

오창방향 P1 구조계산서

목 차

1. 설 계 흐 림 도

2. 해석결과 요약

- * 말뚝 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

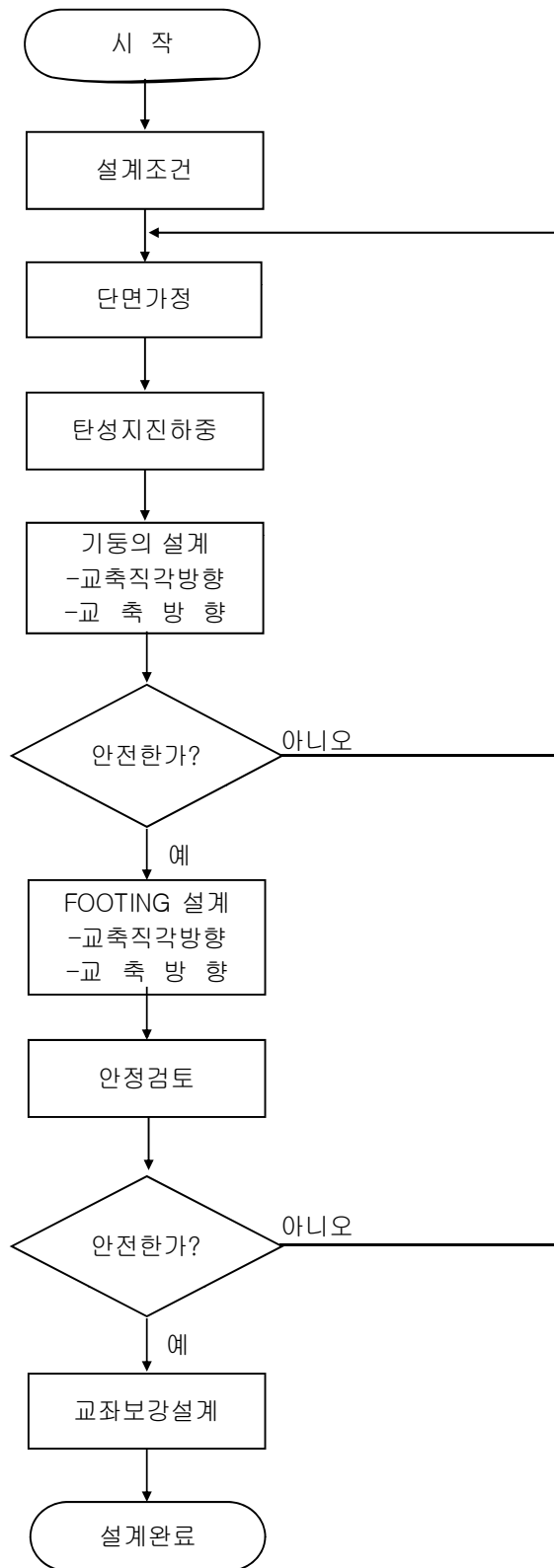
12. 교 량 받 침 부 검 토

- 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

13. PILE 교축직각방향 검토

14. PILE 교축방향 검토

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	877.000	453.681	0.K
		허용인발력(kN/EA)	459.600	-	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	9.972	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.206	0.K
		수평변위(mm)	15.000	2.890	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1315.500	691.250	0.K
		허용인발력(kN/EA)	689.400	-	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	17.518	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.953	0.K
		수평변위(mm)	15.000	7.530	0.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	877.000	465.082	0.K
		허용인발력(kN/EA)	459.600	-	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	13.204	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.470	0.K
		수평변위(mm)	15.000	6.592	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1315.500	578.153	0.K
		허용인발력(kN/EA)	689.400	-	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	19.007	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.172	0.K
		수평변위(mm)	15.000	9.265	0.K

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	877.000	445.387	0.K
		허용인발력(kN/EA)	459.600	-	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	9.900	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.199	0.K
		수평변위(mm)	15.000	2.790	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1315.500	656.908	0.K
		허용인발력(kN/EA)	689.400	-	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	16.589	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.873	0.K
		수평변위(mm)	15.000	6.904	0.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	877.000	562.536	0.K
		허용인발력(kN/EA)	459.600	-	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	16.228	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.694	0.K
		수평변위(mm)	15.000	9.733	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1315.500	525.492	0.K
		허용인발력(kN/EA)	689.400	-	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.609	0.K

		수평변위(mm)	15.000	4.816	0.K
--	--	----------	--------	-------	-----

■ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕP_n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.014	27646.658	66013.696	2.388	0.K
	모멘트최대	0.014	19247.102	66013.696	3.430	0.K
	탄성설계	0.014	16039.252	37806.326	2.357	0.K
	편심최대	0.014	14435.327	66013.696	4.573	0.K
교축직각방향	축력최대	0.014	27646.658	66013.696	2.388	0.K
	모멘트최대	0.014	23907.216	64210.965	2.686	0.K
	탄성설계	0.014	16039.252	55565.097	3.464	0.K
	편심최대	0.014	14716.345	58590.282	3.981	0.K
합성부재력	축력최대	0.014	27646.658	66013.696	2.388	0.K
	모멘트최대	0.014	18707.429	66013.696	3.529	0.K
	탄성설계	0.014	16039.252	36133.252	2.253	0.K
	편심최대	0.014	13895.654	60279.251	4.338	0.K
	모멘트최대	0.014	23907.216	64209.617	2.686	0.K
	편심최대	0.014	14716.345	58195.645	3.954	0.K

