-1753.250	382.385	-15800.315	-5200.036	401.351	
UEB17	-14932.386	-108.490	-299.007	-15800.315	2438.102	-280.041	
UEB18	-14077.541	-1653.505	388.410	-14945.470	-5153.280	407.376	
UEB19	-14077.541	-8.745	-292.983	-14945.470	2484.857	-274.017	
UEB20	-15431.315	-1703.247	385.682	-16299.243	-5179.035	404.648	
UEB21	-15431.315	-58.487	-295.710	-16299.243	2459.102	-276.744	
UEB22	-11174.574	565.422	1822.271	-12088.183	4778.865	1865.261	
UEB23	-15663.777	-877.781	-5.593	-16577.385	-3822.101	644.407	
UEB24	-14774.738	-774.046	0.673	-15688.347	-3773.475	650.673	
UEB25	-16182.662	-825.778	-2.163	-17096.271	-3800.260	647.837	
UEB26	-10057.116	-871.896	90.784	-10879.364	-4593.798	727.198	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재29, 절점30)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-17012.687	8432.841	-19289.103	-8954.838	
UL002	-19495.742	9495.433	-17800.501	-8295.904	
UL003	-15441.312	7815.598	-20894.942	-9571.076	
UL004	-13051.668	6474.034	-14725.797	-6368.857	
UL005	-15026.061	7658.429	-17905.647	-7932.474	
UL006	-16527.443	8300.927	-17005.562	-7534.048	
UL007	-14075.927	7285.212	-18876.620	-8305.082	
UL008	-15557.657	7658.429	-17374.051	-7932.474	
UL009	-15557.657	7658.429	-17374.051	-7932.474	
UL010	-17059.039	8300.927	-16473.966	-7534.048	
UL011	-17059.039	8300.927	-16473.966	-7534.048	
UL012	-14607.524	7285.212	-18345.023	-8305.082	
UL013	-14607.524	7285.212	-18345.023	-8305.082	
UL014	-12549.681	6225.033	-14159.420	-6123.901	
UL015	-12549.681	6225.033	-14159.420	-6123.901	
UL016	-14448.135	7363.874	-17216.969	-7627.379	
UL017	-14448.135	7363.874	-17216.969	-7627.379	
UL018	-15891.772	7981.660	-16351.502	-7244.277	
UL019	-15891.772	7981.660	-16351.502	-7244.277	
UL020	-13534.545	7005.012	-18150.596	-7985.656	
UL021	-13534.545	7005.012	-18150.596	-7985.656	
UL022	-10736.713	4980.026	-10630.568	-4899.121	
UL023	-15557.657	7658.429	-17374.051	-7932.474	
UL024	-17059.039	8300.927	-16473.966	-7534.048	
UL025	-14607.524	7285.212	-18345.023	-8305.082	
UL026	-12047.693	5976.032	-13593.043	-5878.945	

② 두부분 : 지간1

하중	좌측 (부재 13, 절점 13)		중앙부		좌측 (부재 25, 절점 26)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-11473.202	-6900.705	12352.081	2427.804	-15510.108	7837.610	
UL002	-13672.582	-7080.077	11281.318	2022.933	-13837.177	7241.086	
UL003	-9650.865	-6654.593	12496.745	2801.751	-17088.244	8092.372	
UL004	-6893.990	-4458.512	7720.647	1967.963	-12902.542	5704.342	
UL005	-8241.788	-5635.460	10717.819	2545.733	-15712.822	7293.952	
UL006	-9571.646	-5743.918	10070.381	2300.927	-14701.283	6933.263	
UL007	-7139.910	-5486.648	10805.291	2771.840	-16667.044	7447.994	
UL008	-11386.725	-6054.881	9343.069	2126.312	-15057.460	6874.531	
UL009	-9114.448	-6045.685	11564.876	2135.509	-12885.994	6883.727	
UL010	-12716.583	-6163.339	8695.631	1881.506	-14045.920	6513.842	
UL011	-10444.305	-6154.143	10917.438	1890.703	-11874.455	6523.038	
UL012	-10284.847	-5906.069	9430.540	2352.419	-16011.681	7028.573	
UL013	-8012.569	-5896.873	11652.348	2361.616	-13840.216	7037.769	
UL014	-7721.278	-4291.452	6355.523	1887.851	-13450.264	5480.523	
UL015	-5536.396	-4282.610	8491.876	1896.694	-11362.317	5489.366	
UL016	-9017.237	-5423.133	9237.419	2443.399	-16152.457	7008.994	
UL017	-6832.355	-5414.290	11373.772	2452.242	-14064.509	7017.837	
UL018	-10295.947	-5527.419	8614.882	2208.009	-15179.823	6662.178	
UL019	-8111.065	-5518.577	10751.235	2216.852	-13091.875	6671.020	
UL020	-7957.739	-5280.045	9321.526	2660.810	-17069.978	7157.111	
UL021	-5772.857	-5271.202	11457.879	2669.653	-14982.030	7165.954	
UL022	-7989.954	-3982.491	5593.142	-1019.466	-7596.852	3835.090	
UL023	-8972.829	-5833.835	10543.862	2347.358	-15066.674	7095.577	
UL024	-10302.687	-5942.293	9896.424	2102.553	-14055.134	6734.888	
UL025	-7870.951	-5685.023	10631.334	2573.466	-16020.896	7249.619	
UL026	-5184.216	-3915.752	7209.726	2016.379	-12920.759	5465.345	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-119.376	1975.394	167.631	3801.588	-11070.207	6349.279
UL002	-119.376	2586.757	159.683	4412.951	-12752.067	7411.872
UL003	-119.376	1975.394	167.631	3396.414	-9960.841	5944.105
UL004	-119.376	1842.892	309.678	2992.764	-8713.601	5193.719
UL005	169.875	1923.009	434.110	3481.820	-9928.205	5892.430
UL006	169.875	2292.671	429.304	3851.482	-10945.143	6534.927
UL007	169.875	1923.009	434.110	3236.831	-9257.425	5647.441
UL008	-119.376	1923.009	168.312	3481.820	-10194.003	5892.430
UL009	-119.376	1923.009	168.312	3481.820	-10194.003	5892.430
UL010	-119.376	2292.671	163.506	3851.482	-11210.942	6534.927
UL011	-119.376	2292.671	163.506	3851.482	-11210.942	6534.927
UL012	-119.376	1923.009	168.312	3236.831	-9523.223	5647.441
UL013	-119.376	1923.009	168.312	3236.831	-9523.223	5647.441
UL014	-114.785	1772.011	297.767	2877.658	-8378.463	4993.960
UL015	-114.785	1772.011	297.767	2877.658	-8378.463	4993.960
UL016	163.341	1849.048	417.414	3347.904	-9546.351	5665.798
UL017	163.341	1849.048	417.414	3347.904	-9546.351	5665.798
UL018	163.341	2204.491	412.793	3703.348	-10524.176	6283.584
UL019	163.341	2204.491	412.793	3703.348	-10524.176	6283.584
UL020	163.341	1849.048	417.414	3112.338	-8901.370	5430.232
UL021	163.341	1849.048	417.414	3112.338	-8901.370	5430.232
UL022	-91.828	1417.609	-110.270	2302.126	-7051.254	3995.168
UL023	-119.376	1923.009	168.312	3481.820	-10194.003	5892.430
UL024	-119.376	2292.671	163.506	3851.482	-11210.942	6534.927
UL025	-119.376	1923.009	168.312	3236.831	-9523.223	5647.441
UL026	-110.194	1701.131	285.857	2762.551	-8043.324	4794.202

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-11015.475	8245.169	6474.369	-6239.778	6725.764	-3957.304
UL002	-12714.337	9307.762	4760.910	-6419.150	5017.813	-4186.806
UL003	-9899.626	7627.926	7629.989	-5993.666	7875.477	-3711.192
UL004	-8570.218	6286.362	4507.844	-3797.586	4789.258	-2284.655
UL005	-9733.264	7470.757	6411.135	-4974.533	6772.365	-2996.298
UL006	-10760.482	8113.255	5375.090	-5082.991	5739.650	-3135.066
UL007	-9058.564	7097.540	7109.882	-4825.721	7467.540	-2847.486
UL008	-10131.961	7470.757	4269.511	-5393.954	4507.908	-3415.719
UL009	-10131.961	7470.757	6516.875	-5384.758	6755.051	-3406.522
UL010	-11159.180	8113.255	3233.466	-5502.412	3475.193	-3554.487
UL011	-11159.180	8113.255	5480.830	-5493.216	5722.337	-3545.291
UL012	-9457.262	7097.540	4968.258	-5245.143	5203.083	-3266.907
UL013	-9457.262	7097.540	7215.622	-5235.946	7450.227	-3257.710
UL014	-8240.594	6044.579	3254.002	-3655.946	3524.699	-2201.205
UL015	-8240.594	6044.579	5414.929	-3647.103	5685.413	-2192.362
UL016	-9358.907	7183.420	5084.089	-4787.627	5431.532	-2885.477
UL017	-9358.907	7183.420	7245.016	-4778.784	7592.247	-2876.634
UL018	-10346.618	7801.207	4087.892	-4891.913	4438.537	-3018.908
UL019	-10346.618	7801.207	6248.819	-4883.070	6599.252	-3010.065
UL020	-8710.158	6824.558	5755.961	-4644.538	6099.970	-2742.389
UL021	-8710.158	6824.558	7916.888	-4635.695	8260.685	-2733.546
UL022	-7115.201	4835.663	2104.160	-3474.086	2159.659	-2310.293
UL023	-10131.961	7470.757	6084.592	-5172.908	6317.684	-3194.672
UL024	-11159.180	8113.255	5048.547	-5281.366	5284.969	-3333.441
UL025	-9457.262	7097.540	6783.339	-5024.096	7012.859	-3045.861
UL026	-7910.970	5802.796	4799.302	-3305.665	5054.273	-1909.114

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)		S9(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	12216.433	-1644.627	12352.081	2427.804	5058.430	5475.380
UL002	11134.333	-1874.129	11281.318	2022.933	5089.726	4878.856
UL003	12371.311	-1279.818	12496.745	2801.751	4185.211	5849.327
UL004	7519.336	896.922	7720.647	1967.963	1748.846	4084.770
UL005	10459.443	1099.483	10717.819	2545.733	3236.064	5225.331
UL006	9805.150	-1073.278	10070.381	2300.927	3254.988	4864.642
UL007	10553.090	1320.066	10805.291	2771.840	2708.072	5451.438
UL008	9205.848	-1353.931	9343.069	2126.312	2870.079	4805.910
UL009	11427.913	-1344.734	11564.876	2135.509	5066.854	4815.106
UL010	8551.555	-1492.699	8695.631	1881.506	2889.003	4445.221
UL011	10773.620	-1483.503	10917.438	1890.703	5085.777	4454.417
UL012	9299.495	-1133.348	9430.540	2352.419	2342.087	5032.017
UL013	11521.560	-1124.152	11652.348	2361.616	4538.861	5041.213
UL014	6161.830	858.003	6355.523	1887.851	625.441	3923.242
UL015	8298.431	866.846	8491.876	1896.694	2737.724	3932.085
UL016	8988.856	1052.774	9237.419	2443.399	2055.459	5019.935
UL017	11125.457	1061.617	11373.772	2452.242	4167.742	5028.778
UL018	8359.729	-1036.420	8614.882	2208.009	2073.654	4673.119
UL019	10496.329	-1027.577	10751.235	2216.852	4185.937	4681.962
UL020	9078.902	1264.872	9321.526	2660.810	1547.774	5237.346
UL021	11215.502	1273.715	11457.879	2669.653	3660.057	5246.189
UL022	5593.142	-1019.466	5589.235	960.952	2326.201	2589.265
UL023	10412.831	-1132.884	10543.862	2347.358	3469.185	5026.956
UL024	9758.538	-1271.653	9896.424	2102.553	3488.108	4666.267
UL025	10506.478	1121.691	10631.334	2573.466	2941.192	5253.063
UL026	7029.495	1027.726	7209.726	2016.379	1153.444	3970.355

구 분	S10(절점23)		S11(절점0)		S12(절점32)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	5039.458	7266.718	0.000	0.000	-12970.685	-8820.041
UL002	5089.843	6670.193	0.000	0.000	-11950.585	-8161.107
UL003	4154.273	7521.479	0.000	0.000	-14138.379	-9436.279
UL004	1844.536	5133.450	0.000	0.000	-10246.012	-6234.060
UL005	3357.993	6723.059	0.000	0.000	-12314.131	-7797.677
UL006	3388.458	6362.370	0.000	0.000	-11697.326	-7399.251
UL007	2822.765	6877.101	0.000	0.000	-13020.179	-8170.285
UL008	2872.530	6303.638	0.000	0.000	-11782.534	-7797.677
UL009	5069.010	6312.835	0.000	0.000	-11782.534	-7797.677
UL010	2902.996	5942.949	0.000	0.000	-11165.730	-7399.251
UL011	5099.476	5952.146	0.000	0.000	-11165.730	-7399.251
UL012	2337.302	6457.680	0.000	0.000	-12488.582	-8170.285
UL013	4533.782	6466.877	0.000	0.000	-12488.582	-8170.285
UL014	717.592	4931.588	0.000	0.000	-9851.935	-5994.289
UL015	2829.592	4940.431	0.000	0.000	-9851.935	-5994.289
UL016	2172.840	6460.059	0.000	0.000	-11840.510	-7497.766
UL017	4284.840	6468.902	0.000	0.000	-11840.510	-7497.766
UL018	2202.133	6113.242	0.000	0.000	-11247.429	-7114.665
UL019	4314.133	6122.085	0.000	0.000	-11247.429	-7114.665
UL020	1658.197	6608.176	0.000	0.000	-12519.402	-7856.044
UL021	3770.197	6617.019	0.000	0.000	-12519.402	-7856.044
UL022	2243.258	3395.942	0.000	0.000	-7184.580	-4795.431
UL023	3464.562	6524.685	0.000	0.000	-11782.534	-7797.677
UL024	3495.027	6163.996	0.000	0.000	-11165.730	-7399.251
UL025	2929.334	6678.726	0.000	0.000	-12488.582	-8170.285
UL026	1235.379	4938.367	0.000	0.000	-9457.857	-5754.517

구 분	S13(절점33)		S14(절점35)		S15(절점36)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-12561.212	-6324.385	-448.666	-4220.145	-218.867	-1705.606
UL002	-11555.944	-5953.574	-448.666	-3849.334	-218.867	-1705.606
UL003	-13704.256	-6940.622	-466.513	-4635.193	-218.867	-2120.655
UL004	-9834.246	-4627.639	-575.865	-3141.455	-289.030	-1400.366
UL005	-11798.591	-5653.578	-709.275	-3793.686	-351.766	-1584.930
UL006	-11190.755	-5429.367	-709.275	-3569.475	-351.766	-1584.930
UL007	-12489.734	-6026.187	-720.067	-4044.646	-351.766	-1835.890
UL008	-11399.893	-5653.578	-443.477	-3793.686	-218.867	-1584.930
UL009	-11399.893	-5653.578	-443.477	-3793.686	-218.867	-1584.930
UL010	-10792.057	-5429.367	-443.477	-3569.475	-218.867	-1584.930
UL011	-10792.057	-5429.367	-443.477	-3569.475	-218.867	-1584.930
UL012	-12091.036	-6026.187	-454.268	-4044.646	-218.867	-1835.890
UL013	-12091.036	-6026.187	-454.268	-4044.646	-218.867	-1835.890
UL014	-9456.006	-4449.653	-553.717	-3020.630	-277.913	-1346.506
UL015	-9456.006	-4449.653	-553.717	-3020.630	-277.913	-1346.506
UL016	-11344.799	-5436.133	-681.995	-3647.775	-338.237	-1523.971
UL017	-11344.799	-5436.133	-681.995	-3647.775	-338.237	-1523.971
UL018	-10760.341	-5220.546	-681.995	-3432.187	-338.237	-1523.971
UL019	-10760.341	-5220.546	-681.995	-3432.187	-338.237	-1523.971
UL020	-12009.360	-5794.411	-692.372	-3889.082	-338.237	-1765.279
UL021	-12009.360	-5794.411	-692.372	-3889.082	-338.237	-1765.279
UL022	-7042.079	-3559.722	-94.489	-2416.504	-48.088	-1077.205
UL023	-11399.893	-5653.578	-443.477	-3793.686	-218.867	-1584.930
UL024	-10792.057	-5429.367	-443.477	-3569.475	-218.867	-1584.930
UL025	-12091.036	-6026.187	-454.268	-4044.646	-218.867	-1835.890
UL026	-9077.766	-4271.667	-531.568	-2899.805	-266.797	-1292.646