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕP_n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.014	26962.850	66013.696	2.448	0.K
	모멘트최대	0.014	18172.402	66013.696	3.633	0.K
	탄성설계	0.014	15143.668	37334.607	2.465	0.K
	편심최대	0.014	13629.301	66013.696	4.844	0.K
교축직각방향	축력최대	0.014	26962.850	66013.696	2.448	0.K
	모멘트최대	0.014	23566.797	55307.835	2.347	0.K
	탄성설계	0.014	15143.668	46276.326	3.056	0.K
	편심최대	0.014	14872.705	48149.842	3.237	0.K
합성부재력	축력최대	0.014	26962.850	66013.696	2.448	0.K
	모멘트최대	0.014	18712.075	57178.480	3.056	0.K
	탄성설계	0.014	15143.668	33743.948	2.228	0.K
	편심최대	0.014	14168.975	52214.489	3.685	0.K
	모멘트최대	0.014	23566.797	55287.593	2.346	0.K
	편심최대	0.014	14872.705	47999.642	3.227	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
두 부 보	좌측내민보	2000.3	100.0	42855.048	53539.200	-	-	1.249	0.K
	우측내민보	2000.3	100.0	30984.839	53539.200	18089.575	30064.632	1.662	0.K
	좌측내민보수	3000.0	100.0	2617.204	11100.900	2570.417	10762.954	4.187	0.K
	우측내민보수	3000.0	100.0	2436.182	11100.900	2393.284	10762.954	4.497	0.K
	내부지간1좌	2753.5	100.0	26489.536	53539.200	22366.135	43774.869	1.957	0.K
	내부지간1중	2544.8	100.0	29450.035	42996.000	22697.783	32562.721	1.435	0.K
	내부지간1우	2284.7	100.0	31997.171	53539.200	21741.844	35240.391	1.621	0.K
	교량받침1	2304.9	100.0	168.803	53539.200	121.170	35609.243	293.879	0.K
	교량받침10	2308.1	100.0	284.601	21498.000	204.644	15007.856	73.336	0.K
	교량받침11	2875.5	100.0	18830.632	53539.200	16822.962	45995.671	2.734	0.K
	교량받침2	2883.1	100.0	18884.449	53539.200	16919.184	46135.005	2.727	0.K
	교량받침12	2753.5	100.0	15633.165	53539.200	13367.307	43774.869	3.275	0.K
	교량받침3	2753.5	100.0	14381.386	53539.200	12314.740	43774.869	3.555	0.K
	교량받침13	2611.3	100.0	15745.616	42996.000	12704.394	33534.250	2.640	0.K
	교량받침4	2611.3	100.0	16844.734	42996.000	13572.935	33534.250	2.471	0.K
	교량받침14	2544.8	100.0	28770.061	42996.000	22193.034	32562.721	1.467	0.K
	교량받침5	2544.8	100.0	29450.035	42996.000	22697.783	32562.721	1.435	0.K
	교량받침15	2426.8	100.0	20021.129	42996.000	14814.170	30838.261	2.082	0.K
	교량받침6	2426.8	100.0	18645.701	42996.000	13821.783	30838.261	2.231	0.K
	교량받침16	2284.7	100.0	13254.623	53539.200	9251.778	35240.391	3.809	0.K
	교량받침7	2284.7	100.0	17136.589	53539.200	11895.703	35240.391	2.962	0.K
	교량받침8	2129.9	100.0	26091.129	53539.200	16508.013	32423.166	1.964	0.K
	교량받침18	1349.0	100.0	3523.009	53539.200	1372.146	18207.748	13.270	0.K
	교량받침9	1267.2	100.0	668.641	53539.200	243.728	16720.020	68.601	0.K
기 초	교축방향	2100.0	150.0	25168.602	72000.600	16098.497	45199.545	2.808	0.K
	교축방향	2100.0	150.0	23720.100	72000.600	15180.698	45199.545	2.977	0.K
	교직-지점부	2100.0	150.0	45476.127	90505.800	28673.673	55517.720	1.936	0.K
	교직-지점부	2100.0	150.0	48844.819	90505.800	30735.201	55517.720	1.806	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력 (fs)	허용응력 (fsa)	철근간격 (S)	최대간격 (Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	149.559	180.000	125.000	316.549	0.K
	우측내민보	148.137	180.000	125.000	321.603	0.K
	좌측내민보수평	84.072	180.000	133.355	726.699	0.K
	우측내민보수평	78.278	180.000	133.355	796.026	0.K
	내부지간1좌측지점부	136.315	180.000	125.000	367.704	0.K
	내부지간1중앙부	190.046	180.000	125.000	200.624	0.K
	내부지간1우측지점부	172.021	180.000	125.000	247.792	0.K
	교량받침1	1.581	180.000	125.000	39853.530	0.K
	교량받침10	9.177	180.000	250.000	6865.271	0.K
	교량받침11	88.574	180.000	125.000	679.085	0.K
	교량받침2	88.708	180.000	125.000	677.744	0.K
	교량받침12	86.853	180.000	125.000	696.702	0.K
	교량받침3	80.937	180.000	125.000	762.978	0.K
	교량받침13	74.690	180.000	125.000	840.605	0.K
	교량받침4	81.088	180.000	125.000	757.418	0.K
	교량받침14	146.677	180.000	125.000	323.144	0.K
	교량받침5	190.046	180.000	125.000	200.624	0.K
	교량받침15	132.353	180.000	125.000	381.249	0.K
	교량받침6	125.446	180.000	125.000	414.010	0.K
	교량받침16	55.298	180.000	125.000	1139.286	0.K
	교량받침7	72.663	180.000	125.000	867.018	0.K
	교량받침8	126.127	180.000	125.000	414.370	0.K
	교량받침18	22.268	180.000	125.000	2829.166	0.K
	교량받침9	6.021	180.000	125.000	10463.644	0.K
기 초	교축방향	80.612	180.000	125.806	629.398	0.K
	교축방향	78.757	180.000	125.806	652.414	0.K
	교직-지점부	125.960	180.000	123.810	290.197	0.K
	교직-지점부	152.311	180.000	123.810	182.035	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 | : 말뚝기초 |

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 | : $N = 7$ | |
| 2) 기초지반의 내부마찰각 | : $\phi_2 = 25.247^\circ$ | ; $15 + \sqrt{15N}$ |
| 3) 기초지반의 점착력 | : $C = 0 \text{ kN/m}^2$ | |
| 4) 기초지반의 마찰계수 | : $\mu = 0.303$ | ; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$: 흙과 콘크리트 |
| 5) 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] |

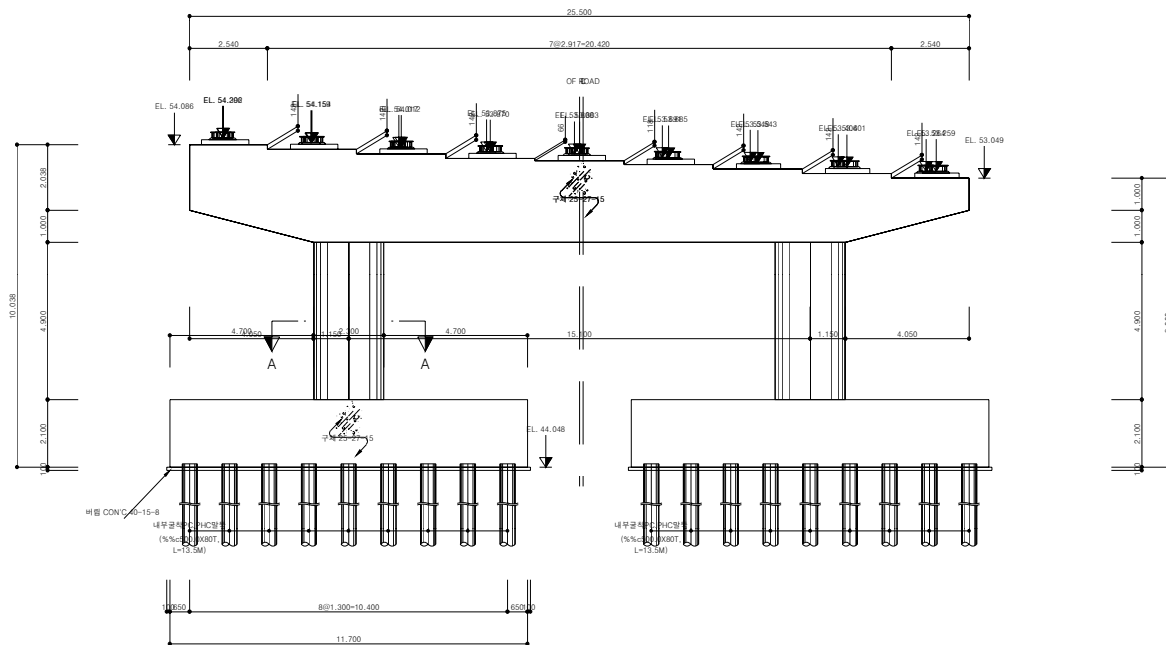
3.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 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	1464.633	351.366	351.366	187.679
2	1427.339	375.894	375.894	279.047
3	1382.191	365.073	365.073	336.453
4	1365.365	335.526	335.526	344.300
5	1364.557	328.395	328.395	328.464
6	1361.785	345.069	345.069	336.240
7	1376.133	336.518	336.518	364.578
8	1422.996	281.680	281.680	376.043
9	1503.935	190.414	190.414	355.694
10	1471.602	190.973	356.053	190.973
11	1421.079	280.941	375.394	280.941
12	1382.125	336.872	365.318	336.872
13	1366.118	344.735	336.060	344.735
14	1364.939	328.291	328.320	328.291
15	1362.613	336.556	345.003	336.556
16	1376.054	363.800	335.365	363.800
17	1430.286	377.166	280.348	377.166
18	1494.117	352.451	188.695	352.451
계	25337.867	5821.720	5820.491	5820.283

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 24.640 / 5.840 = 4.219 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (24.640 / 5.840)] \times 5.840 = 18.4 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 18.432 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 18.432 \times (50.360 + 50.300) / 2 \times \sin 72.0$$

$$= 882.279 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 5.840/2 + 0.400 + 0.500 = 3.82 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 882.279 \times 3.820 = 3370.45 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.000 \times 3.000 = 18.003 \text{ kN}$$

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

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 180.619 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

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

※ 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]

$$\begin{aligned} Ph &= 1.500 \times (50.360 + 50.300) / 2 \times \sin 72.0 &= 71.8 \text{ kN} \\ \text{작용위치 } h &= 3.334 + 1.500 + 0.500 &= 5.334 \text{ m} \\ \text{작용모멘트 } My &= Ph \times h &= 71.800 \times 5.334 &= 382.985 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 원심하중 (CF)

$$\begin{aligned} CF &= 0.79 \times V^2 / R \text{ (\%)} \\ &= 0.79 \times 100.000^2 / 1030.000 \\ &= 7.670 \text{ \%} \end{aligned}$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

$$\begin{aligned} \text{작용위치 } h &= 3.334 + 1.800 + 0.500 &= 5.634 \text{ m} \\ \text{작용수평력 } Pcf &= 7.670 \times 5821.720 / 100 &= 446.52 \text{ kN} \\ \text{작용모멘트 } My &= Pcf \times h &= 446.520 \times 5.634 &= 2515.718 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.6 교각 충돌하중

1) 교축직각방향 (C0-TR)

P = 1000.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.

작용위치 h = 2.042 m (기초상단으로 부터)

2) 교축방향 (C0-L0)

P = 500.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.

작용위치 h = 2.042 m (기초상단으로 부터)

5.7 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위 치	하중경우	기동	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기동상단	하중경우 1	기동 1	2777.850	3517.650	0.00912	1204.830	2597.460	0.00306
	하중경우 2	기동 1	1208.040	2568.270	0.00903	2819.230	3551.250	0.00300
기동하단	하중경우 1	기동 1	2857.840	15259.820	0.00000	1173.270	5285.910	0.00000
	하중경우 2	기동 1	1323.950	6946.700	0.00000	2798.990	10839.360	0.00000
기동상단	하중경우 1	기동 2	2594.880	3652.990	0.00449	1052.180	2262.940	0.00502
	하중경우 2	기동 2	1056.080	2496.590	0.00442	2570.300	2863.290	0.00500
기동하단	하중경우 1	기동 2	2619.140	14604.990	0.00000	1013.550	4928.140	0.00000
	하중경우 2	기동 2	1061.090	6408.780	0.00000	2544.130	10313.120	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	

※이며, 모델링상의 UL0 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

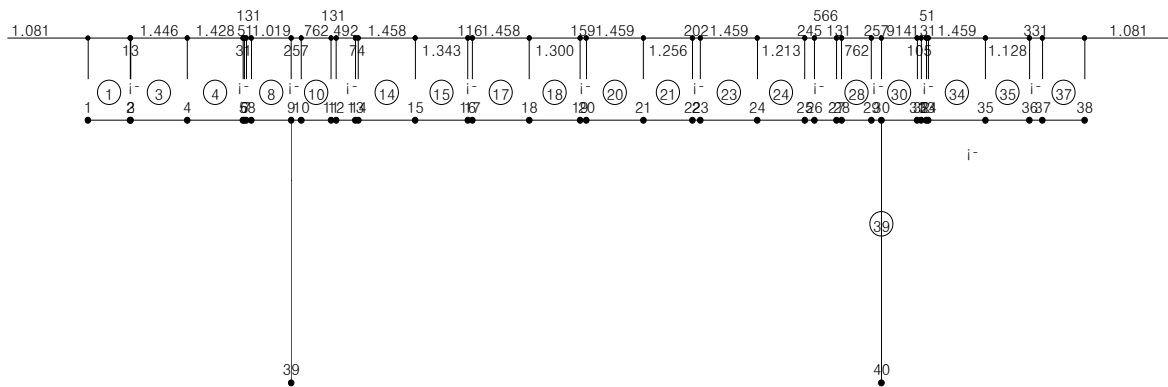
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	CF
UEB01	1.00	2.15									1.30	1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30	1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30	1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30	
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30	1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30	1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30	1.30
UEB08	1.00	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	

※이며, 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	6.400	11	6.219	6.400	21	14.209	6.400	31	21.214	6.400
2	1.081	6.400	12	6.350	6.400	22	15.465	6.400	32	21.319	6.400
3	1.094	6.400	13	6.842	6.400	23	15.667	6.400	33	21.450	6.400
4	2.540	6.400	14	6.916	6.400	24	17.126	6.400	34	21.501	6.400
5	3.968	6.400	15	8.374	6.400	25	18.339	6.400	35	22.960	6.400
6	3.999	6.400	16	9.717	6.400	26	18.584	6.400	36	24.088	6.400
7	4.050	6.400	17	9.833	6.400	27	19.150	6.400	37	24.419	6.400
8	4.181	6.400	18	11.291	6.400	28	19.281	6.400	38	25.500	6.400
9	5.200	6.400	19	12.591	6.400	29	20.043	6.400	39	5.200	0.000
10	5.457	6.400	20	12.750	6.400	30	20.300	6.400	40	20.300	0.000