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 8)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

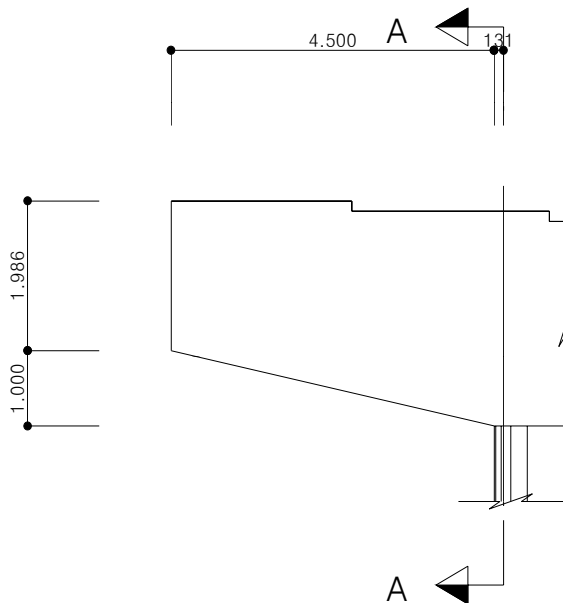
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.155} = 2.038 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.131\text{m} (= 1.150 - 2.038/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 9495.433 \text{ kN} - "UL0-02"$$

$$M_u = 19495.742 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 19495.742 / 9495.433 = 2.053 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.200 = 1.800 \text{ m}$$

$$a/d = 2.053 / 1.800 = 1.140 > 1.0 \therefore \text{캔틸레버보로 검토}$$

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2800.00	2000.45	1800.45	100.00	19495.74	9495.43

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42398.400 \times 400.00 = 16959360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2800.000 = 64260.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 263.918 \text{ mm, } c = 263.918 / \beta_1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.45 - 310.492) / 310.492 = 0.01536$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 33825.803 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.253]

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00841$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 263.918 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 42398.400 \times 400 \times (1800.45 - a/2) = 24052.001 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 19495.742 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.234]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1800.45 mm)

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 1800.45 = 3492.679 \text{ kN} \\ &< V_u (= 9495.433 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

$$A_{v_req} = (9495.433 - 3492.679) \times 250.00 / (400 \times 1800.45 \times \Phi) \times 1000 = 2604.717 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 568.329 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 612.500 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 612.500 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{ 중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3040.200 \text{ mm}^2 \text{ (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3040.200 \times 400.0 \times 1800.45 / 250.00 \times 1000 = 8757.945 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 2800.00 \times 1800.45 / 1000 = 17463.397 \text{ kN} \geq 8757.945 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$s = 250.000 \leq 300.000 \text{ (} d/4, 300 \text{ mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.80 \times (4365.849 + 8757.945) = 10499.035 \text{ kN} \geq 9495.433 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 2.1 < 2d (= 3.801) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 1.027 \text{ m} \quad (< d = 1.900 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 4973.026 \text{ kN} - \text{"UL0-02}$$

$$\text{부재번호 : 4 (I단 : 절점4, J단 : 절점5)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.361 \text{ m}$$

$$V_{ui} = 4712.685 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 5038.227 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치(Lc)} = 3.604 \text{ m (두부분 좌측단에서의 거리)}$$

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

$$= 4712.685 + (5038.227 - 4712.685)/1.361 \times (3.604 - 2.516)$$

$$= 4973.026 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2800.00	4106.34	1800.45	4973.03	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{Max} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 1800.45 \\ &= 17463.397 \text{ kN} \geq V_u (= 4973.026 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 1800.45 = 3492.679 \text{ kN} \\ &< V_u (= 4973.026 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

① 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = \text{H25} - 6.0 \text{ EA} (= 3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (= 1750.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 수평 전단철근

$$sh = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$Avh = H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times sh (=1050.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [Av/s \times (1+Ln/d)/12 + Avh/sh \times (11-Ln/d)/12] \times f_y \times d = 8757.945 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (8757.945 + 4365.849)$$

$$= 10499.035 \text{ kN} \geq V_u (= 4973.026 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.986 \times 4.631 \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 119.103 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.000 \times (4.631-0.131) / 2 \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 29.137 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.000 \times (4.631-4.500) \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 1.696 \text{ kN}$$

$$V_c = 119.103 + 29.137 + 1.696 = 149.937 \text{ kN}$$

$$M_c = 119.103 \times 2.316 + 29.137 \times 1.631 + 1.696 \times 0.066 = 323.418 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 201.720 \times \sin 87.57 + 206.110 \times \cos 87.57 +$$

$$201.640 \times \sin 87.57 + 206.440 \times \cos 87.57 +$$

$$176.500 \times \sin 87.57 + 182.620 \times \cos 87.57 +$$

$$176.440 \times \sin 87.57 + 182.840 \times \cos 87.57 +$$

$$149.937(V_c)$$

$$= 938.572 \text{ kN}$$

$$M_u = 201.720 \times \sin 87.57 \times 3.492 + 206.110 \times \cos 87.57 \times 3.492 +$$

$$201.640 \times \sin 87.57 \times 0.738 + 206.440 \times \cos 87.57 \times 0.738 +$$

$$176.500 \times \sin 87.57 \times 3.505 + 182.620 \times \cos 87.57 \times 3.505 +$$

$$176.440 \times \sin 87.57 \times 0.754 + 182.840 \times \cos 87.57 \times 0.754 +$$

$$323.418(M_c)$$

$$= 1996.892 \text{ kN.m}$$

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2000.45	2800.00	2700.00	100.00	1996.89	938.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6487.500 \times 400.00 = 2595000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2000.446 = 45910.233 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 56.523 \text{ mm, } c = 56.523 / \beta_1 = 56.523 / 0.85 = 66.498 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2700.00 - 66.498) / 66.498 = 0.11881$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 2182.952 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6487.5 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.972]

1단 : H25 - 9.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6487.5 mm^2)

* 철근비 검토

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00120$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 56.523 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 6487.500 \times 400 \times (2700.00 - a/2) = 5893.187 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1996.892 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.951]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2700.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2000.45 \times 2700.00 = 3742.064 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 938.572 \text{ kN}), \quad \text{전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 13122.338 \times 1000000 / [42398.400 \times (1800.446 - 520.834/3)] \\ = 190.247 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 1800.4)/(7 \times 42398.400)]} \\ = 520.834 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 190.25) - 2.5 \times 85.50 = 200.19 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 190.25) = 331.15 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 200.19 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 200.19 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1996.892 \times 1000000 / [6487.500 \times (2700.000 - 328.157/3)] \\ = 118.816 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 6487.500/2000.4 + 7 \times 6487.500/2000.4 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2000.4 \times 2700.0)/(7 \times 6487.500)]} \\ = 328.157 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6487.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H25 - 9.0 \text{ EA}, H29 - 3.0 \text{ EA} \quad (= 6487.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 118.82) - 2.5 \times 85.50 = 449.04 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 118.82) = 530.23 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 449.04 mm 를 적용

$$S = 2000.45 / 12.0 \text{ EA} = 166.70 \leq S_a (= 449.04 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 30)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

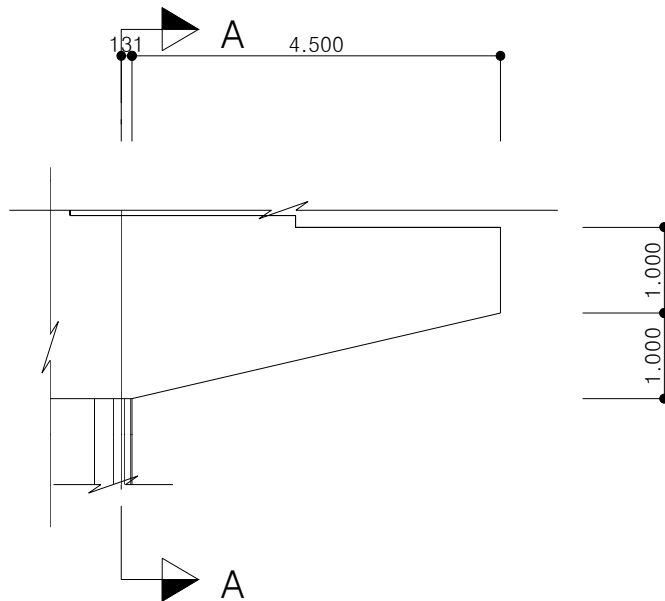
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.155} = 2.038 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.131\text{m} (= 1.150 - 2.038/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 9571.076 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 20894.942 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 20894.942 / 9571.076 = 2.183 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.200 = 1.800 \text{ m}$$

$$a/d = 2.183 / 1.800 = 1.213 > 1.0 \therefore \text{캔틸레버보로 검토}$$

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2800.00	2000.45	1800.45	100.00	20894.94	9571.08

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42398.400 \times 400.00 = 16959360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2800.000 = 64260.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 263.918 \text{ mm, } c = 263.918 / \beta_1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.45 - 310.492) / 310.492 = 0.01536$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 36427.468 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.164]

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00841$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 263.918 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 42398.400 \times 400 \times (1800.45 - a/2) = 24052.001 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 20894.942 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.151]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1800.45 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 1800.45 = 3492.679 \text{ kN}$$

< $V_u (= 9571.076 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (9571.076 - 3492.679) \times 250.00 / (400 \times 1800.45 \times \Phi) \times 1000 = 2637.540 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 568.329 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 612.500 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 612.500 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3040.200 \text{ mm}^2 \text{ (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3040.200 \times 400.0 \times 1800.45 / 250.00 \times 1000 = 8757.945 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 2800.00 \times 1800.45 / 1000 = 17463.397 \text{ kN} \geq 8757.945 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$s = 250.000 \leq 300.000 \text{ (} d/4, 300 \text{ mm)} \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.80 \times (4365.849 + 8757.945) = 10499.035 \text{ kN} \geq 9571.076 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 2.2 < 2d (= 3.801) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 1.092 \text{ m} \quad (< d = 1.900 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 4988.538 \text{ kN} - \text{"UL0-03}$$

부재번호 : 33 (I단 : 절점33, J단 : 절점34) 부재길이(L) : 1.377 m

$$V_{ui} = -5045.748 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = -4814.432 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 20.761 \text{ m (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

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

$$= -5045.748 + (-4814.432 - -5045.748)/1.377 \times (20.761 - 20.420)$$

$$= -4988.538 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.00	4366.27	1800.45	4988.54	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

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

$$= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 1800.45$$

$$= 17463.397 \text{ kN} \geq V_u (= 4988.538 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 1800.45 = 3492.679 \text{ kN}$$

< $V_u (= 4988.538 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

① 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H25 - 6.0 \text{ EA } (= 3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (= 1750.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 수평 전단철근

$$sh = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$Avh = H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times sh (=1050.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [Av/s \times (1+Ln/d)/12 + Avh/sh \times (11-Ln/d)/12] \times f_y \times d = 8757.945 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (8757.945 + 4365.849)$$

$$= 10499.035 \text{ kN} \geq V_u (= 4988.538 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.986 \times 4.631 \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 119.103 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.000 \times (4.631-0.131) / 2 \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 29.137 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.000 \times (4.631-4.500) \times 2.800 \times 25.000 \times 0.185 = 1.696 \text{ kN}$$

$$V_c = 119.103 + 29.137 + 1.696 = 149.937 \text{ kN}$$

$$M_c = 119.103 \times 2.316 + 29.137 \times 1.631 + 1.696 \times 0.066 = 323.418 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 200.590 \times \sin 87.57 + 206.200 \times \cos 87.57 +$$

$$200.290 \times \sin 87.57 + 205.800 \times \cos 87.57 +$$

$$175.520 \times \sin 87.57 + 182.670 \times \cos 87.57 +$$

$$175.240 \times \sin 87.57 + 182.400 \times \cos 87.57 +$$

$$149.937(V_c)$$

$$= 933.876 \text{ kN}$$

$$M_u = 200.590 \times \sin 87.57 \times 0.751 + 206.200 \times \cos 87.57 \times 0.751 +$$

$$200.290 \times \sin 87.57 \times 3.505 + 205.800 \times \cos 87.57 \times 3.505 +$$

$$175.520 \times \sin 87.57 \times 0.711 + 182.670 \times \cos 87.57 \times 0.711 +$$

$$175.240 \times \sin 87.57 \times 3.462 + 182.400 \times \cos 87.57 \times 3.462 +$$

$$323.418(M_c)$$

$$= 1975.789 \text{ kN.m}$$

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2000.45	2800.00	2700.00	100.00	1975.79	933.88

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6487.500 \times 400.00 = 2595000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2000.446 = 45910.233 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 56.523 \text{ mm, } c = 56.523 / \beta_1 = 56.523 / 0.85 = 66.498 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2700.00 - 66.498) / 66.498 = 0.11881$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2159.801 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6487.5 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.004]

1단 : H25 - 9.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 6487.5 mm^2)

* 철근비 검토

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00120$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 56.523 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 6487.500 \times 400 \times (2700.00 - a/2) = 5893.187 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1975.789 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.983]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2700.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2000.45 \times 2700.00 = 3742.064 \text{ kN}$$

$$\phi V_c/2 \geq V_u (= 933.876 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 14520.477 \times 1000000 / [42398.400 \times (1800.446 - 520.834/3)] \\ = 210.517 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 1800.4)/(7 \times 42398.400)]} \\ = 520.834 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 210.52) - 2.5 \times 85.50 = 160.33 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 210.52) = 299.26 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 160.33 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 160.33 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1975.789 \times 1000000 / [6487.500 \times (2700.000 - 328.157/3)] \\ = 117.560 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 6487.500/2000.4 + 7 \times 6487.500/2000.4 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2000.4 \times 2700.0)/(7 \times 6487.500)]} \\ = 328.157 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6487.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H25 - 9.0 \text{ EA}, H29 - 3.0 \text{ EA} \quad (= 6487.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 117.56) - 2.5 \times 85.50 = 456.12 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 117.56) = 535.90 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 456.12 mm 를 적용

$$S = 2000.45 / 12.0 \text{ EA} = 166.70 \leq S_a (= 456.12 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.3 내부지간 설계

1) 깊은 보 판정

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$\begin{aligned} cD &= \sqrt{(\pi \times 2.300^2 / 4)} &= 2.038 \text{ m} : \text{정사각형 치환단면의 한변길이} \\ L_n &= 13.000 - 2.038 &= 10.962 \text{ m} \\ d &= 1.000 + 1.986 - 0.100 &= 2.886 \text{ m} \\ L_n/d &= 10.962 / 2.886 &= 3.798 < 4 \therefore \text{깊은 보로 전단설계} \end{aligned}$$

2) 휨에 대한 검토

① 좌측 지점부 : UL-02(부재 13)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2800.00	2714.62	2514.62	100.00	13672.58	7080.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42398.400 \times 400.00 = 16959360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2800.000 = 64260.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 263.918 \text{ mm, } c = 263.918 / \beta_1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2614.62 - 310.492) / 310.492 = 0.02226$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 16321.587 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 2.598]

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00602$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 263.918 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 42398.400 \times 400 \times (2514.62 - a/2) = 34347.146 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 13672.582 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 2.512]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 2514.62 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2514.62 = 4878.104 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 7080.077 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (7080.077 - 4878.104) \times 250.00 / (400 \times 2514.62 \times \Phi) \times 1000 = 684.116 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 568.329 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 612.500 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 612.500 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{ 중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3040.200 \text{ mm}^2 \text{ (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3040.200 \times 400.0 \times 2514.62 / 250.00 \times 1000 = 12231.916 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 2800.00 \times 2514.62 / 1000 = 24390.518 \text{ kN} \geq 12231.916 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$s = 250.000 \leq 300.000 (d/4, 300 \text{ mm}) \text{ 콘.설 7.4.2} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi V_n = 0.80 \times (6097.629 + 12231.916) = 14663.637 \text{ kN} \geq 7080.077 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 9781.987 \times 1000000 / [42398.400 \times (2514.620 - 631.781/3)]$$

$$= 100.136 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42398.400 / 2800.0 + 7 \times 42398.400 / 2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 2514.6 / (7 \times 42398.400)}$$

$$= 631.781 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 200.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \text{ (= 14132.8 mm}^2 \text{)}$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \text{ (= 14132.8 mm}^2 \text{)}$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \text{ (= 14132.8 mm}^2 \text{)}$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 100.14) - 2.5 \times 85.50 = 572.68 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 100.14) = 629.14 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 572.68 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 572.68 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