6.3 단면 제원

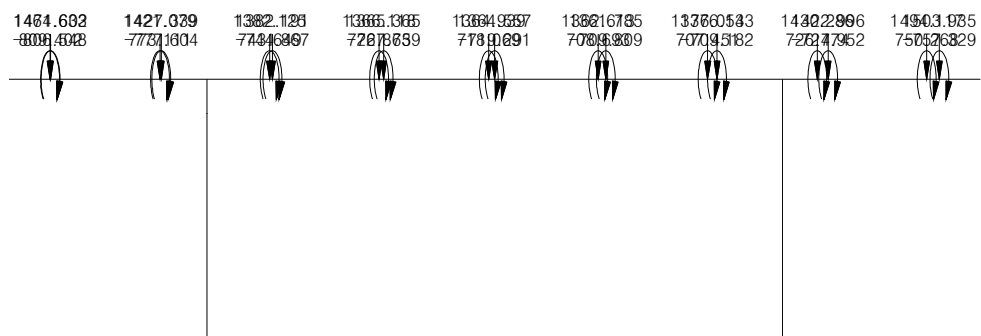
구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	3.000	1.000	3.000	2.250000	0.250000	38
②	3.000	1.267	3.801	2.850750	0.508475	37
③	3.000	1.349	4.047	3.035250	0.613728	36
④	3.000	1.627	4.881	3.660750	1.076720	35
⑤	3.000	2.038	6.114	4.585500	2.116180	1
⑥	3.000	2.130	6.390	4.792500	2.415899	34
⑦	3.000	2.142	6.426	4.819500	2.456962	29~33
⑧	3.000	2.285	6.855	5.141250	2.982625	24~28
⑨	3.000	2.305	6.915	5.186250	3.061631	2

⑩	3.000	2.308	6.924	5.193000	3.073601	3
⑪	3.000	2.427	7.281	5.460750	3.573957	21~23
⑫	3.000	2.545	7.635	5.726250	4.121007	19, 20
⑬	3.000	2.611	7.833	5.874750	4.450006	16~18
⑭	3.000	2.665	7.995	5.996250	4.731857	4
⑮	3.000	2.753	8.259	6.194250	5.216253	11~15
16	3.000	2.875	8.625	6.468750	5.940918	5
17	3.000	2.883	8.649	6.486750	5.990650	6
18	3.000	2.896	8.688	6.516000	6.072055	7~10
19	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기동상단
20	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기동하단

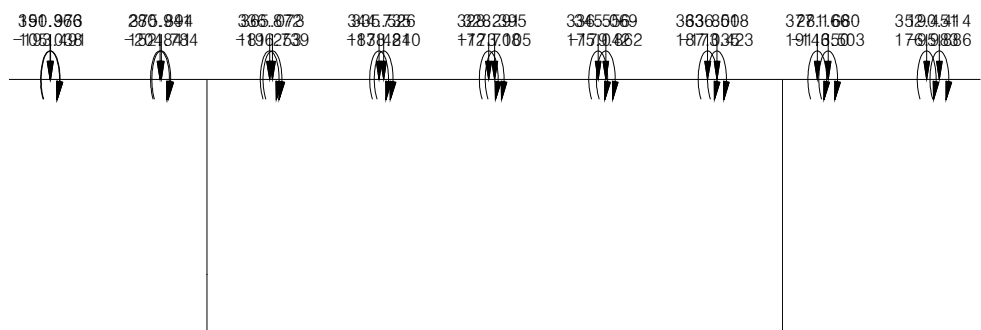
6.4 하중재하도

1) 연직하중

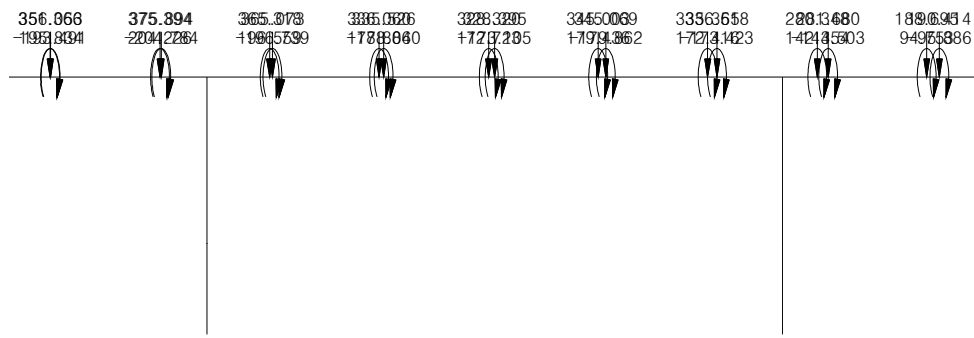
① 고정하중 (D)



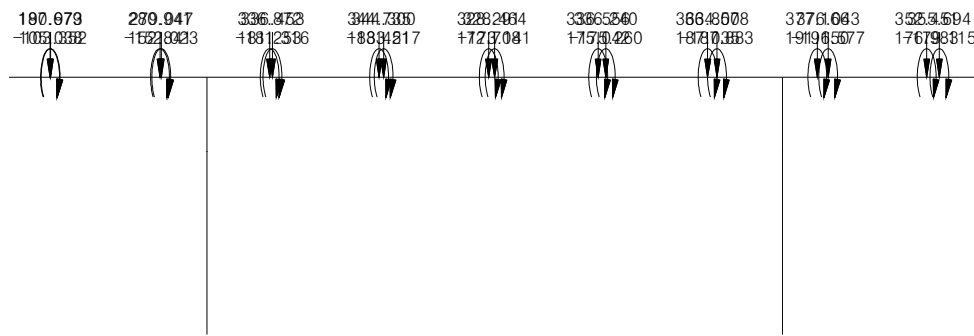
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



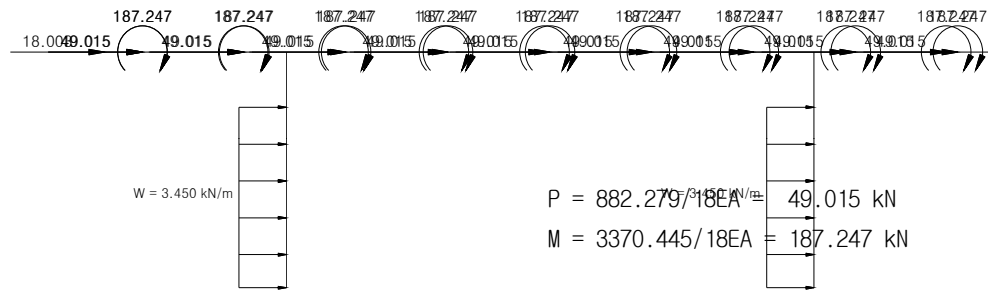
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



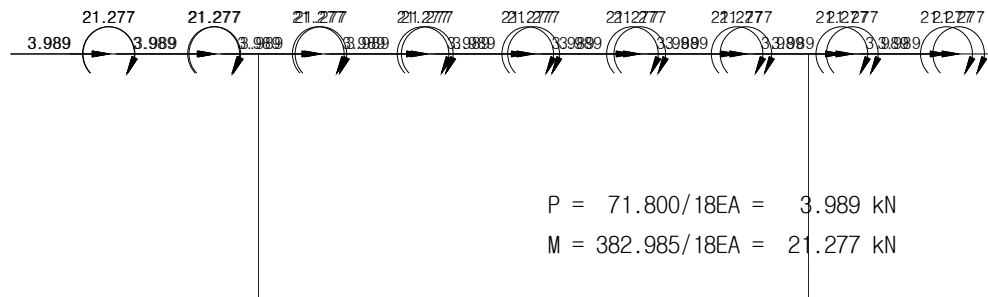
2) 수평하중

① 교축직각 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)

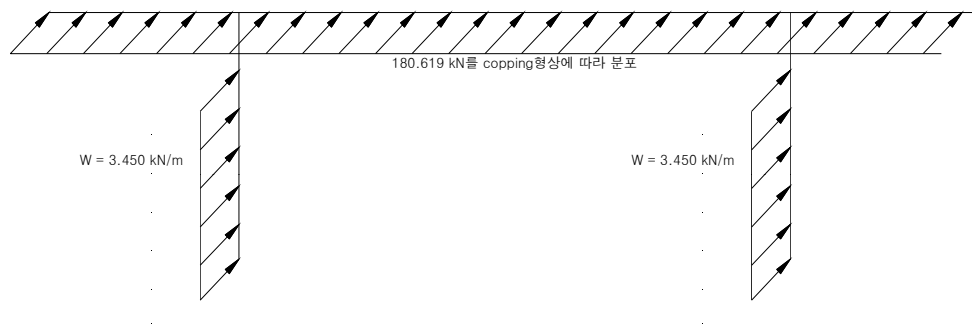


㉡ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉡ 교각 충돌하중 (C0-L0)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 38

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-15530.290	2679.113	716.688	-16039.252	-832.685	716.688	
L1	-2952.806	890.191	252.049	-2952.806	-344.858	252.049	
L2	-3312.223	771.782	257.330	-3312.223	-489.144	257.330	
L3	-2587.524	988.692	238.259	-2587.524	-178.786	238.259	
W-TR	402.866	-819.553	-493.347	402.866	1639.286	-510.252	
WL	38.967	-60.962	-39.660	38.967	133.374	-39.660	
G-TR	-13.889	827.622	682.516	-13.889	-2516.735	682.516	
E-TR	0.000	3551.250	2819.230	0.000	10839.360	2798.990	
CO-TR	46.862	-378.377	-7.579	46.862	1700.426	-1007.579	
CF	250.499	-375.136	-247.062	250.499	835.477	-247.062	

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-15530.290	-9.887	-0.611	-16039.252	-6.891	-0.611	
L1	-2952.806	60.662	2.004	-2952.806	50.840	2.004	
L2	-3312.223	-3.591	-0.179	-3312.223	-2.715	-0.179	
L3	-2587.524	-4.374	-0.185	-2587.524	-3.465	-0.185	
W-L0	0.000	-125.125	101.541	0.000	-664.095	118.446	
WL	38.967	0.000	0.000	38.967	0.000	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	3517.650	2777.850	0.000	15259.820	2857.840	
CO-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	-1020.832	500.000	
CF	250.499	0.000	0.000	250.499	0.000	0.000	

② 기둥 : 부재번호 39

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-14634.706	-1967.495	-716.688	-15143.668	1544.304	-716.688	
L1	-2868.914	-743.954	-252.049	-2868.914	491.095	-252.049	
L2	-2508.268	-896.601	-257.330	-2508.268	364.324	-257.330	
L3	-3232.759	-556.047	-238.259	-3232.759	611.431	-238.259	
W-TR	-402.866	-542.707	-406.935	-402.866	1492.706	-423.839	
WL	-38.967	-36.746	-32.140	-38.967	120.741	-32.140	
G-TR	13.889	-617.891	-682.516	13.889	2726.466	-682.516	
E-TR	0.000	2863.290	2570.300	0.000	10313.120	2544.130	
CO-TR	-46.862	-329.237	7.579	-46.862	1675.288	-992.421	
CF	-250.499	-221.831	-199.459	-250.499	755.525	-199.459	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-14634.706	22.948	0.611	-15143.668	19.952	0.611	
L1	-2868.914	-47.000	-2.004	-2868.914	-37.178	-2.004	
L2	-2508.268	6.017	0.179	-2508.268	5.141	0.179	
L3	-3232.759	5.587	0.185	-3232.759	4.678	0.185	
W-L0	0.000	-145.833	79.079	0.000	-574.739	95.984	
WL	-38.967	0.000	0.000	-38.967	0.000	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	3652.990	2594.880	0.000	14604.990	2619.140	
CO-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	-1020.832	500.000	
CF	-250.499	0.000	0.000	-250.499	0.000	0.000	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재31, 절점32)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11201.643	6575.480	-9944.917	-4906.075	
L1	-1807.021	1199.174	-1617.486	-824.545	
L2	-2336.742	1458.707	-1164.046	-660.789	
L3	-1281.966	938.640	-2147.028	-1084.188	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	748.988	0.000	-561.741	0.000	
WL	85.108	0.000	-63.831	0.000	
G-L01	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	559.048	0.000	-419.286	0.000	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재11, 절점11)		중앙부		좌측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13140.173	-8360.422	12561.556	-8360.422	-11331.568	7811.030	
L1	-2510.333	-1753.632	2746.051	-1753.632	-2225.614	1667.203	
L2	-3092.249	-1853.516	2674.726	-1853.516	-1779.358	1567.131	
L3	-1904.346	-1648.884	2815.945	-1648.884	-2704.957	1771.405	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1898.120	402.866	1991.817	402.866	-1491.642	402.866	
WL	165.858	38.967	181.252	38.967	-130.361	38.967	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	-1837.352	-13.889	-1655.928	-13.889	-1655.928	-13.889	
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	341.995	46.862	341.995	46.862	-270.114	46.862	
CF	1049.558	250.499	1154.484	250.499	-824.840	250.499	

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	-93.207	1640.684	-114.551	3114.533	-9850.238	5101.941
L1	0.000	351.366	-4.568	542.339	-1563.250	823.280
L2	0.000	351.366	-4.568	707.419	-2037.690	1082.813
L3	0.000	187.679	-2.440	378.652	-1090.686	659.593
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	187.247	0.000	374.494	0.000	561.741	0.000
WL	21.277	0.000	42.554	0.000	63.831	0.000
G-L01	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	139.762	0.000	279.524	0.000	419.286	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점13)		S6(절점14)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-10008.502	6535.975	-7971.700	-8231.788	-7465.391	-6834.379
L1	-1588.772	1199.174	-1417.820	-1753.632	-1312.980	-1416.760
L2	-2071.257	1458.707	-1937.509	-1853.516	-1827.382	-1488.198
L3	-1111.133	938.640	-877.091	-1648.884	-780.002	-1312.012
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	748.988	0.000	1834.382	402.866	1991.817	402.866
WL	85.108	0.000	162.858	38.967	181.252	38.967
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

G-TR	0.000	0.000	-1828.699	-13.889	-1827.671	-13.889
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	312.800	46.862	309.333	46.862
CF	559.048	0.000	1033.259	250.499	1154.484	250.499