② 중앙부 : UL-03(부재 20)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2800.00	2504.27	2354.27	100.00	12496.75	2801.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 22294.800 \times 400.00 = 8917920.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2800.000 = 64260.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 138.779 \text{ mm, } c = 138.779 / \beta_1 = 138.779 / 0.85 = 163.269 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2404.27 - 163.269) / 163.269 = 0.04118$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 15948.367 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.398]

$$1\text{단} : H25 - 22.0 \text{ EA } (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 22.0 \text{ EA } (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00338$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 138.779 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 22294.800 \times 400 \times (2354.27 - a/2) = 17319.925 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 12496.745 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.386]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2354.27 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2354.27 = 4567.041 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 < V_u (= 2801.751 \text{ kN}), \text{ 최소 전단철근 보강.}$$

$$A_{v_req1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 568.329 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_req2} = 0.35 \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 612.500 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_req} = 612.500 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_req1}, A_{v_req2} \text{ 중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = H25 - 6.0 \text{ EA} = 3040.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 9166.303 \times 1000000 / [22294.800 \times (2354.270 - 459.575/3)]$$

$$= 186.791 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 2354.3 / (7 \times 22294.800)}$$

$$= 459.575 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 22294.8 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 150.0 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : H25 - 22.0 \text{ EA} (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 22.0 \text{ EA} (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 186.79) - 2.5 \times 87.50 = 202.84 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 186.79) = 337.28 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 202.84 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 202.84 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

③ 우측 지점부 : UL-03(부재 25)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2800.00	2271.96	2071.96	100.00	17088.24	8092.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42398.400 \times 400.00 = 16959360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2800.000 = 64260.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 263.918 \text{ mm, } c = 263.918 / \beta_1 = 263.918 / 0.85 = 310.492 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2171.96 - 310.492) / 310.492 = 0.01799$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 25211.800 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42398.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm) , [사용률 = 1.682]

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm²)

* 철근비 검토

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00731$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 263.918 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 42398.400 \times 400 \times (2071.96 - a/2) = 27966.013 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 17088.244 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 1.637]$$

* 전단에 대한 검토 (d = 2071.96 mm)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2071.96 = 4019.391 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 8092.372 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (8092.372 - 4019.391) \times 250.00 / (400 \times 2071.96 \times \Phi) \times 1000 = 1535.751 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 568.329 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 2800.0 \times 250.0 / 400.0 = 612.500 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 612.500 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{ 중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3040.200 \text{ mm}^2 \text{ (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3040.200 \times 400.0 \times 2071.96 / 250.00 \times 1000 = 10078.681 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 2800.00 \times 2071.96 / 1000 = 20096.953 \text{ kN} \geq 10078.681 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$s = 250.000 \leq 300.000 \text{ (} d/4, 300 \text{ mm)} \text{ 콘.설 } 7.4.2 \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.80 \times (5024.238 + 10078.681) = 12082.335 \text{ kN} \geq 8092.372 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 13655.982 \times 1000000 / [42398.400 \times (2071.961 - 565.178/3)]$$

$$= 170.998 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42398.400 / 2800.0 + 7 \times 42398.400 / 2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 2072.0 / (7 \times 42398.400)}$$

$$= 565.178 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 200.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 171.00) - 2.5 \times 85.50 = 246.78 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 171.00) = 368.42 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 246.78 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 246.78 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 깊은 보에 대한 전단 설계

① 좌측 지점부 : UL-02(부재 14)

$$- d = 2.515 \text{ m} \quad (\leq 0.5a = 1.354 \text{ m})$$

$$- V_u = 6745.438 \text{ kN}$$

부재번호 : 14 (I단 : 절점14, J단 : 절점15) 부재길이(L) : 1.225 m

$$V_{ui} = -7047.712 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = -6745.057 \text{ kN (J단)}$$

검토위치(L_c) = 8.023 m (두부분 좌측단에서의 거리)

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

$$= -7047.712 + (-6745.057 - -7047.712)/1.225 \times (8.023 - 6.800)$$

$$= -6745.438 \text{ kN}$$

② 우측 지점부 : UL-03(부재 25)

$$- 0.5a = 0.001 \text{ m} \quad (< d = 2.072 \text{ m})$$

$$- V_u = 8092.249 \text{ kN}$$

부재번호 : 25 (I단 : 절점25, J단 : 절점26) 부재길이(L) : 0.131 m

$$V_{ui} = 8065.287 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 8092.372 \text{ kN (J단)}$$

검토위치(L_c) = 17.630 m (두부분 좌측단에서의 거리)

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

$$= 8065.287 + (8092.372 - 8065.287)/0.131 \times (17.630 - 17.500)$$

$$= 8092.249 \text{ kN}$$

8.4 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침10) : UL0-02(절점 2)

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.046 (119.38/2586.76) < 2d(=4.272) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.00	4106.34	2036.22	2586.76	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 2036.22 \\ &= 19750.306 \text{ kN} \geq V_u (= 2586.757 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2036.22 = 3950.061 \text{ kN} \\ &\geq V_u (= 2586.757 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 130.673 \times 1000000 / [42398.400 \times (2036.222 - 559.510/3)] \\ &= 1.666 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 2036.2/(7 \times 42398.400)} \\ &= 559.510 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\text{min}} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 1.67) - 2.5 \times 85.50 = 47049.08 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 1.67) = 37810.26 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 37810.26 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 37810.26 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침1) : UL0-02(절점 3)

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.036 (159.68/4412.95) < 2d(=4.278) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.00	4106.34	2089.11	4412.95	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 2089.11 \\ &= 20263.301 \text{ kN} \geq V_u (= 4412.951 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2089.11 = 4052.660 \text{ kN} \\ &< V_u (= 4412.951 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1750.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1050.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 10162.105 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (10162.105 + 5065.825) \\ &= 12182.344 \text{ kN} \geq V_u (= 4412.951 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 330.234 \times 1000000 / [11147.400 \times (2089.111 - 314.502/3)] \\ &= 14.930 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 11147.400/2800.0 + 7 \times 11147.400/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 2089.111 / (7 \times 11147.400)} \\ &= 314.502 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 11147.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H25 - 11.0 \text{ EA } (= 5573.7 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 11.0 \text{ EA } (= 5573.7 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 14.93) - 2.5 \times 87.50 = 5056.03 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 14.93) = 4219.82 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 4219.82 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 11.0 \text{ EA} = 254.55 \leq S_a (= 4219.82 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 받침위치3(교량받침11) : UL0-02(절점 5)

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.720 (12752.07/7411.87) < 2d(=5.224) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.00	4106.34	2511.86	7411.87	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 2511.86 \\ &= 24363.762 \text{ kN} \geq V_u(= 7411.872 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2511.86 = 4872.752 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7411.872 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1750.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1050.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 12218.498 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (12218.498 + 6090.941) \\ &= 14647.551 \text{ kN} \geq V_u(= 7411.872 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8623.801 \times 1000000 / [42398.400 \times (2511.862 - 631.384/3)] \\ &= 88.381 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 2511.9/(7 \times 42398.400)} \\ &= 631.384 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 88.38) - 2.5 \times 85.50 = 677.28 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 88.38) = 712.83 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 677.28 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 677.28 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 받침위치4(교량받침2) : UL0-02(절점 6)

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.366 (12714.34/9307.76) < 2d(=5.231) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.00	4106.34	2515.42	9307.76	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 2515.42 \\ &= 24398.249 \text{ kN} \geq V_u (= 9307.762 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 2515.42 = 4879.650 \text{ kN} \\ &< V_u (= 9307.762 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1750.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1050.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 12235.794 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (12235.794 + 6099.562) \\ &= 14668.285 \text{ kN} \geq V_u (= 9307.762 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8583.984 \times 1000000 / [42398.400 \times (2515.417 - 631.895/3)] \\ &= 87.843 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 2515.4 / (7 \times 42398.400)} \\ &= 631.895 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 87.84) - 2.5 \times 85.50 = 682.73 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 87.84) = 717.19 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 682.73 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 682.73 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 받침위치5(교량받침13) : UL0-02(절점 16)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2487.281 \times 1000000 / [22294.800 \times (2428.943 - 467.589/3)] \\ = 49.080 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2428.9)/(7 \times 22294.800)]} \\ = 467.589 \text{ mm}$$

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 49.08) - 2.5 \times 87.50 = 1385.77 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 49.08) = 1283.61 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 1283.61 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 1283.61 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 받침위치6(교량받침4) : UL0-02(절점 17)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2673.225 \times 1000000 / [22294.800 \times (2428.943 - 467.589/3)] \\ = 52.749 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2428.9)/(7 \times 22294.800)]} \\ = 467.589 \text{ mm}$$

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 52.75) - 2.5 \times 87.50 = 1274.16 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 52.75) = 1194.33 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 1194.33 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 1194.33 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 받침위치7(교량받침14) : UL0-02(절점 19)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 6578.119 \times 1000000 / [22294.800 \times (2354.270 - 459.575/3)] \\ = 134.049 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2354.3)/(7 \times 22294.800)]} \\ = 459.575 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 22294.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 22.0 \text{ EA} \quad (= 11147.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 134.05) - 2.5 \times 87.50 = 368.72 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 134.05) = 469.98 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 368.72 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 368.72 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 받침위치8(교량받침5) : UL0-03(절점 20)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 9166.303 \times 1000000 / [22294.800 \times (2354.270 - 459.575/3)] \\ = 186.791 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2354.3)/(7 \times 22294.800)]} \\ = 459.575 \text{ mm}$$

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 186.79) - 2.5 \times 87.50 = 202.84 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 186.79) = 337.28 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 202.84 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 202.84 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 받침위치9(교량받침15) : UL0-03(절점 22)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2928.045 \times 1000000 / [22294.800 \times (2257.613 - 449.012/3)] \\ = 62.304 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2257.6)/(7 \times 22294.800)]} \\ = 449.012 \text{ mm}$$

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 62.30) - 2.5 \times 87.50 = 1045.22 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 62.30) = 1011.17 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 1011.17 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 1011.17 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10) 받침위치 10(교량받침 6) : UL0-03(절점 23)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3016.158 \times 1000000 / [22294.800 \times (2257.613 - 449.012/3)] \\ = 64.179 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 22294.800/2800.0 + 7 \times 22294.800/2800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2800.0 \times 2257.6)/(7 \times 22294.800)]} \\ = 449.012 \text{ mm}$$

사용철근량 = 22294.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

2단 : H25 - 22.0 EA (= 11147.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 64.18) - 2.5 \times 87.50 = 1008.29 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 64.18) = 981.63 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 981.63 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 981.63 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

11) 받침위치11(교량받침 16) : UL0-01(절점 1)

∴ 내측지간 - 횡에 대한 검토 : 내부지간 검토와 동일하므로 검토 생략

- 사용성 검토

12) 받침위치12(교량받침 17) : UL0-03(절점 32)

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.498 (14138.38/9436.28) < 2d(=3.815) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.00	4366.27	1807.43	9436.28	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 1807.43 \\ &= 17531.120 \text{ kN} \geq V_u(= 9436.279 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 1807.43 = 3506.224 \text{ kN} \\ &< V_u (= 9436.279 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H_{25} - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1750.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H_{25} - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1050.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 8791.908 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (8791.908 + 4382.780) \\ &= 10539.751 \text{ kN} \geq V_u(= 9436.279 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 10015.522 \times 1000000 / [42398.400 \times (1807.428 - 522.013/3)] \\ &= 144.619 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 1807.4/(7 \times 42398.400)} \\ &= 522.013 \text{ mm} \end{aligned}$$

사용철근량 = 42398.4 mm^2 (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm^2)

2단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm^2)

3단 : H29 - 22.0 EA (= 14132.8 mm^2)

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 144.62) - 2.5 \times 85.50 = 330.78 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 144.62) = 435.63 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 330.78 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 330.78 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

13) 받침위치13(교량받침8) : UL0-03(절점 33)

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.974 (13704.26/6940.62) < 2d(=3.797) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2800.00	4366.27	1798.54	6940.62	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2800.00 \times 1798.54 \\ &= 17444.902 \text{ kN} \geq V_u (= 6940.622 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2800.00 \times 1798.54 = 3488.980 \text{ kN} \\ &< V_u (= 6940.622 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1750.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1050.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (11-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 8748.670 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (8748.670 + 4361.226) \\ &= 10487.916 \text{ kN} \geq V_u (= 6940.622 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 9607.488 \times 1000000 / [42398.400 \times (1798.539 - 520.511/3)] \\ &= 139.443 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 1798.5/(7 \times 42398.400)} \\ &= 520.511 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA } (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 139.44) - 2.5 \times 85.50 = 351.00 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 139.44) = 451.80 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 351.00 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 351.00 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

14) 받침위치 14(교량받침 18) : UL0-03(절점 35)

: 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)]

$$a = 0.101 (466.51/4635.19) < 2d(=2.320) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 553.897 \times 1000000 / [42398.400 \times (1060.224 - 379.796/3)] \\ = 13.993 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 1060.2/(7 \times 42398.400)} \\ = 379.796 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 13.99) - 2.5 \times 85.50 = 5414.11 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 13.99) = 4502.29 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 4502.29 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 4502.29 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

15) 받침위치 15(교량받침 9) : UL0-03(절점 36)

: 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)]

$$a = 0.103 (218.87/2120.66) < 2d(=2.301) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 270.590 \times 1000000 / [42398.400 \times (1050.668 - 377.707/3)] \\ = 6.901 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 42398.400/2800.0 + 7 \times 42398.400/2800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2800.0 \times 1050.7/(7 \times 42398.400)} \\ = 377.707 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42398.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 22.0 \text{ EA} \quad (= 14132.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 6.90) - 2.5 \times 85.50 = 11197.17 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 6.90) = 9128.74 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 9128.74 mm 를 적용

$$S = 2800.00 / 22.0 \text{ EA} = 127.27 \leq S_a (= 9128.74 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

9. 기둥 설계(기둥1)

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
UL002	-16125.801	-22594.438	2652.552	2954.026	-637.417	0.00087	축력최대
UL026	-14885.354	-14022.117	4937.972	8167.959	-2079.922	0.00289	모멘트최대
UL022	-12404.462	-12404.462	5101.775	12239.916	1758.694	0.01249	탄성설계
UL022	-12404.462	-12404.462	768.722	4767.676	1758.694	0.01249	소성설계
UE026	-11164.016	-10300.779	4518.630	7858.492	-1997.063	0.00283	편심최대

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

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

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

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.013	0.060	0.K	64523.752	22594.438	2954.030	2.856	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	39629.368	14022.117	8167.960	2.826	0.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	0.K	34704.432	12404.462	12239.920	2.798	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	36408.574	10300.779	7858.490	3.535	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 37, UL002)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	22594.438	2954.030	130.741

㉕ 압축부재의 장주효과

㉙ 총 안정지수 산정

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

$$= 22594.438 \times 0.00087 / (-637.417 \times 10.296)$$

$$= 0.003$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉚ 세장비 검토

형구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 8.796 / 0.575$$

$$= 18.356 \leq 23.225 \quad \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=2652.552$, $M_2=2954.026$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.898) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉛ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1497113.570 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉜ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 130.741 \text{ mm})$$

㉝ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2319.945 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1971.953 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3791708.737 = 87019.716 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 12760.358 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 87019.716 + 12760.358 - 0.000 = 99780.074 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1077.510 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 13045.303 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=130.741)| = 0.0009 \leq 0.010 \quad \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 2319.945 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1971.953 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2319.95) / 2319.95 = -0.00016$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 99780.074 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 22594.438 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.131 = 8435.930 \text{ kN.m} \geq M_u = 2954.030 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 37, UL026)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	14022.117	8167.960	582.505

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 14022.117 \times 0.00289 / (-2079.922 \times 10.296)$$

$$= 0.002$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 8.796 / 0.575$$

$$= 18.356 \leq 26.745 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=4937.972$, $M_2=8167.959$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.605) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 929109.263 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 582.505 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1452.453 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1234.585 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2271838.498 = 52138.694 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 8683.469 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4208.780 \text{ kN}$$

$$P_n = 52138.694 + 8683.469 - 4208.780 = 56613.383 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1060.021 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 32977.190 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 582.498)| = 0.0073 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1452.453 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1234.585 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1452.45) / 1452.45 = 0.00154$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 56613.383 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 56613.383 = 39629.368 \text{ kN} \geq P_u = 14022.117 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.583 = 23084.324 \text{ kN.m} \geq M_u = 8167.960 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 37, UL022)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2187.349	12404.462	12239.920	986.735

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 12404.462 \times 0.01249 / (1758.694 \times 10.296)$$

$$= 0.009$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 8.796 / 0.575$$

$$= 18.356 \leq 28.998 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=5101.775$, $M_2=12239.916$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.417) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 821923.006 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 986.735 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1092.469 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 928.599 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1571376.516 = 36063.091 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7123.863 \text{ kN}, \sum T_{si} = 8482.522 \text{ kN}$$

$$P_n = 36063.091 + 7123.863 - 8482.522 = 34704.432 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1074.045 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34244.027 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 986.734)| = 0.0017 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 34704.432 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 1.00 \times 34704.432 = 34704.432 \text{ kN} \geq P_u = 12404.462 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.987 = 34244.087 \text{ kN.m} \geq M_u = 12239.920 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 37, UE026)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\Theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2187.349	10300.779	7858.490	762.902

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 10300.779 \times 0.00283 / (-1997.063 \times 10.296)$$

$$= 0.001$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 8.796 / 0.575$$

$$= 18.356 \leq 27.100 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=4518.630$, $M_2=7858.492$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.575) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 682532.401 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 762.902 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1274.891 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1083.658 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1924948.876 = 44177.577 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7908.187 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6575.046 \text{ kN}$$

$$P_n = 44177.577 + 7908.187 - 6575.046 = 45510.718 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1065.971 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34720.353 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 762.905)| = 0.0025 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1274.891 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1083.658 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\varepsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1274.89) / 1274.89 = 0.00218$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ε_t 는 최소허용변형을 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\varepsilon_y < \varepsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.80$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800$$

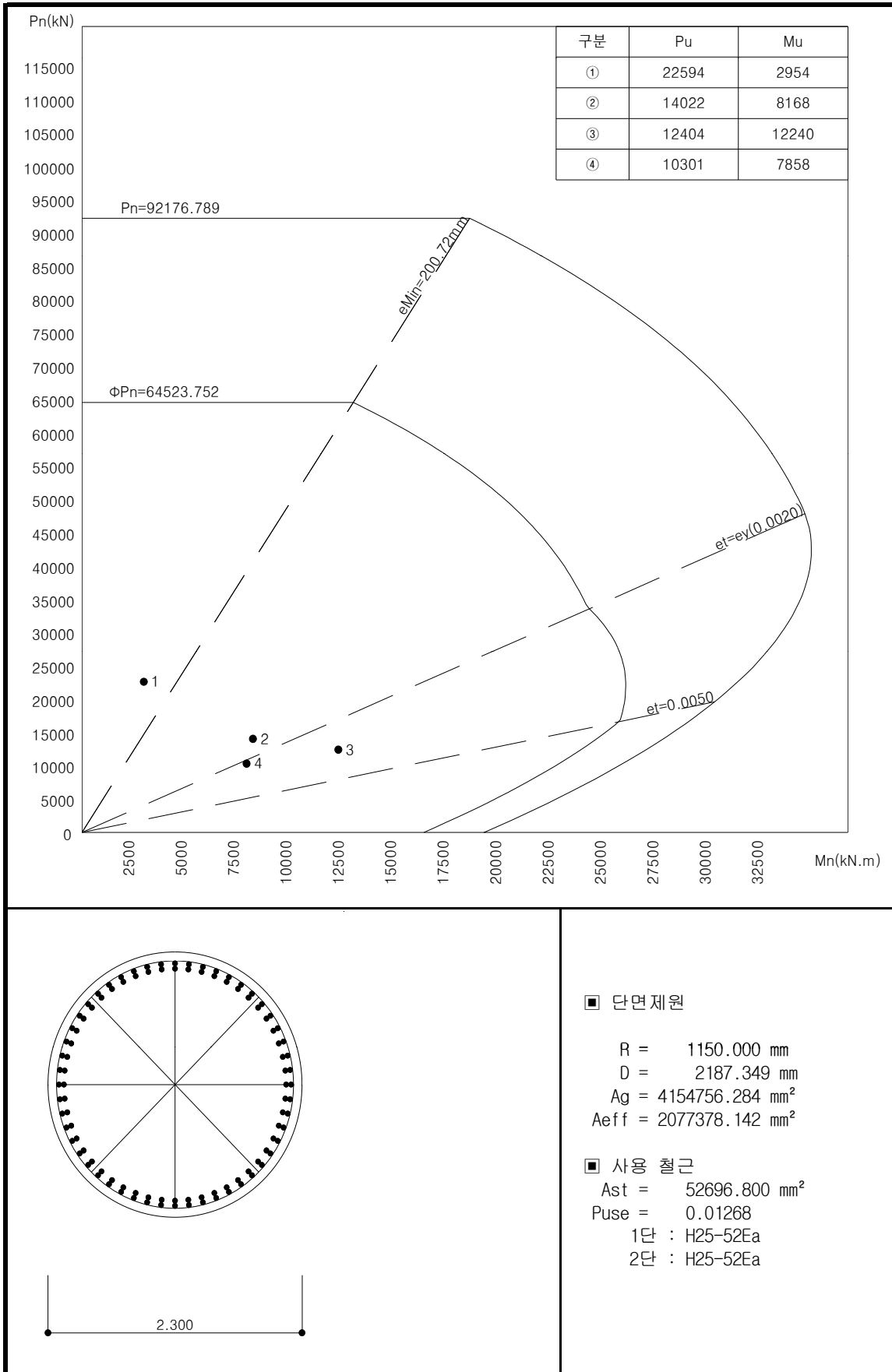
㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 45510.718 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.80 \times 45510.718 = 36408.574 \text{ kN} \geq P_u = 10300.779 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.763 = 27776.192 \text{ kN.m} \geq M_u = 7858.490 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

4) PM 상관도



9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
ULB02	-16125.801	-22594.438	1031.465	1039.848	-0.953	0.00141	축력최대
ULB14	-15505.577	-15505.578	1927.057	6118.475	495.492	0.00623	모멘트최대
ULB22	-12404.462	-12404.462	3095.061	16515.182	1981.929	0.02840	탄성설계
ULB22	-12404.462	-12404.462	512.348	4988.369	1981.929	0.02840	소성설계
UEB14	-11784.239	-11784.239	1693.355	5885.963	495.627	0.00591	편심최대

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

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

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

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.013	0.060	0.K	64523.752	22594.438	1039.848	2.856	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	50086.552	15505.578	6236.978	3.230	0.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	0.K	23275.337	12404.462	16800.795	1.876	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	43683.162	11784.239	5969.537	3.707	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 37, ULB02)

㉠설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	22594.438	1039.848	46.022

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 22594.438 \times 0.00141 / (0.953 \times 10.296)$$

$$= 3.235$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 11.782 / 0.575$$

$$= 43.029 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

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

$$= 1 / (1 - 3.235)$$

$$= 1.000$$

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 『콘크리트 구조설계기준』 6.5.4 (6)

㉥ 확대 모멘트 산정

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

$$= 0.000 + 1.000 \times 1031.465$$

$$= 1031.465 \text{ kN.m}$$

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

$$= 0.000 + 1.000 \times 1039.848$$

$$= 1039.848 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1497113.570 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 2077378.142 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 46.022 \text{ mm})$$

㉠ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2637.562 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2241.928 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 4126924.498 = 94712.917 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 14152.063 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 94712.917 + 14152.063 - 0.000 = 108864.980 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1128.606 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 5009.986 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=46.020)| = 0.0021 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉡ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 2637.562 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 2241.928 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2637.56) / 2637.56 = -0.00050$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉢ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 108864.980 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 22594.438 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.046 = 2969.531 \text{ kN.m} \geq M_u = 1039.848 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 37, ULB14)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15505.578	6236.978	402.241

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 15505.578 \times 0.00623 / (495.492 \times 10.296)$$

$$= 0.019$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 11.782 / 0.575$$

$$= 43.029 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

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

$$= 1 / (1 - 0.019)$$

$$= 1.019$$

㉥ 확대 모멘트 산정

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

$$= 0.000 + 1.019 \times 1927.057$$

$$= 1964.380 \text{ kN.m}$$

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

$$= 0.000 + 1.019 \times 6118.475$$

$$= 6236.978 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1027403.790 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 402.241 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1712.392 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1455.533 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2771863.524 = 63614.268 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 9764.654 \text{ kN}, \sum T_{si} = 1826.704 \text{ kN}$$

$$P_n = 63614.268 + 9764.654 - 1826.704 = 71552.218 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1055.567 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 28781.168 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=402.240)| = 0.0008 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1712.392 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1455.533 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1712.39) / 1712.39 = 0.00085$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 71552.218 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 71552.218 = 50086.552 \text{ kN} \geq P_u = 15505.578 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.402 = 20146.860 \text{ kN.m} \geq M_u = 6236.978 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 37, ULB22)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=1.00$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	12404.462	16800.795	1354.415

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 12404.462 \times 0.02840 / (1981.929 \times 10.296)$$

$$= 0.017$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 11.782 / 0.575$$

$$= 43.029 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

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

$$= 1 / (1 - 0.017)$$

$$= 1.017$$

㉥ 확대 모멘트 산정

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

$$= 0.000 + 1.017 \times 3095.061$$

$$= 3148.587 \text{ kN.m}$$

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

$$= 0.000 + 1.017 \times 16515.182$$

$$= 16800.795 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 821923.006 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1354.415 \text{ mm})$$

㉠ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 890.782 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 757.165 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1191792.768 = 27351.644 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6205.650 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10281.957 \text{ kN}$$

$$P_n = 27351.644 + 6205.650 - 10281.957 = 23275.337 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1084.898 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 31524.296 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1354.408)| = 0.0078 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉡ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 23275.337 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 1.00 \times 23275.337 = 23275.337 \text{ kN} \geq P_u = 12404.462 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 1.354 = 31524.477 \text{ kN.m} \geq M_u = 16800.795 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 37, UEB14)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	11784.239	5969.537	506.570

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 11784.239 \times 0.00591 / (495.627 \times 10.296)$$

$$= 0.014$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 11.782 / 0.575$$

$$= 43.029 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

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

$$= 1 / (1 - 0.014)$$

$$= 1.014$$

㉥ 확대 모멘트 산정

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

$$= 0.000 + 1.014 \times 1693.355$$

$$= 1717.399 \text{ kN.m}$$

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

$$= 0.000 + 1.014 \times 5885.963$$

$$= 5969.537 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 780826.862 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 506.570 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1550.183 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1317.656 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2461715.320 = 56496.367 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 9071.914 \text{ kN}, \sum T_{si} = 3163.764 \text{ kN}$$

$$P_n = 56496.367 + 9071.914 - 3163.764 = 62404.517 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1057.689 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 31612.195 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=506.569)| = 0.0005 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1550.183 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1317.656 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1550.18) / 1550.18 = 0.00126$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

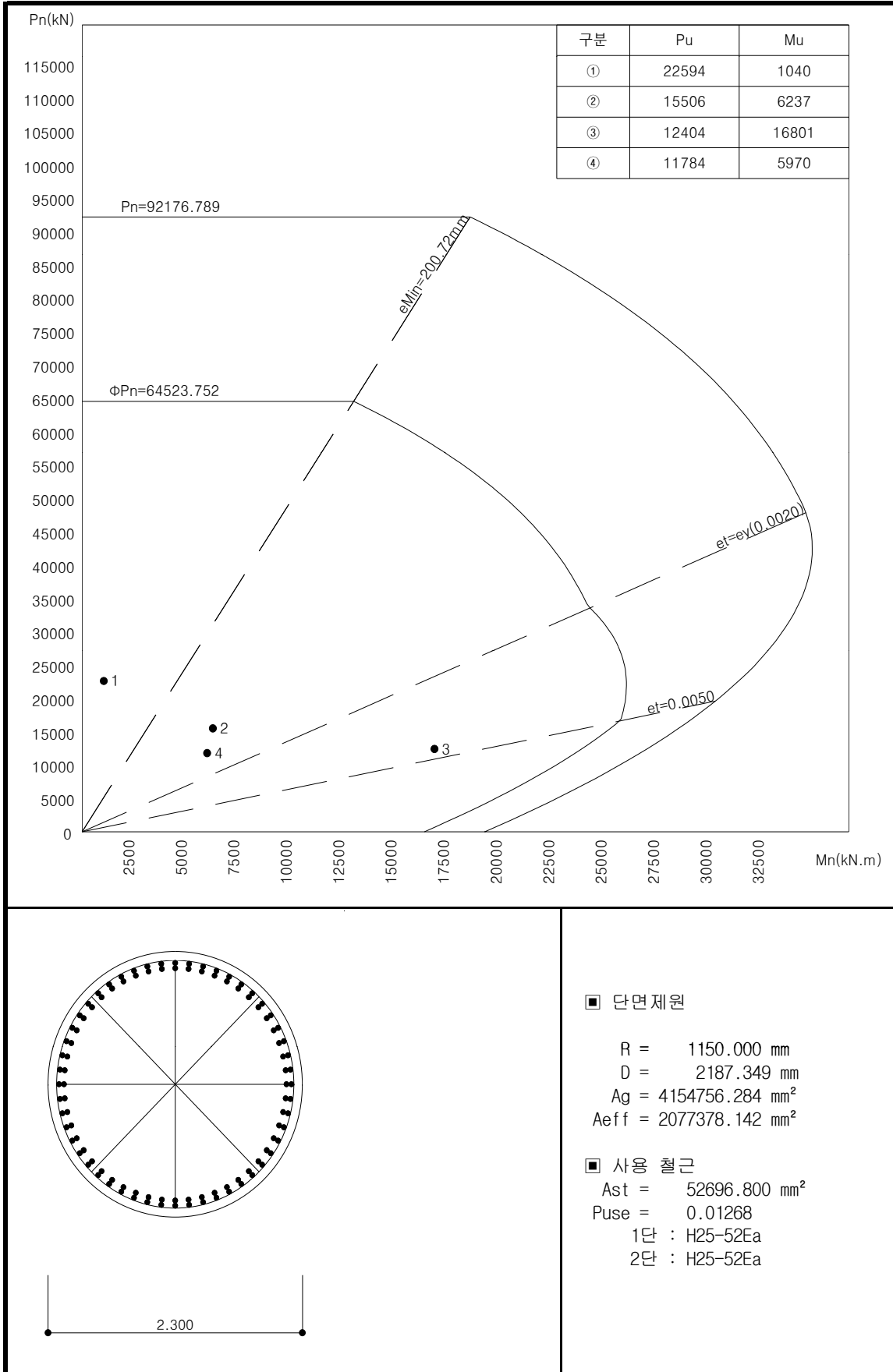
㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 62404.517 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 62404.517 = 43683.162 \text{ kN} \geq P_u = 11784.239 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.507 = 22128.559 \text{ kN.m} \geq M_u = 5969.537 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도



9.3 합성부재력 검토

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL02	-22594.438	1039.848	2954.030	3131.705	축력최대
UL14	-14818.917	6236.978	2766.260	6822.909	모멘트최대
UL22	-12404.462	16800.795	4721.994	17451.761	탄성설계
UL22	-12404.462	16800.795	4721.994	17451.761	소성설계
UE14	-11097.578	5969.537	2456.800	6455.326	편심최대
UL26	-14022.117	5002.299	8167.960	9578.025	모멘트최대
UE26	-10300.779	4753.538	7858.490	9184.334	편심최대

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

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

※ 지진시의 조합은 교축방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축직각방향은 내진해석에서 얻은 4641.720 kN.m를 사용하며,

교축방향 기동검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$My = 4641.720 \times 1.017 = 4721.994 \text{ kN.m}$, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=4641.720) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.013	0.060	0.K	64523.752	22594.438	3131.705	2.856	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	46403.654	14818.917	6822.909	3.131	0.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	0.K	22124.172	12404.462	17451.761	1.784	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	45337.455	11097.578	6455.326	4.085	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	35031.050	14022.117	9578.025	2.498	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	31121.927	10300.779	9184.334	3.021	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 37, UL002)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=70.607^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	22594.438	3131.705	138.605