구 분	S7(절점 16)		S8(절점 17)		S9(절점 19)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	6999.431	-4881.004	7405.840	-3492.168	12528.193	-1589.940
L1	1632.794	-1051.687	1714.801	-706.952	2739.193	-371.426
L2	1318.491	-1123.125	1409.790	-787.065	2655.134	-451.539
L3	1952.537	-975.559	2025.713	-630.824	2815.945	-286.524
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1050.637	402.866	1191.152	402.866	267.295	402.866
WL	93.382	38.967	110.138	38.967	23.944	38.967
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-1788.767	-13.889	-1787.155	-13.889	-1748.848	-13.889
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	178.073	46.862	172.637	46.862	43.392	46.862
CF	592.599	250.499	703.303	250.499	152.188	250.499

구 분	S10(절점 20)		S11(절점 22)		S12(절점 23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	12561.556	1169.909	8699.991	3033.173	8083.576	4431.732
L1	2746.051	285.260	1971.569	621.816	1845.962	966.885
L2	2674.726	205.176	2117.672	550.179	2006.536	895.248
L3	2809.304	370.231	1804.126	706.787	1661.355	1043.027
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	390.486	402.866	-703.294	402.866	-597.426	402.866
WL	39.025	38.967	-66.771	38.967	-53.365	38.967
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-1746.640	-13.889	-1708.930	-13.889	-1706.125	-13.889
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	35.941	46.862	-91.290	46.862	-100.756	46.862
CF	252.121	250.499	-427.984	250.499	-338.823	250.499

구 분	S13(절점 25)		S14(절점 26)		S15(절점 34)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-4386.765	6273.465	-5928.908	7691.582	-9054.672	-4876.859
L1	-737.555	1330.685	-1063.573	1667.203	-1467.419	-824.545
L2	-385.567	1230.613	-687.067	1567.131	-1043.782	-660.789

L3	-1125.614	1406.827	-1470.287	1771.405	-1949.706	-1084.188
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-1486.636	402.866	-1398.091	402.866	-561.741	0.000
WL	-136.208	38.967	-124.478	38.967	-63.831	0.000
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-1669.012	-13.889	-1665.609	-13.889	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	-225.971	46.862	-237.452	46.862	0.000	0.000
CF	-868.394	250.499	-790.004	250.499	-419.286	0.000

구 분	S16(절점36)		S17(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-581.258	-3122.420	-47.721	-1595.829
L1	-63.027	-542.865	0.000	-190.414
L2	-63.027	-379.109	0.000	-190.414
L3	-117.735	-708.145	0.000	-355.694
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-374.494	0.000	-187.247	0.000
WL	-42.554	0.000	-21.277	0.000
G-L01	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
C0-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
C0-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	-279.524	0.000	-139.762	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 38

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-18232.596	3194.168	721.675	-18741.559	-342.066	721.675	
SV002	-18592.013	3075.759	726.955	-19100.976	-486.352	726.955	
SV003	-17867.314	3292.669	707.885	-18376.277	-175.994	707.885	
SV004	-15127.424	1859.561	223.340	-15636.386	806.601	206.435	
SV005	-17992.196	2723.430	435.341	-18501.159	610.951	426.888	
SV006	-18351.613	2605.021	440.622	-18860.576	466.665	432.169	
SV007	-17626.914	2821.931	421.551	-18135.877	777.023	413.098	
SV008	-18246.486	4021.789	1404.191	-18755.448	-2858.801	1404.191	
SV009	-18218.707	2366.546	39.158	-18727.669	2174.669	39.158	
SV010	-18605.903	3903.380	1409.472	-19114.865	-3003.087	1409.472	
SV011	-18578.124	2248.137	44.439	-19087.086	2030.383	44.439	
SV012	-17881.204	4120.291	1390.401	-18390.166	-2692.729	1390.401	
SV013	-17853.425	2465.048	25.368	-18362.387	2340.741	25.368	
SV014	-15141.313	2687.182	905.857	-15650.276	-1710.134	888.952	
SV015	-15113.534	1031.939	-459.176	-15622.497	3323.336	-476.081	
SV016	-18006.086	3551.052	1117.857	-18515.048	-1905.784	1109.405	
SV017	-17978.307	1895.808	-247.175	-18487.269	3127.686	-255.628	
SV018	-18365.503	3432.643	1123.138	-18874.465	-2050.070	1114.685	
SV019	-18337.724	1777.399	-241.895	-18846.686	2983.401	-250.347	
SV020	-17640.804	3649.553	1104.067	-18149.766	-1739.712	1095.615	
SV021	-17613.025	1994.310	-260.965	-18121.987	3293.759	-269.418	
SV022	-15530.290	6230.363	3535.918	-16039.252	10006.675	3515.678	
SV023	-18185.734	2815.790	714.095	-18694.697	1358.359	-285.905	
SV024	-18545.151	2697.381	719.376	-19054.114	1214.074	-280.624	
SV025	-17820.452	2914.292	700.305	-18329.415	1524.432	-299.695	
SV026	-15080.562	1481.183	215.761	-15589.524	2507.027	-801.144	

② 기둥 : 부재번호 39

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-17754.119	-2933.280	-1168.195	-18263.082	2790.923	-1168.195	
SV002	-17393.473	-3085.927	-1173.476	-17902.436	2664.152	-1173.476	
SV003	-18117.964	-2745.373	-1154.405	-18626.927	2911.259	-1154.405	
SV004	-15037.572	-2510.202	-1123.622	-15546.534	3037.009	-1140.527	
SV005	-17994.519	-3241.379	-1403.802	-18503.482	3658.017	-1412.255	
SV006	-17633.873	-3394.027	-1409.083	-18142.836	3531.246	-1417.536	
SV007	-18358.364	-3053.472	-1390.013	-18867.327	3778.353	-1398.465	
SV008	-17740.230	-3551.171	-1850.711	-18249.192	5517.389	-1850.711	
SV009	-17768.009	-2315.389	-485.679	-18276.971	64.457	-485.679	
SV010	-17379.584	-3703.819	-1855.992	-17888.546	5390.618	-1855.992	
SV011	-17407.363	-2468.036	-490.960	-17916.325	-62.313	-490.960	
SV012	-18104.075	-3363.264	-1836.922	-18613.037	5637.725	-1836.922	
SV013	-18131.854	-2127.482	-471.889	-18640.816	184.794	-471.889	
SV014	-15023.682	-3128.093	-1806.139	-15532.645	5763.475	-1823.044	
SV015	-15051.461	-1892.311	-441.106	-15560.423	310.544	-458.011	
SV016	-17980.630	-3859.271	-2086.319	-18489.592	6384.482	-2094.771	
SV017	-18008.409	-2623.488	-721.286	-18517.371	931.551	-729.739	
SV018	-17619.984	-4011.918	-2091.600	-18128.946	6257.712	-2100.052	
SV019	-17647.763	-2776.136	-726.567	-18156.725	804.780	-735.020	
SV020	-18344.475	-3671.364	-2072.529	-18853.437	6504.819	-2080.981	
SV021	-18372.254	-2435.581	-707.496	-18881.216	1051.888	-715.949	
SV022	-14634.706	895.795	1853.612	-15143.668	11857.424	1827.442	
SV023	-17800.981	-3262.517	-1160.616	-18309.944	4466.211	-2160.616	
SV024	-17440.335	-3415.164	-1165.897	-17949.297	4339.440	-2165.897	
SV025	-18164.826	-3074.610	-1146.826	-18673.789	4586.547	-2146.826	
SV026	-15084.434	-2839.439	-1116.043	-15593.396	4712.297	-2132.948	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-18232.596	50.775	1.393	-18741.559	43.949	1.393	
SVB02	-18592.013	-13.478	-0.790	-19100.976	-9.606	-0.790	
SVB03	-17867.314	-14.261	-0.797	-18376.277	-10.357	-0.797	
SVB04	-15530.290	-135.011	100.929	-16039.252	-670.987	117.834	
SVB05	-18232.596	-11.787	52.163	-18741.559	-288.099	60.616	
SVB06	-18592.013	-76.040	49.980	-19100.976	-341.654	58.433	
SVB07	-17867.314	-76.823	49.974	-18376.277	-342.404	58.426	
SVB08	-18232.596	50.775	1.393	-18741.559	43.949	1.393	
SVB09	-18232.596	50.775	1.393	-18741.559	43.949	1.393	
SVB10	-18592.013	-13.478	-0.790	-19100.976	-9.606	-0.790	
SVB11	-18592.013	-13.478	-0.790	-19100.976	-9.606	-0.790	
SVB12	-17867.314	-14.261	-0.797	-18376.277	-10.357	-0.797	
SVB13	-17867.314	-14.261	-0.797	-18376.277	-10.357	-0.797	
SVB14	-15530.290	-135.011	100.929	-16039.252	-670.987	117.834	
SVB15	-15530.290	-135.011	100.929	-16039.252	-670.987	117.834	
SVB16	-18232.596	-11.787	52.163	-18741.559	-288.099	60.616	
SVB17	-18232.596	-11.787	52.163	-18741.559	-288.099	60.616	
SVB18	-18592.013	-76.040	49.980	-19100.976	-341.654	58.433	
SVB19	-18592.013	-76.040	49.980	-19100.976	-341.654	58.433	
SVB20	-17867.314	-76.823	49.974	-18376.277	-342.404	58.426	
SVB21	-17867.314	-76.823	49.974	-18376.277	-342.404	58.426	
SVB22	-15530.290	3507.763	2777.239	-16039.252	15252.929	2857.229	
SVB23	-18232.596	50.775	1.393	-18741.559	-976.883	501.393	
SVB24	-18592.013	-13.478	-0.790	-19100.976	-1030.438	499.210	
SVB25	-17867.314	-14.261	-0.797	-18376.277	-1031.189	499.203	
SVB26	-15530.290	-135.011	100.929	-16039.252	-1691.819	617.834	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-17754.119	-24.052	-1.393	-18263.082	-17.226	-1.393	
SVB02	-17393.473	28.965	0.790	-17902.436	25.093	0.790	
SVB03	-18117.964	28.535	0.797	-18626.927	24.631	0.797	
SVB04	-14634.706	-122.886	79.690	-15143.668	-554.787	96.595	
SVB05	-17754.119	-96.969	38.146	-18263.082	-304.596	46.599	
SVB06	-17393.473	-43.952	40.330	-17902.436	-262.277	48.782	
SVB07	-18117.964	-44.382	40.336	-18626.927	-262.739	48.789	
SVB08	-17754.119	-24.052	-1.393	-18263.082	-17.226	-1.393	
SVB09	-17754.119	-24.052	-1.393	-18263.082	-17.226	-1.393	
SVB10	-17393.473	28.965	0.790	-17902.436	25.093	0.790	
SVB11	-17393.473	28.965	0.790	-17902.436	25.093	0.790	
SVB12	-18117.964	28.535	0.797	-18626.927	24.631	0.797	
SVB13	-18117.964	28.535	0.797	-18626.927	24.631	0.797	
SVB14	-14634.706	-122.886	79.690	-15143.668	-554.787	96.595	
SVB15	-14634.706	-122.886	79.690	-15143.668	-554.787	96.595	
SVB16	-17754.119	-96.969	38.146	-18263.082	-304.596	46.599	
SVB17	-17754.119	-96.969	38.146	-18263.082	-304.596	46.599	
SVB18	-17393.473	-43.952	40.330	-17902.436	-262.277	48.782	
SVB19	-17393.473	-43.952	40.330	-17902.436	-262.277	48.782	
SVB20	-18117.964	-44.382	40.336	-18626.927	-262.739	48.789	
SVB21	-18117.964	-44.382	40.336	-18626.927	-262.739	48.789	
SVB22	-14634.706	3675.938	2595.491	-15143.668	14624.942	2619.751	
SVB23	-17754.119	-24.052	-1.393	-18263.082	-1038.058	498.607	
SVB24	-17393.473	28.965	0.790	-17902.436	-995.739	500.790	
SVB25	-18117.964	28.535	0.797	-18626.927	-996.201	500.797	
SVB26	-14634.706	-122.886	79.690	-15143.668	-1575.619	596.595	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재31, 절점32)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-12449.616	7774.654	-11981.689	-5730.620	
SV002	-12979.337	8034.187	-11528.249	-5566.864	
SV003	-11924.560	7514.120	-12511.231	-5990.263	
SV004	-10452.655	6575.480	-10506.658	-4906.075	
SV005	-11990.015	7774.654	-12326.391	-5730.620	
SV006	-12519.735	8034.187	-11872.950	-5566.864	
SV007	-11464.959	7514.120	-12855.933	-5990.263	
SV008	-12449.616	7774.654	-11981.689	-5730.620	
SV009	-12449.616	7774.654	-11981.689	-5730.620	
SV010	-12979.337	8034.187	-11528.249	-5566.864	
SV011	-12979.337	8034.187	-11528.249	-5566.864	
SV012	-11924.560	7514.120	-12511.231	-5990.263	
SV013	-11924.560	7514.120	-12511.231	-5990.263	
SV014	-10452.655	6575.480	-10506.658	-4906.075	
SV015	-10452.655	6575.480	-10506.658	-4906.075	
SV016	-11990.015	7774.654	-12326.391	-5730.620	
SV017	-11990.015	7774.654	-12326.391	-5730.620	
SV018	-12519.735	8034.187	-11872.950	-5566.864	
SV019	-12519.735	8034.187	-11872.950	-5566.864	
SV020	-11464.959	7514.120	-12855.933	-5990.263	
SV021	-11464.959	7514.120	-12855.933	-5990.263	
SV022	-11201.643	6575.480	-9944.917	-4906.075	
SV023	-12449.616	7774.654	-11981.689	-5730.620	
SV024	-12979.337	8034.187	-11528.249	-5566.864	
SV025	-11924.560	7514.120	-12511.231	-5990.263	
SV026	-10452.655	6575.480	-10506.658	-4906.075	