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1497113.570 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 138.605 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2297.374 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1952.768 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3760474.261 = 86302.884 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 12622.291 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 86302.884 + 12622.291 - 0.000 = 98925.175 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1075.424 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 13711.020 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 138.600)| = 0.0052 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 2297.374 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1952.768 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2297.37) / 2297.37 = -0.00013$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 98925.175 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 22594.438 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.139 = 8943.323 \text{ kN.m} \geq M_u = 3131.705 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 37, UL014)

【 기동 : 하부 , 2/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=23.919^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	14818.917	6822.909	460.419

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 981905.447 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 460.419 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1617.416 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1374.803 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2591219.612 = 59468.490 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 9374.475 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2552.030 \text{ kN}$

$P_n = 59468.490 + 9374.475 - 2552.030 = 66290.935 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1056.526 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 30521.655 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 460.420)| = 0.0009 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1617.416 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1374.803 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1617.42) / 1617.42 = 0.00108$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 66290.935 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 66290.935 = 46403.654 \text{ kN} \geq P_u = 14818.917 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.460 = 21365.117 \text{ kN.m} \geq M_u = 6822.909 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

③ 탄성설계 : (부재 37, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\Theta=15.698^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	12404.462	17451.761	1406.894

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 821923.006 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1406.894 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 870.141 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 739.620 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1153978.977 = 26483.818 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6108.522 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10468.167 \text{ kN}$

$P_n = 26483.818 + 6108.522 - 10468.167 = 22124.172 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1086.110 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 31126.449 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1406.898)| = 0.0040 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 22124.172 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 22124.172 = 22124.172 \text{ kN} \geq P_u = 12404.462 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.407 = 31126.361 \text{ kN.m} \geq M_u = 17451.761 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 37, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=22.370^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	11097.578	6455.326	581.688

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 735328.518 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 581.688 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1453.413 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1235.401 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2273709.415 = 52181.631 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8687.759 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4197.571 \text{ kN}$

$P_n = 52181.631 + 8687.759 - 4197.571 = 56671.819 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1059.994 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 32964.938 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 581.681)| = 0.0065 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1453.413 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1235.401 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1453.41) / 1453.41 = 0.00154$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400 를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.80$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 56671.819 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.80 \times 56671.819 = 45337.455 \text{ kN} \geq P_u = 11097.578 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.582 = 26372.245 \text{ kN.m} \geq M_u = 6455.326 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑤ 모멘트최대 : (부재 37, UL026)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=58.515^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	14022.117	9578.025	683.066

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 929109.263 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 683.066 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1346.400 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1144.440 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2064670.222 = 47384.182 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8253.116 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5592.940 \text{ kN}$

$P_n = 47384.182 + 8253.116 - 5592.940 = 50044.357 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1063.328 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34183.229 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 683.059)| = 0.0070 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1346.400 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1144.440 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1346.40) / 1346.40 = 0.00190$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 50044.357 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 50044.357 = 35031.050 \text{ kN} \geq P_u = 14022.117 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.683 = 23928.504 \text{ kN.m} \geq M_u = 9578.025 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑥ 편심최대 : (부재 37, UE026)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=58.831^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	10300.779	9184.334	891.615

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Phi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 682532.401 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 891.615 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1164.092 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 989.479 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1709445.244 = 39231.768 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 7450.248 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 7779.607 \text{ kN}$

$P_n = 39231.768 + 7450.248 - 7779.607 = 38902.409 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1070.660 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34685.987 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 891.615)| = 0.0001 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1164.092 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 989.479 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1164.09) / 1164.09 = 0.00267$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400 를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.80$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800$

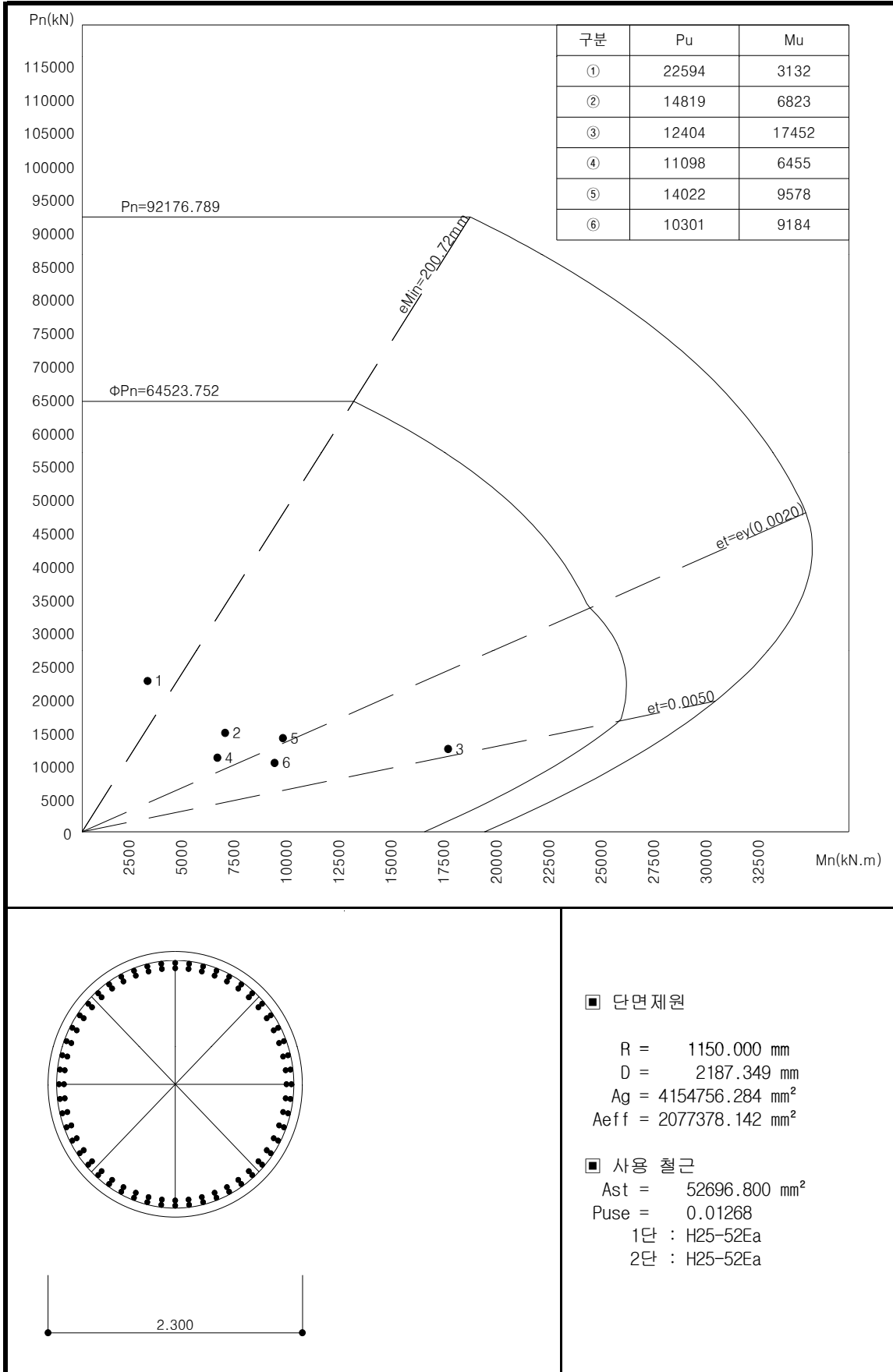
㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 38902.409 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.80 \times 38902.409 = 31121.927 \text{ kN} \geq P_u = 10300.779 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.892 = 27748.791 \text{ kN.m} \geq M_u = 9184.334 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

4) PM 상관도



10. 기둥 설계(기둥2)

10.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL003	-15714.638	-23717.660	1196.627	1334.952	15.726	0.00169	축력최대
UL026	-14505.820	-15369.056	713.387	5824.756	-1333.224	0.00292	모멘트최대
UL022	-12088.183	-12088.183	7558.793	10076.812	2186.306	0.01251	탄성설계
UL022	-12088.183	-12088.183	3671.700	2891.466	2186.306	0.01251	소성설계
UE026	-10879.365	-11742.602	1231.833	6035.118	-1416.083	0.00285	편심최대

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

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

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

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.013	0.060	0.K	64523.752	23717.660	1334.950	2.720	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	51630.489	15369.056	5824.760	3.359	0.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	0.K	41745.651	12088.183	10076.810	3.453	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	43265.754	11742.602	6035.120	3.685	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, UL003)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	23717.660	1334.950	56.285

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 23717.660 \times 0.00169 / (15.726 \times 10.296)$$

$$= 0.248$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉣ 세장비 검토

형구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 8.796 / 0.575$$

$$= 18.356 \leq 23.243 \quad \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1196.627$, $M_2=1334.952$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.896) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1571538.563 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g$ (= 2077378.142 mm^2) 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 56.285 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2585.412 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2197.600 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 4089623.159 = 93856.851 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 13921.632 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 93856.851 + 13921.632 - 0.000 = 107778.484 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1116.257 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 6065.962 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=56.282)| = 0.0033 \leq 0.010 \quad \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 2585.412 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2197.600 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\varepsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2585.41) / 2585.41 = -0.00045$$

$\varepsilon_t \leq \varepsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 107778.484 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 23717.660 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.056 = 3631.723 \text{ kN.m} \geq M_u = 1334.950 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 38, UL026)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\Theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15369.056	5824.760	378.993

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 15369.056 \times 0.00292 / (-1333.224 \times 10.296)$$

$$= 0.003$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 8.796 / 0.575$$

$$= 18.356 \leq 32.530 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=713.387$, $M_2=5824.756$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.122) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1018357.805 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 378.993 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1753.090 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1490.127 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2848230.121 = 65366.881 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 9944.810 \text{ kN}, \sum T_{si} = 1553.849 \text{ kN}$$

$$P_n = 65366.881 + 9944.810 - 1553.849 = 73757.842 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1055.422 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 27953.452 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 378.990)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1753.090 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1490.127 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1753.09) / 1753.09 = 0.00076$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 73757.842 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 73757.842 = 51630.489 \text{ kN} \geq P_u = 15369.056 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.379 = 19567.578 \text{ kN.m} \geq M_u = 5824.760 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 38, UL022)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2187.349	12088.183	10076.810	833.608

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 12088.183 \times 0.01251 / (2186.306 \times 10.296)$$

$$= 0.007$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 8.796 / 0.575$$

$$= 18.356 \leq 24.999 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=7558.793$, $M_2=10076.812$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.750) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 800966.274 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 833.608 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1212.718 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1030.810 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1803800.611 = 41397.224 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7636.172 \text{ kN}, \sum T_{si} = 7287.745 \text{ kN}$$

$$P_n = 41397.224 + 7636.172 - 7287.745 = 41745.651 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1068.517 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34799.611 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 833.610)| = 0.0021 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방항력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 41745.651 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 41745.651 = 41745.651 \text{ kN} \geq P_u = 12088.183 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.834 = 34799.522 \text{ kN.m} \geq M_u = 10076.810 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 38, UE026)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\Theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	11742.602	6035.120	513.951

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 11742.602 \times 0.00285 / (-1416.083 \times 10.296)$$

$$= 0.002$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 8.796 / 0.575$$

$$= 18.356 \leq 31.551 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1231.833$, $M_2=6035.118$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.204) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.796 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 778067.983 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 513.951 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1540.024 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1309.021 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2442055.042 = 56045.163 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 9023.899 \text{ kN}, \sum T_{si} = 3260.843 \text{ kN}$$

$$P_n = 56045.163 + 9023.899 - 3260.843 = 61808.220 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1057.897 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 31766.425 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 513.951)| = 0.0006 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1540.024 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1309.021 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1540.02) / 1540.02 = 0.00129$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

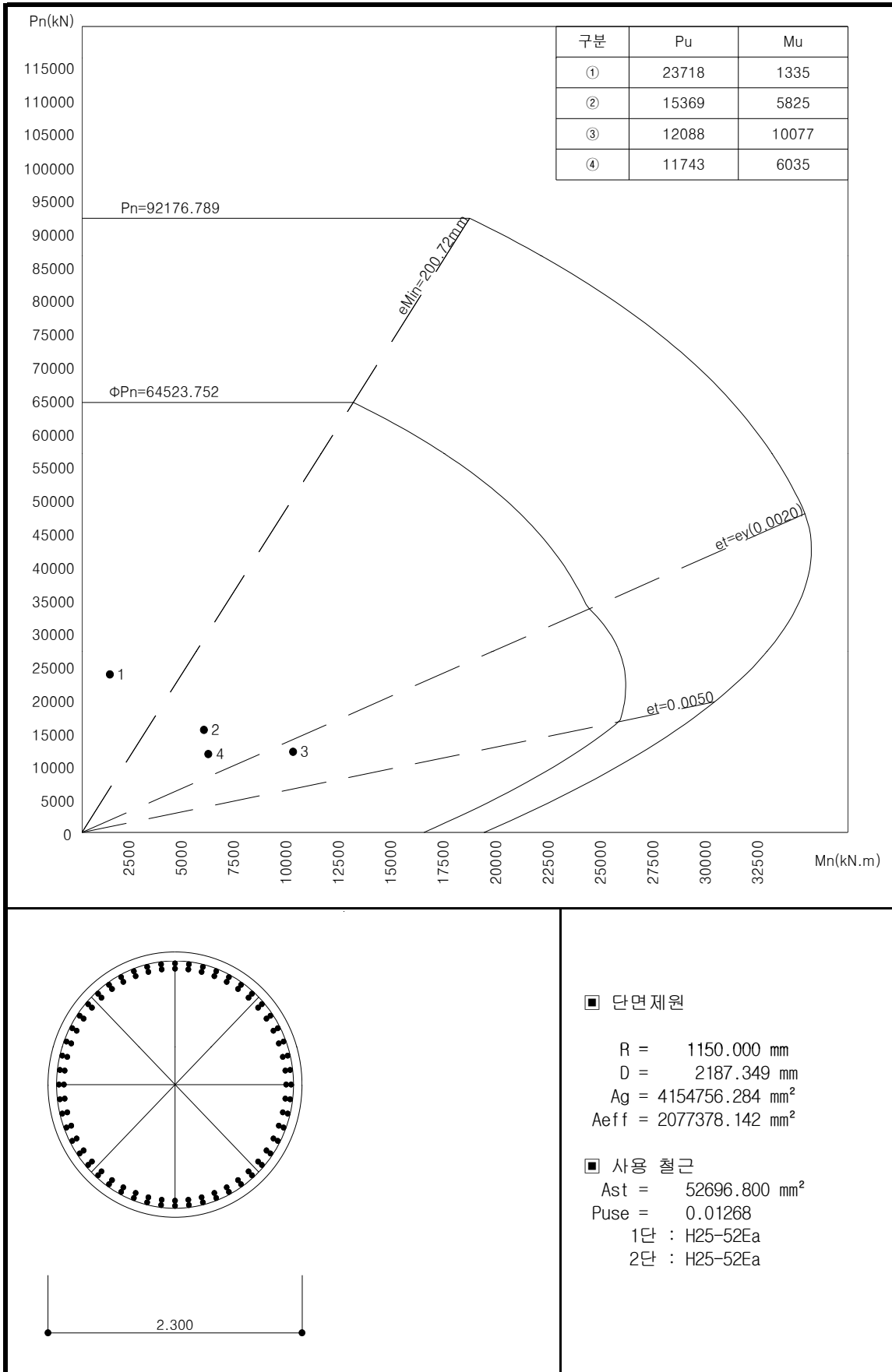
㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 61808.220 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 61808.220 = 43265.754 \text{ kN} \geq P_u = 11742.602 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.514 = 22236.470 \text{ kN.m} \geq M_u = 6035.120 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도



10.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
ULB03	-15714.638	-23717.660	1062.259	1095.135	-3.738	0.00146	축력최대
ULB14	-15110.229	-15110.228	1969.565	5966.100	473.336	0.00611	모멘트최대
ULB22	-12088.183	-12088.183	3225.609	15873.878	1865.261	0.02802	탄성설계
ULB22	-12088.183	-12088.183	565.422	4778.865	1865.261	0.02802	소성설계
UEB14	-11483.774	-11483.774	1740.163	5735.508	473.200	0.00580	편심최대

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

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

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

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.013	0.060	0.K	64523.752	23717.660	1286.772	2.720	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	50070.590	15110.228	6081.651	3.314	0.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	0.K	23675.151	12088.183	16164.845	1.959	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	43684.873	11483.774	5816.945	3.804	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, ULB03)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	23717.660	1286.772	54.254

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 23717.660 \times 0.00146 / (3.738 \times 10.296)$$

$$= 0.899$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 11.782 / 0.575$$

$$= 43.029 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

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

$$= 1 / (1 - 0.899)$$

$$= 9.901$$

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 『콘크리트 구조설계기준』 6.5.4 (6)

$$\delta_s = 1 / (1 - P_u / 0.75 P_c) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 23717.660 / (0.75 \times 212340.849))$$

$$= 1.175$$

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

$$= \pi^2 \times 13170144.037 / (2.100 \times 11.782)^2$$

$$= 212340.849 \text{ kN}$$

여기서, $EI = 0.4 \cdot E_c \cdot I_g / (1 + \beta_d) = 13170144.037 \text{ kN/m}^2$

$\beta_d = \text{최대계수 지속전단력} / \text{전체 계수전단력} = 0.160$

$E_c = 27804.00 \text{ MPa}$

$I_g = 1.373666 \text{ m}^4$, k : 유효길이계수

㉞ 확대 모멘트 산정

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

$$= 0.000 + 1.175 \times 1062.259$$

$$= 1248.143 \text{ kN.m}$$

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

$$= 0.000 + 1.175 \times 1095.135$$

$$= 1286.772 \text{ kN.m}$$

㉔ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$
 - 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$) , $d_1 = 100.000 \text{ mm}$
 - 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$) , $d_2 = 125.000 \text{ mm}$
 $\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$
 $\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1571538.563 \text{ mm}^2$
 A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉕ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$
 $C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$
 $P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$
 $M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$
 $e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 54.254 \text{ mm}$)

㉖ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2595.341 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2206.040 \text{ mm}$ 를 사용.
 $C_c = 0.85 \times 27.0 \times 4097473.334 = 94037.013 \text{ kN}$
 $\sum C_{si} = 13956.841 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$
 $P_n = 94037.013 + 13956.841 - 0.000 = 107993.854 \text{ kN}$
 $M_n = C_c \times 1118.429 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 5859.027 \text{ kN.m}$
 - 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 54.253)| = 0.0004 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉗ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$
 $c = 2595.341 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2206.040 \text{ mm}$
 $\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$
 $\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2595.34) / 2595.34 = -0.00046$
 $\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 107993.854 \text{ kN}$
 $\Phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 23717.660 \text{ kN} \therefore O.K$
 $\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.054 = 3500.654 \text{ kN.m} \geq M_u = 1286.772 \text{ kN.m} \therefore O.K$

② 모멘트최대 : (부재 38, ULB14)

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15110.228	6081.651	402.486

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 15110.228 \times 0.00611 / (473.336 \times 10.296)$$

$$= 0.019$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 11.782 / 0.575$$

$$= 43.029 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

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

$$= 1 / (1 - 0.019)$$

$$= 1.019$$

㉥ 확대 모멘트 산정

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

$$= 0.000 + 1.019 \times 1969.565$$

$$= 2007.712 \text{ kN.m}$$

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

$$= 0.000 + 1.019 \times 5966.100$$

$$= 6081.651 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1001207.792 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 402.486 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1711.975 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1455.179 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2771077.126 = 63596.220 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 9762.863 \text{ kN}, \sum T_{si} = 1829.669 \text{ kN}$$

$$P_n = 63596.220 + 9762.863 - 1829.669 = 71529.415 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1055.569 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 28789.429 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=402.484)| = 0.0020 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1711.975 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1455.179 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1711.97) / 1711.97 = 0.00086$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 71529.415 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 71529.415 = 50070.590 \text{ kN} \geq P_u = 15110.228 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.402 = 20152.699 \text{ kN.m} \geq M_u = 6081.651 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 38, ULB22)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=1.00$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	12088.183	16164.845	1337.244

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 12088.183 \times 0.02802 / (1865.261 \times 10.296)$$

$$= 0.018$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 11.782 / 0.575$$

$$= 43.029 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

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

$$= 1 / (1 - 0.018)$$

$$= 1.018$$

㉥ 확대 모멘트 산정

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

$$= 0.000 + 1.018 \times 3225.609$$

$$= 3284.734 \text{ kN.m}$$

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

$$= 0.000 + 1.018 \times 15873.878$$

$$= 16164.845 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 800966.274 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 2077378.142 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1337.244 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 897.984 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 763.287 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1205039.757 = 27655.662 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6238.489 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10219.001 \text{ kN}$$

$$P_n = 27655.662 + 6238.489 - 10219.001 = 23675.151 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1084.480 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 31659.473 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1337.245)| = 0.0012 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 23675.151 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 23675.151 = 23675.151 \text{ kN} \geq P_u = 12088.183 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.337 = 31659.443 \text{ kN.m} \geq M_u = 16164.845 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 38, UEB14)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	11483.774	5816.945	506.536

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 11483.774 \times 0.00580 / (473.200 \times 10.296)$$

$$= 0.014$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.296 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 11.782 / 0.575$$

$$= 43.029 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.782 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

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

$$= 1 / (1 - 0.014)$$

$$= 1.014$$

㉥ 확대 모멘트 산정

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

$$= 0.000 + 1.014 \times 1740.163$$

$$= 1764.871 \text{ kN.m}$$

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

$$= 0.000 + 1.014 \times 5735.508$$

$$= 5816.945 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01268$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 125.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 760917.970 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$$

$$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 506.536 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1550.225 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1317.691 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2461796.016 = 56498.219 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 9072.110 \text{ kN}, \sum T_{si} = 3163.368 \text{ kN}$$

$$P_n = 56498.219 + 9072.110 - 3163.368 = 62406.961 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1057.688 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 31611.556 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=506.539)| = 0.0029 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$$

$$c = 1550.225 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1317.691 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1550.22) / 1550.22 = 0.00126$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

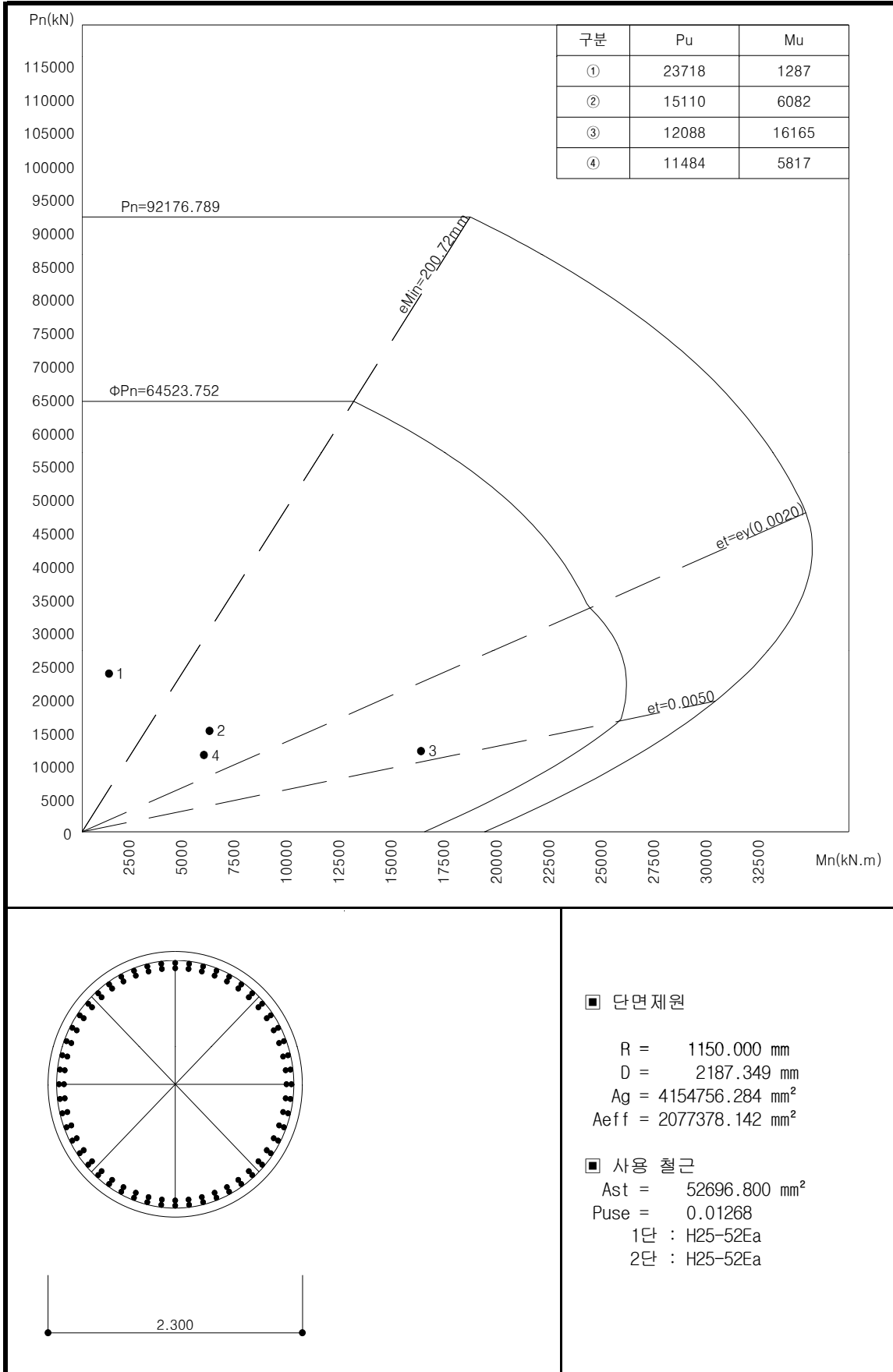
㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 62406.961 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 62406.961 = 43684.873 \text{ kN} \geq P_u = 11483.774 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.507 = 22127.962 \text{ kN.m} \geq M_u = 5816.945 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도



10.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL03	-23717.660	1286.772	1334.950	1854.150	축력최대
UL14	-15796.889	6081.651	3059.060	6807.667	모멘트최대
UL22	-12088.183	16164.845	2824.185	16409.700	탄성설계
UL22	-12088.183	16164.845	2824.185	16409.700	소성설계
UE14	-12170.434	5816.945	3269.420	6672.777	편심최대
UL26	-15369.056	4858.400	5824.760	7584.977	모멘트최대
UE26	-11742.602	4616.882	6035.120	7598.571	편심최대

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

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

※ 지진시의 조합은 교축방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축직각방향은 내진해석에서 얻은 2773.350 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$My = 2773.350 \times 1.018 = 2824.185 \text{ kN.m}$, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=2773.350) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.013	0.060	0.K	64523.752	23717.660	1854.150	2.720	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	48235.404	15796.889	6807.667	3.053	0.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	0.K	23204.600	12088.183	16409.700	1.920	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	41394.206	12170.434	6672.777	3.401	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	44432.317	15369.056	7584.977	2.891	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	36576.206	11742.602	7598.571	3.115	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, UL003)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=46.053^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2187.349	23717.660	1854.150	78.176

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1571538.563 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 78.176 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2492.292 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2118.448 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 4002306.151 = 91852.926 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 13592.134 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 91852.926 + 13592.134 - 0.000 = 105445.060 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1099.010 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 8242.581 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 78.169)| = 0.0065 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 2492.292 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2118.448 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2492.29) / 2492.29 = -0.00035$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} < P_n = 105445.060 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 92176.788 = 64523.752 \text{ kN} \geq P_u = 23717.660 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.078 = 5044.204 \text{ kN.m} \geq M_u = 1854.150 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 38, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=26.702^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15796.889	6807.667	430.950

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1046706.136 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 430.950 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1664.560 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1414.876 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2681272.932 = 61535.214 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 9548.736 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2176.229 \text{ kN}$

$P_n = 61535.214 + 9548.736 - 2176.229 = 68907.721 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1055.945 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 29695.596 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 430.947)| = 0.0026 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1664.560 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1414.876 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1664.56) / 1664.56 = 0.00097$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 68907.721 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 68907.721 = 48235.404 \text{ kN} \geq P_u = 15796.889 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.431 = 20787.041 \text{ kN.m} \geq M_u = 6807.667 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

③ 탄성설계 : (부재 38, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=9.910^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2187.349	12088.183	16409.700	1357.499

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 800966.274 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1357.499 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 889.510 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 756.083 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1189455.061 = 27297.994 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6199.793 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10293.187 \text{ kN}$

$P_n = 27297.994 + 6199.793 - 10293.187 = 23204.600 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1084.973 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 31500.216 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1357.499)| = 0.0005 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 23204.600 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 23204.600 = 23204.600 \text{ kN} \geq P_u = 12088.183 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.357 = 31500.228 \text{ kN.m} \geq M_u = 16409.700 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 38, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=29.338^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	12170.434	6672.777	548.278

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 806416.247 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 548.278 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1494.195 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1270.065 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2353119.670 = 54004.096 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8864.984 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3734.500 \text{ kN}$

$P_n = 54004.096 + 8864.984 - 3734.500 = 59134.581 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1058.936 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 32422.320 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 548.280)| = 0.0025 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1494.195 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1270.065 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1494.19) / 1494.19 = 0.00142$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 59134.581 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 59134.581 = 41394.206 \text{ kN} \geq P_u = 12170.434 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.548 = 22695.520 \text{ kN.m} \geq M_u = 6672.777 \text{ kN.m} \therefore O.K$

⑤ 모멘트최대 : (부재 38, UL026)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=50.169^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15369.056	7584.977	493.523

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1018357.805 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 493.523 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1568.519 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1333.241 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2497144.305 = 57309.462 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 9157.003 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2991.726 \text{ kN}$

$P_n = 57309.462 + 9157.003 - 2991.726 = 63474.738 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1057.334 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 31326.829 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 493.532)| = 0.0096 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1568.519 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1333.241 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1568.52) / 1568.52 = 0.00121$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 63474.738 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 63474.738 = 44432.317 \text{ kN} \geq P_u = 15369.056 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.494 = 21928.354 \text{ kN.m} \geq M_u = 7584.977 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑥ 편심최대 : (부재 38, UE026)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=52.584^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	11742.602	7598.571	647.094

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 52696.80 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01268$

- 1단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 125.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0127) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 778067.983 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 2077378.142 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.410 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1115.548 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8093.479 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6094.747 \text{ kN}$

$P_b = 45859.325 + 8093.479 - 6094.747 = 47858.056 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.545 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34503.891 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 720.963 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 647.094 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1381.946 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1174.654 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2134161.054 = 48978.996 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8362.094 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5089.368 \text{ kN}$

$P_n = 48978.996 + 8362.094 - 5089.368 = 52251.723 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1062.135 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 33811.681 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 647.092)| = 0.0021 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 \text{ mm}$

$c = 1381.946 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1174.654 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1381.95) / 1381.95 = 0.00178$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

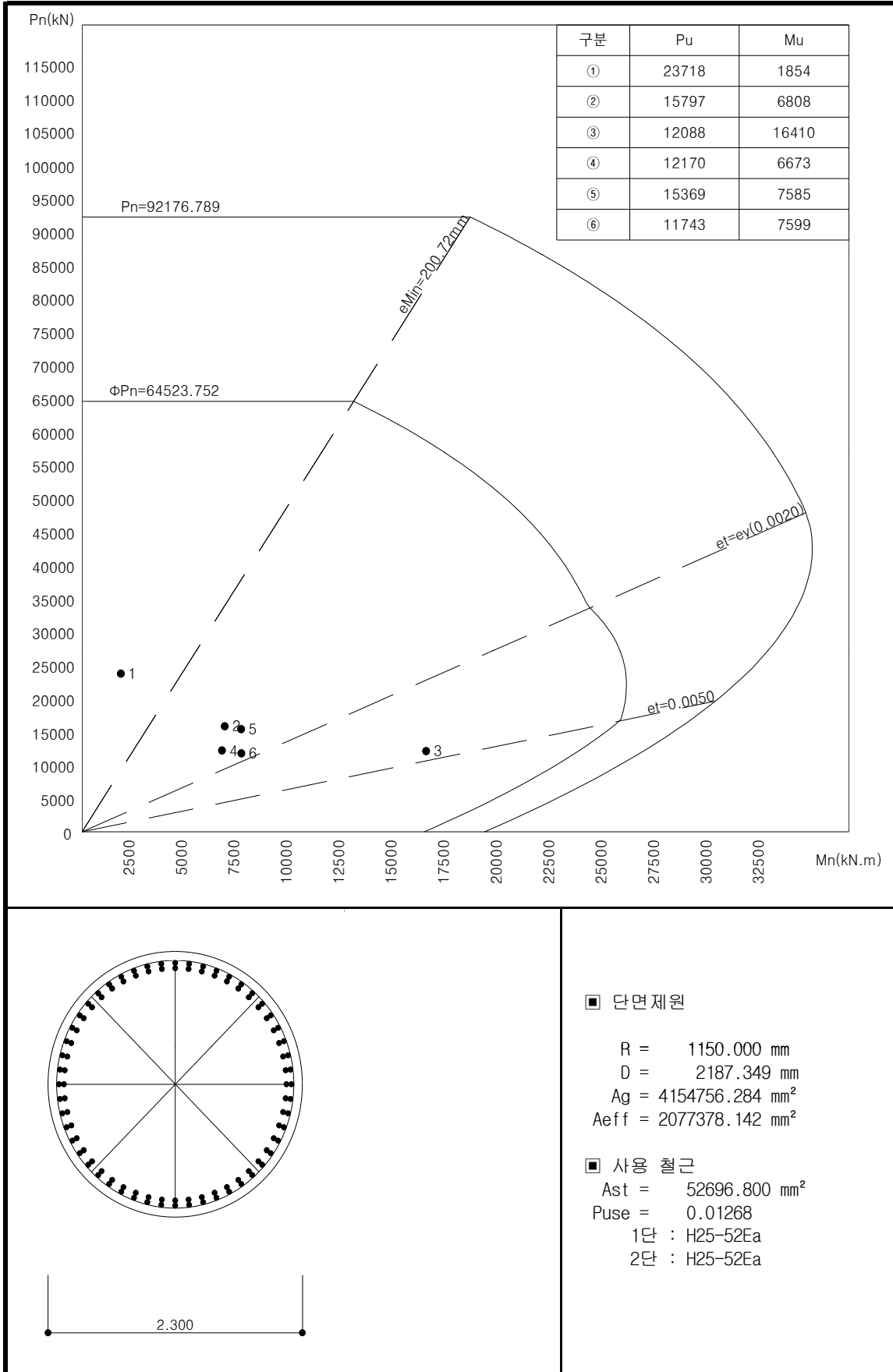
㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \} = 92176.788 \text{ kN} \geq P_n = 52251.723 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 52251.723 = 36576.206 \text{ kN} \geq P_u = 11742.602 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.647 = 23668.254 \text{ kN.m} \geq M_u = 7598.571 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

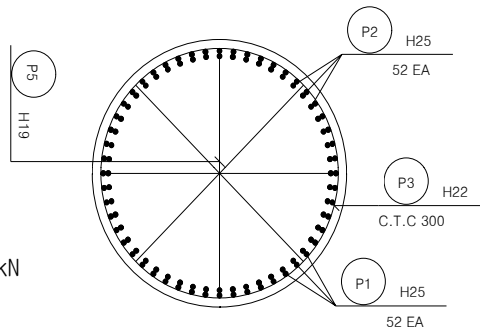
4) PM 상관도



10.4 상시 전단설계

(1) 기동에 발생하는 최대전단력 : UL026 MAX, 『기동부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 0.542 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 2079.922 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 2079.922 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 14885.355 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 0.80$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 2079.922 / 0.80 = 2599.903 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$\begin{aligned} h &= 2300.000 \text{ mm} & d' &= 112.651 \text{ mm} \\ Z_s &= \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적}) \\ &= 642.910 \text{ mm} \\ d &= h/2 + Z_s \\ &= 2300.000/2 + 642.910 \\ &= 1792.910 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \{ 1 + 14885.355 \times 1000 / (14 \times 4154756.284) \} \times \sqrt{27.0} \\ &\quad \times 2300.000 \times 1792.910 \\ &= 4485.131 \text{ kN} \end{aligned}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 2242.566 \text{ kN} < V_n \leq V_c = 4485.131 \quad \therefore \text{최소 전단 철근 필요}$$

(4) 필요철근량 계산 A_v

$$A_{v1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times B \times s / f_y = 560.210 \text{ mm}^2$$

$$A_{v2} = 0.35 \times B \times s / f_y = 603.750 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \max(A_{v1}, A_{v2}) = 603.750 \text{ mm}^2$$

$$\text{띠철근의 수직 간격 } S = 300.0 \text{ mm}, \quad d = 1792.910 \text{ mm}, \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

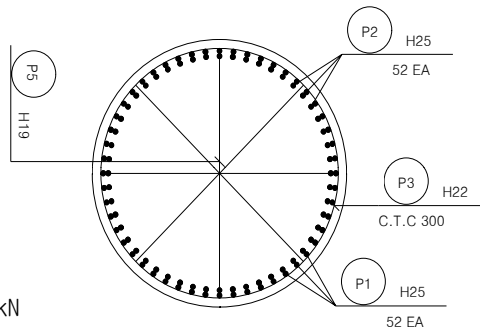
$$\text{사용철근량 : H22} \times 2\text{EA} = 774.200 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow 774.200 \text{ mm}^2 \geq 603.750 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

10.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 637.581 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 2186.306 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 2277.377 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 12088.183 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 1.00$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 2277.377 / 1.00 = 2277.377 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2300.000 \text{ mm} \quad d' = 112.651 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 642.910 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2300.000/2 + 642.910$$

$$= 1792.910 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 12088.183 \times 1000 / (14 \times 4154756.284) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2300.000 \times 1792.910$$

$$= 4313.395 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 2156.697 \text{ kN} \leq V_n \leq V_c = 4313.395 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소 전단철근 필요}$$

(4) 필요철근량 계산 A_v

$$A_{v1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times B \times s / f_y = 560.210 \text{ mm}^2$$

$$A_{v2} = 0.35 \times B \times s / f_y = 603.750 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \max(A_{v1}, A_{v2}) = 603.750 \text{ mm}^2$$

$$\text{띠철근의 수직 간격 } S = 300.0 \text{ mm}, \quad d = 1792.910 \text{ mm}, \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{사용철근량 : H22} \times 2\text{EA} = 774.200 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow 774.200 \text{ mm}^2 \geq 603.750 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

10.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]

캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.

단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,

450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최대단면치수 } D = 2300.0 \text{ mm}$$

$$- \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 8795.7 / 6 = 1466.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 2300.0 \text{ mm} = 2.300 \text{ m}$$

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 \text{ mm}$$

$$- \text{축방향 철근지름 } 6 \times d = 6 \times 25.0 = 150.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 150.0 \text{ mm} = 0.150 \text{ m}$$

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]

심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의

0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

$$- \text{기둥 치수의 0.5배 이상 연장} : 0.5 \times D = 1150.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 1150.0 \text{ mm} = 1.150 \text{ m}$$

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 \text{ mm}$$

$$- 100.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 575.0 \text{ mm} = 0.575 \text{ m}$$

11. 기 초 설 계

11.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV021	16263.190	0.107	791.537	18049.240	56855.106	791.729	축력최대
SV026	11685.098	1733.268	6806.633	13471.148	42434.116	9926.515	모멘트최대
SV026	11685.098	1733.268	6806.633	13471.148	42434.116	9926.515	편심최대
SV022	12404.462	1758.694	12239.916	14190.512	44700.113	15405.565	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.300 \times 6.300 \times 1.800 \times 25.000 = 1786.050 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.300 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 1.800 \text{ mm}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV021	56855.106	791.729	18049.240	71.811	0.044	1.050	0.K
SV026	42434.116	9926.515	13471.148	4.275	0.737	1.050	0.K
SV026	42434.116	9926.515	13471.148	4.275	0.737	1.050	0.K
SV022	44700.113	15405.565	14190.512	2.902	1.086	2.100	0.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV021	18049.240	10829.544	0.107	101579.034	1.500	0.K
SV026	13471.148	8082.689	1733.268	4.663	1.500	0.K
SV026	13471.148	8082.689	1733.268	4.663	1.500	0.K
SV022	14190.512	8514.307	1758.694	4.841	1.200	0.K

註) $\tan \Phi_b = 0.600$, $C_b = 0$, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = $H_u/H \geq 1.50$ (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV021	18049.240	56063.377	0.044	473.753	435.757	789.000	0.K
SV026	13471.148	32507.601	0.737	577.601	101.218	789.000	0.K
SV026	13471.148	32507.601	0.737	577.601	101.218	789.000	0.K
SV022	14190.512	29294.548	1.086	727.407	0.000	1183.500	0.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우 SV021, SV026, SV026

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 작은 경우 SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

$$= 3333.333 \times (\sqrt{(6.300 \times 6.300) / 0.3})^{\frac{3}{4}} = 339.793 \text{ kN/m}^3$$

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$K_{v0} = 1/0.3 \times \alpha \times E_0 = 1/0.3 \times 1.000 \times 1000.000 = 3333.33 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 6.300 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.300 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

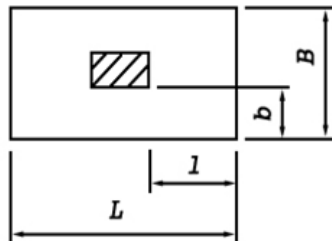
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 339.793) / (27804000.000 \times 1.800^3)\}} = 0.050 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.000, 2.000) = 2.000$$

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 3.150

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.150



$$\beta \lambda = 0.050 \times 2.000 = 0.100 \leq 1.0, \therefore O.K$$

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	$\sum V$ (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL003	23717.660	15.726	1196.627	26039.525	82024.504	1224.934	축력최대
UL026	14022.117	2079.922	8167.959	16165.377	50920.938	11911.819	모멘트최대
UE026	10300.779	1997.063	7858.492	11908.224	37510.906	11453.205	편심최대
UL022	12404.462	1758.694	12239.916	14190.512	44700.113	15405.565	지진시
SV021	16263.190	0.107	791.537	18049.240	56855.106	791.729	축력최대
SV026	11685.098	1733.268	6806.633	13471.148	42434.116	9926.515	모멘트최대
SV026	11685.098	1733.268	6806.633	13471.148	42434.116	9926.515	편심최대
SV022	12404.462	1758.694	12239.916	14190.512	44700.113	15405.565	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\sum V = P + W, \quad W = 6.300 \times 6.300 \times 1.800 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \sum V \times B/2, \quad B = 6.300 \text{ m}$$

$$M_y = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$M_o = |M_y + V_x \times h|, \quad h = 1.800 \text{ mm}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Q _{max} (kN)	Q _{min} (kN)	X(m)
UL003	26039.525	80799.569	0.047	4318.433	3948.083	6.300
UL026	16165.377	39009.119	0.737	4366.661	765.204	6.300
UE026	11908.224	26057.700	0.962	3621.593	158.795	6.300
UL022	14190.512	29294.548	1.086	4582.665	0.000	6.193
SV021	18049.240	56063.377	0.044	2984.646	2745.272	6.300
SV026	13471.148	32507.601	0.737	3638.884	637.670	6.300
SV026	13471.148	32507.601	0.737	3638.884	637.670	6.300
SV022	14190.512	29294.548	1.086	4582.665	0.000	6.193

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우

=>SV021, SV026, SV026, UL003, UL026, UE026

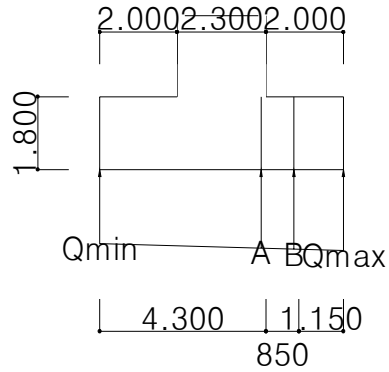
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 작은 경우

=>SV022, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.150 \times 1.800 \times 6.300 \times 25.000 = 326.025 \text{ kN}$$

$$M_a = 2.131 \times 1.800 \times 6.300 \times 25.000 \times 2.131/2 = 643.710 \text{ kN.m}$$

㉡ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 2.131^2 / 2 + (Q_{max} - Q_a) / 2 \times 2.131^2 \times 2/3$$

㉢ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	$Q_{max}(kN)$	$Q_a(kN)$	$Q_b(kN)$	$V_b(kN)$	$M_a(kN.m)$	$V_s(kN)$	$M_s(kN.m)$
SV021	2984.646	2903.677	2940.950	3407.218	6715.596	3081.193	6071.886
SV026	3638.884	2623.712	3091.044	3869.709	7494.036	3543.684	6850.327
SV026	3638.884	2623.712	3091.044	3869.709	7494.036	3543.684	6850.327
SV022	4582.665	3005.810	3731.711	4780.766	9211.851	4454.741	8568.141

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉣ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	$Q_{max}(kN)$	$Q_a(kN)$	$Q_b(kN)$	$V_b(kN)$	$M_a(kN.m)$	$V_u(kN)$	$M_u(kN.m)$
UL003	4318.433	4193.161	4250.830	4927.326	9710.536	4503.494	8873.714
UL026	4366.661	3148.454	3709.252	4643.650	8992.844	4252.420	8220.392
UE026	3621.593	2450.288	2989.495	3801.376	7336.605	3507.954	6757.267
UL022	4582.665	3005.810	3731.711	4780.766	9211.851	4454.741	8568.141

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교각-지점부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
6300.00	1800.00	1700.00	100.00	8873.71	4503.49

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 18967.900 \times 400.00 = 7587160.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6300.000 = 144585.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 52.475 \text{ mm, } c = 52.475 / \beta_1 = 52.475 / 0.85 = 61.736 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 61.736) / 61.736 = 0.07961$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 15549.177 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 18967.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.220]

$$1\text{단} : \text{H22} - 49.0 \text{ EA} (= 18967.9 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6300.0 \times 1200.0 = 11340.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 15549.177 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(15549.177, 11340.000) / bd = 0.00145$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00177$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 52.475 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 18967.900 \times 400 \times (1700.00 - a/2) = 10794.237 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 8873.714 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 1.216]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1700.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6300.00 \times 1700.00 = 7420.106 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 4503.494 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H22 - 51.0 EA

$$H22 - 51.0 EA = 39484.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 1800.0 \times 6300.0 = 17010.0 \text{ mm}^2 < 39484.2 \text{ mm}^2$$

$$(39484.200 / 6.300) = 6267.333 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축, 온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H22 - 51.0 EA

$$= 19742.100 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : 300.000 mm²

$$< 19742.100 \text{ mm}^2$$

∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 6850.327 \times 1000000 / [18967.900 \times (1700.000 - 247.440/3)] \\ = 223.276 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 18967.900/6300.0 + 7 \times 18967.900/6300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 6300.0 \times 1700.0)/(7 \times 18967.900)]}$$

$$= 247.440 \text{ mm}$$

사용철근량 = 18967.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 49.0 EA (= 18967.9 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 223.28) - 2.5 \times 89.00 = 130.20 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 223.28) = 282.16 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 130.20 mm 를 적용

$$S = 6300.00 / 49.0 EA = 128.57 \leq S_a (= 130.20 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

11.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	$\sum V$ (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB20	15940.558	323.827	-4327.702	17726.608	55838.815	3744.813	축력최대
SVB14	12404.462	396.393	-4894.780	14190.512	44700.113	4181.272	모멘트최대
SVB14	12088.183	378.668	-4772.880	13874.233	43703.834	4091.277	편심최대
SVB22	12404.462	1981.929	16515.182	14190.512	44700.113	20082.653	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\sum V = P + W, \quad W = 6.300 \times 6.300 \times 1.800 \times 25.000 = 1786.050 \text{ kN}$$

$$Mr = \sum V \times B/2, \quad B = 6.300 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 1.800 \text{ m}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB20	55838.815	3744.813	17726.608	14.911	0.211	1.050	0.K
SVB14	44700.113	4181.272	14190.512	10.691	0.295	1.050	0.K
SVB14	43703.834	4091.277	13874.233	10.682	0.295	1.050	0.K
SVB22	44700.113	20082.653	14190.512	2.226	1.415	2.100	0.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB20	17726.608	10635.965	323.827	32.845	1.500	0.K
SVB14	14190.512	8514.307	396.393	21.479	1.500	0.K
SVB14	13874.233	8324.540	378.668	21.984	1.500	0.K
SVB22	14190.512	8514.307	1981.929	4.296	1.200	0.K

註) $\tan \Phi_b = 0.600$, $C_b = 0$, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

$S.F = H_u/H \geq 1.50$ (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB20	17726.608	52094.002	0.211	536.485	356.768	789.000	0.K
SVB14	14190.512	40518.841	0.295	457.865	257.202	789.000	0.K
SVB14	13874.233	39612.557	0.295	447.737	251.393	789.000	0.K
SVB22	14190.512	24617.459	1.415	865.608	0.000	1183.500	0.K

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우 SVB20, SVB14, SVB14

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 작은 경우 SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	$\sum V$ (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB03	23717.660	3.738	-1062.259	26039.525	82024.504	1055.531	축력최대
ULB14	15505.578	495.492	-6118.475	17738.140	55875.143	5226.590	모멘트최대
UEB14	11784.239	495.627	-5885.963	13480.986	42465.107	4993.834	편심최대
ULB22	12404.462	1981.929	16515.182	14190.512	44700.113	20082.653	지진시
SVB20	15940.558	323.827	-4327.702	17726.608	55838.815	3744.813	축력최대
SVB14	12404.462	396.393	-4894.780	14190.512	44700.113	4181.272	모멘트최대
SVB14	12088.183	378.668	-4772.880	13874.233	43703.834	4091.277	편심최대
SVB22	12404.462	1981.929	16515.182	14190.512	44700.113	20082.653	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\sum V = P + W, \quad W = 6.300 \times 6.300 \times 1.800 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$Mr = \sum V \times B/2, \quad B = 6.300 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 1.800 \text{ m}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB03	26039.525	80968.973	0.041	4292.824	3973.692	6.300
ULB14	17738.140	50648.553	0.295	3605.690	2025.466	6.300
UEB14	13480.986	37471.274	0.370	2894.765	1384.913	6.300
ULB22	14190.512	24617.459	1.415	5453.328	0.000	5.204
SVB20	17726.608	52094.002	0.211	3379.857	2247.638	6.300
SVB14	14190.512	40518.841	0.295	2884.552	1620.373	6.300
SVB14	13874.233	39612.557	0.295	2820.744	1583.774	6.300
SVB22	14190.512	24617.459	1.415	5453.328	0.000	5.204

註) B : 기초의 폭원 (6.300m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우

=>SVB20, SVB14, SVB14, ULB03, ULB14, UEB14

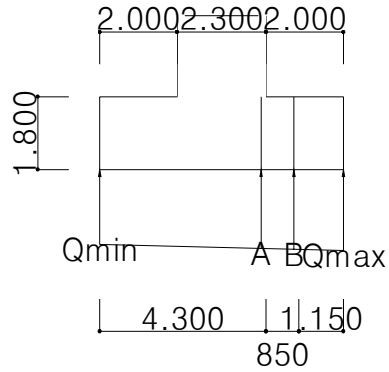
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 작은 경우

=>SVB22, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.150 \times 1.800 \times 6.300 \times 25.000 = 326.025 \text{ kN}$$

$$M_a = 2.131 \times 1.800 \times 6.300 \times 25.000 \times 2.131/2 = 643.710 \text{ kN.m}$$

㉡ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 2.131^2 / 2 + (Q_{\max} - Q_a) / 2 \times 2.131^2 \times 2/3$$

㉢ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB20	3379.857	2996.879	3173.182	3767.997	7384.376	3441.972	6740.667
SVB14	2884.552	2456.938	2653.789	3184.546	6225.963	2858.521	5582.254
SVB14	2820.744	2402.334	2594.948	3114.023	6088.049	2787.998	5444.339
SVB22	5453.328	3220.380	4248.312	5578.443	10692.191	5252.418	10048.482

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉣ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB03	4292.824	4184.876	4234.570	4903.252	9665.502	4479.419	8828.679
ULB14	3605.690	3071.173	3317.236	3980.682	7782.454	3573.151	6977.817
UEB14	2894.765	2384.052	2619.157	3170.505	6186.258	2860.781	5574.734
ULB22	5453.328	3220.380	4248.312	5578.443	10692.191	5252.418	10048.482

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
6300.00	1800.00	1700.00	100.00	10048.48	5252.42

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 19742.100 \times 400.00 = 7896840.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6300.000 = 144585.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 54.617 \text{ mm, } c = 54.617 / \beta_1 = 54.617 / 0.85 = 64.256 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 64.256) / 64.256 = 0.07637$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 17638.055 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 19742.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.119]

$$1\text{단} : \text{H22} - 51.0 \text{ EA} (= 19742.1 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6300.0 \times 1200.0 = 11340.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 17638.055 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(17638.055, 11340.000) / bd = 0.00165$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00184$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 54.617 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 19742.100 \times 400 \times (1700.00 - a/2) = 11227.630 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 10048.482 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.117]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1700.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6300.00 \times 1700.00 = 7420.106 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 5252.418 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H22 - 49.0 EA

$$H22 - 49.0 EA = 37935.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 1800.0 \times 6300.0 = 17010.0 \text{ mm}^2 < 37935.8 \text{ mm}^2$$

$$(37935.800 / 6.300) = 6021.556 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축, 온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H22 - 49.0 EA

$$= 18967.900 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : 300.000 mm²

$$< 18967.900 \text{ mm}^2$$

∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 6740.667 \times 1000000 / [19742.100 \times (1700.000 - 252.040/3)]$$

$$= 211.286 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 19742.100/6300.0 + 7 \times 19742.100/6300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 6300.0 \times 1700.0)/(7 \times 19742.100)]}$$

$$= 252.040 \text{ mm}$$

사용철근량 = 19742.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 51.0 EA (= 19742.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 211.29) - 2.5 \times 89.00 = 150.22 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 211.29) = 298.17 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 150.22 mm 를 적용

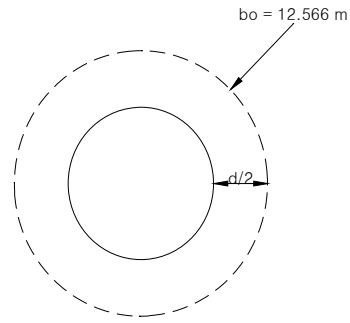
$$S = 6300.00 / 51.0 EA = 123.53 \leq S_a (= 150.22 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

12. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(V_u) : -23717.66 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

3) 위험단면 길이(b_o) = 12.566 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\ast \beta_c = 1.000, \quad \alpha_s = 40$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 12.566 \times 1.700 \\ &= 55502.271 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.700)/(2 \cdot 12.566)) \times \sqrt{27} \times 12.566 \times 1.700 \\ &= 68557.025 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{3} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 12.566 \times 1.700 \\ &= 37001.514 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 37001.514 = 29601.211 \text{ kN}$$

$$\ast \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

$$S = 200 + 5.0 \times 44.996 = 424.982 \text{ mm}$$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	350.647	610.000	410.000	568.438	0.K
2	350.647	610.000	410.000	568.438	0.K
3	350.647	610.000	410.000	568.438	0.K
4	350.647	610.000	410.000	568.438	0.K
5	350.647	600.000	550.000	569.430	0.K
6	350.647	610.000	410.000	568.439	0.K
7	350.647	610.000	410.000	568.439	0.K
8	350.647	610.000	410.000	568.439	0.K
9	350.647	610.000	410.000	584.158	0.K
10	424.982	560.000	460.000	615.033	0.K
11	424.982	560.000	460.000	615.033	0.K
12	424.982	560.000	460.000	615.033	0.K
13	424.982	560.000	460.000	615.033	0.K
14	424.982	550.000	600.000	618.530	0.K
15	424.982	560.000	460.000	615.032	0.K
16	424.982	560.000	460.000	615.032	0.K
17	424.982	560.000	460.000	615.031	0.K
18	424.982	560.000	460.000	615.031	0.K

13.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 87.6° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 2.43°

$$\begin{aligned}
 N &= (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm} \\
 &= (200 + 1.67 \times 75.096 + 6.66 \times 13.085) \times (1 + 0.000125 \times 2.43^2) \\
 &= 412.863 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 실제 받침지지 길이

$$N1 = 1401 - 0 - 50 = 1351 \text{ mm} \geq 413 \text{ mm} \therefore 0.K$$

13.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1281.979	0.K	258.822	206.110	0.K
SHOE 2	1750.000	1295.561	0.K	258.822	206.440	0.K
SHOE 3	1750.000	1247.670	0.K	258.822	206.850	0.K
SHOE 4	1750.000	1211.205	0.K	258.822	207.210	0.K
SHOE 5	1750.000	1137.207	0.K	258.822	207.360	0.K
SHOE 6	1750.000	1202.584	0.K	258.822	207.180	0.K
SHOE 7	1750.000	1251.817	0.K	258.822	206.730	0.K
SHOE 8	1750.000	1311.548	0.K	258.822	206.200	0.K
SHOE 9	1750.000	1409.573	0.K	258.822	205.800	0.K
SHOE 10	1900.000	1670.268	0.K	271.763	182.620	0.K
SHOE 11	1900.000	1637.828	0.K	271.763	182.840	0.K
SHOE 12	1900.000	1557.655	0.K	271.763	183.180	0.K
SHOE 13	1900.000	1538.932	0.K	271.763	183.490	0.K
SHOE 14	1900.000	1585.535	0.K	271.763	183.630	0.K
SHOE 15	1900.000	1615.026	0.K	271.763	183.480	0.K
SHOE 16	1900.000	1630.031	0.K	271.763	183.090	0.K
SHOE 17	1900.000	1655.514	0.K	271.763	182.670	0.K
SHOE 18	1900.000	1758.301	0.K	271.763	182.400	0.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

13.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1281.979	151.669	154.970	1294.655	1748.862	
2	1295.561	151.609	155.218	1294.656	1878.281	
3	1247.670	151.481	155.526	1294.656	1878.281	
4	1211.205	151.188	155.797	1294.656	1878.282	
5	1137.207	150.970	306.717	1434.656	1873.282	
6	1202.584	150.917	155.774	1294.656	1878.282	
7	1251.817	150.970	155.436	1294.657	1878.282	
8	1311.548	150.820	155.038	1294.657	1878.282	
9	1409.573	150.594	154.737	1310.376	1736.020	
10	1670.268	132.707	137.308	1359.901	1686.020	
11	1637.828	132.662	137.474	1359.900	1867.559	
12	1557.655	132.556	137.729	1359.900	1867.558	
13	1538.932	132.293	137.962	1359.900	1867.558	
14	1585.535	132.105	306.717	1499.899	1862.558	
15	1615.026	132.060	137.955	1359.899	1867.557	
16	1630.031	132.098	137.662	1359.899	1867.557	
17	1655.514	131.970	137.346	1359.899	1867.557	
18	1758.301	131.759	137.143	1359.898	1728.921	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2009.266	4369.200	0.K	2285.365	3773.400	0.K
2	2021.292	4369.200	0.K	2301.835	3773.400	0.K
3	1976.999	4369.200	0.K	2250.335	3773.400	0.K
4	1942.186	4369.200	0.K	2211.322	3773.400	0.K
5	1882.560	4369.200	0.K	2967.547	3773.400	0.K
6	1932.837	4369.200	0.K	2201.618	3773.400	0.K
7	1977.933	4369.200	0.K	2254.442	3773.400	0.K
8	2031.456	4369.200	0.K	2318.596	3773.400	0.K
9	2131.194	4369.200	0.K	2425.841	3773.400	0.K
10	2335.276	4369.200	0.K	2608.796	3773.400	0.K
11	2303.989	4369.200	0.K	2583.552	3773.400	0.K
12	2226.699	4369.200	0.K	2495.891	3773.400	0.K
13	2207.323	4369.200	0.K	2476.382	3773.400	0.K
14	2263.101	4369.200	0.K	3425.761	3773.400	0.K
15	2278.830	4369.200	0.K	2560.889	3773.400	0.K
16	2293.395	4369.200	0.K	2575.933	3773.400	0.K
17	2317.065	4369.200	0.K	2602.493	3773.400	0.K
18	2414.236	4369.200	0.K	2715.573	3773.400	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	842.607	6156.600	0.K	860.944	6156.600	0.K
2	842.272	6156.600	0.K	862.322	6156.600	0.K
3	841.562	6156.600	0.K	864.035	6156.600	0.K
4	839.933	6156.600	0.K	865.539	6156.600	0.K
5	838.722	6156.600	0.K	1703.984	6156.600	0.K
6	838.429	6156.600	0.K	865.414	6156.600	0.K
7	838.722	6156.600	0.K	863.534	6156.600	0.K
8	837.886	6156.600	0.K	861.320	6156.600	0.K
9	836.633	6156.600	0.K	859.649	6156.600	0.K
10	737.260	6156.600	0.K	762.824	6156.600	0.K
11	737.009	6156.600	0.K	763.743	6156.600	0.K
12	736.424	6156.600	0.K	765.163	6156.600	0.K
13	734.962	6156.600	0.K	766.458	6156.600	0.K
14	733.918	6156.600	0.K	1703.984	6156.600	0.K
15	733.668	6156.600	0.K	766.416	6156.600	0.K
16	733.876	6156.600	0.K	764.787	6156.600	0.K
17	733.166	6156.600	0.K	763.033	6156.600	0.K
18	731.997	6156.600	0.K	761.905	6156.600	0.K

13.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1137.207 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$\begin{aligned}\delta &= \alpha \times \Delta T \times L \\ &= 0.000010 \times 25.0 \times 45.0 \\ &= 0.011249 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Ph &= kh \times \delta : kh \text{ 탄성받침의 전단탄성계수, } \delta \text{ 상부구조의 신축량} \\ &= 2875.800 \times 0.011249 \\ &= 32.350 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$Hx1 = 32.350 / 1.15 = 28.131 \text{ kN}$$

$$Hx2 = 200.790 / 1.33 = 150.970 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 150.970 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 24.640 / 6.340 = 3.886 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (24.640 / 6.340)] \times 6.340 = 20.4 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$Hy1 = 20.432 \times 75.058 / 2 / 2EA / 1.25 = 306.717 \text{ kN}$$

$$Hy2 = 207.360 / 1.33 = 155.910 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 306.717 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$b1x = 600.000 \text{ mm} \quad b1y = 550.000 \text{ mm}$$

$$b2x = 884.656 \text{ mm} \quad b2y = 1377.251 \text{ mm}$$

$$bcx = 2 \times b2x = 1769.312 \text{ mm} < 5 \times b1x = 3000.000 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2754.502 \text{ mm} > 5 \times b1y = 2750.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}Asx1 &= 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P/fsa \\ &= 1/4 \times (1 - 600.000/1769.312) \times 1137.207 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 1043.838 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Asy1 &= 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P/fsa \\ &= 1/4 \times (1 - 550.000/2750.000) \times 1137.207 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 1263.563 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}Asx2 &= Hx/fsa \\ &= 150.970 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 838.722 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Asy2 &= Hy/fsa \\ &= 306.717 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 1703.984 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

$$B_{xo} = b_1x + b_2y = 600.000 + 1377.251 = 1977.251 \text{ mm}$$

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 884.656 mm가 $B_{xo}/2 = 988.626 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보정필요

$$B_{xo} = b_2x + (b_1x + b_2y)/2 = 884.656 + (600.000 + 1377.251)/2 = 1873.282 \text{ mm}$$

- 교축방향 철근보강 범위

$$B_{yo} = b_1y + b_2x = 550.000 + 884.656 = 1434.656 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} = 1263.563 + 1703.984 = 2967.547 \text{ mm}^2$$

$$B_{xo} = 1873.282 \text{ mm 범위내에서 H16 - 19 EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 19 = 3773.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 교축방향

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2} = 1043.838 + 838.722 = 1882.560 \text{ mm}^2$$

$$B_{yo} = 1434.656 \text{ mm 범위내에서 H16 - 22 EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 22 = 4369.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

13.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

$$A_{s2} = H_y / f_{sa} = 306.717 \times 10^3 / 180.000 = 1703.984 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 11 EA

$$A_s = 198.600 \times 20 + 198.600 \times 11 = 6156.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

② 교축방향

$$A_{s1} = H_x / f_{sa} = 150.970 \times 10^3 / 180.000 = 838.722 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 11 EA

$$A_s = 198.600 \times 20 + 198.600 \times 11 = 6156.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$