② 두부분 : 지간1

하중	좌측 (부재11, 절점11)		중앙부		좌측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14600.948	-9863.554	15559.728	1705.668	-14382.022	9728.733	
SV002	-15182.864	-9963.439	15488.403	1625.584	-13935.766	9628.661	
SV003	-13994.961	-9758.806	15622.981	1790.639	-14861.365	9832.935	
SV004	-11242.053	-7957.556	12952.042	1572.775	-12823.210	8213.896	
SV005	-13486.030	-9623.154	15793.996	1946.068	-15258.205	9969.133	
SV006	-14067.946	-9723.039	15722.671	1865.984	-14811.948	9869.061	
SV007	-12880.043	-9518.406	15857.249	2031.039	-15737.547	10073.335	
SV008	-16438.300	-9877.444	13813.088	1691.779	-16037.950	9714.843	
SV009	-12763.596	-9849.665	17306.368	1719.558	-12726.094	9742.622	
SV010	-17020.216	-9977.328	13741.763	1611.695	-15591.694	9614.771	
SV011	-13345.512	-9949.549	17235.042	1639.474	-12279.838	9642.550	
SV012	-15832.313	-9772.696	13876.341	1776.750	-16517.293	9819.045	
SV013	-12157.609	-9744.917	17369.621	1804.529	-13205.437	9846.824	
SV014	-13079.405	-7971.446	11205.402	1558.885	-14479.138	8200.007	
SV015	-9404.701	-7943.667	14698.682	1586.664	-11167.282	8227.786	
SV016	-15323.382	-9637.044	14047.356	1932.179	-16914.133	9955.243	
SV017	-11648.678	-9609.265	17540.636	1959.958	-13602.276	9983.022	
SV018	-15905.297	-9736.928	13976.031	1852.095	-16467.877	9855.171	
SV019	-12230.594	-9709.149	17469.311	1879.874	-13156.020	9882.950	
SV020	-14717.394	-9532.296	14110.609	2017.150	-17393.475	10059.445	
SV021	-11042.691	-9504.517	17603.889	2044.929	-14081.619	10087.224	
SV022	-13140.173	-8360.422	12561.556	-194.651	-11331.568	7811.030	
SV023	-14258.953	-9816.693	15595.668	1752.530	-14652.137	9775.595	
SV024	-14840.868	-9916.577	15524.343	1672.446	-14205.881	9675.523	
SV025	-13652.965	-9711.945	15658.921	1837.501	-15131.479	9879.797	
SV026	-10900.057	-7910.694	12987.983	1619.637	-13093.324	8260.758	

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	-93.207	1992.050	160.405	3656.872	-11133.964	5925.221
SV002	-93.207	1992.050	160.405	3821.952	-11608.404	6184.754
SV003	-93.207	1828.363	162.533	3493.185	-10661.400	5761.534
SV004	94.040	1640.684	259.943	3114.533	-9475.744	5101.941
SV005	161.455	1992.050	390.206	3656.872	-10904.164	5925.221
SV006	161.455	1992.050	390.206	3821.952	-11378.604	6184.754
SV007	161.455	1828.363	392.334	3493.185	-10431.599	5761.534
SV008	-93.207	1992.050	160.405	3656.872	-11133.964	5925.221
SV009	-93.207	1992.050	160.405	3656.872	-11133.964	5925.221
SV010	-93.207	1992.050	160.405	3821.952	-11608.404	6184.754
SV011	-93.207	1992.050	160.405	3821.952	-11608.404	6184.754
SV012	-93.207	1828.363	162.533	3493.185	-10661.400	5761.534
SV013	-93.207	1828.363	162.533	3493.185	-10661.400	5761.534
SV014	94.040	1640.684	259.943	3114.533	-9475.744	5101.941
SV015	94.040	1640.684	259.943	3114.533	-9475.744	5101.941
SV016	161.455	1992.050	390.206	3656.872	-10904.164	5925.221
SV017	161.455	1992.050	390.206	3656.872	-10904.164	5925.221
SV018	161.455	1992.050	390.206	3821.952	-11378.604	6184.754
SV019	161.455	1992.050	390.206	3821.952	-11378.604	6184.754
SV020	161.455	1828.363	392.334	3493.185	-10431.599	5761.534
SV021	161.455	1828.363	392.334	3493.185	-10431.599	5761.534
SV022	-93.207	1640.684	-114.551	3114.533	-9850.238	5101.941
SV023	-93.207	1992.050	160.405	3656.872	-11133.964	5925.221
SV024	-93.207	1992.050	160.405	3821.952	-11608.404	6184.754
SV025	-93.207	1828.363	162.533	3493.185	-10661.400	5761.534
SV026	94.040	1640.684	259.943	3114.533	-9475.744	5101.941

구 분	S4(절점6)		S5(절점13)		S6(절점14)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-11177.988	7735.149	-8496.023	-9734.921	-7763.648	-8000.639
SV002	-11660.473	7994.682	-9015.711	-9834.805	-8278.050	-8072.077
SV003	-10700.349	7474.615	-7955.294	-9630.172	-7230.671	-7895.891
SV004	-9446.761	6535.975	-6324.565	-7828.922	-5660.820	-6431.513
SV005	-10833.287	7735.149	-7530.874	-9494.521	-6701.389	-7760.239
SV006	-11315.772	7994.682	-8050.562	-9594.405	-7215.790	-7831.677
SV007	-10355.648	7474.615	-6990.145	-9389.773	-6168.411	-7655.491
SV008	-11177.988	7735.149	-10324.722	-9748.810	-9591.319	-8014.529
SV009	-11177.988	7735.149	-6667.324	-9721.031	-5935.978	-7986.750
SV010	-11660.473	7994.682	-10844.410	-9848.694	-10105.721	-8085.967
SV011	-11660.473	7994.682	-7187.012	-9820.915	-6450.379	-8058.188
SV012	-10700.349	7474.615	-9783.993	-9644.062	-9058.342	-7909.781
SV013	-10700.349	7474.615	-6126.595	-9616.283	-5403.000	-7882.002
SV014	-9446.761	6535.975	-8153.263	-7842.812	-7488.491	-6445.402
SV015	-9446.761	6535.975	-4495.866	-7815.033	-3833.150	-6417.624
SV016	-10833.287	7735.149	-9359.573	-9508.410	-8529.059	-7774.129
SV017	-10833.287	7735.149	-5702.175	-9480.631	-4873.718	-7746.350
SV018	-11315.772	7994.682	-9879.261	-9608.294	-9043.461	-7845.567
SV019	-11315.772	7994.682	-6221.863	-9580.515	-5388.119	-7817.788
SV020	-10355.648	7474.615	-8818.844	-9403.662	-7996.082	-7669.381
SV021	-10355.648	7474.615	-5161.446	-9375.883	-4340.740	-7641.602
SV022	-10008.502	6535.975	-7971.700	-8231.788	-7465.391	-6834.379
SV023	-11177.988	7735.149	-8183.223	-9688.059	-7454.316	-7953.777
SV024	-11660.473	7994.682	-8702.911	-9787.943	-7968.717	-8025.216
SV025	-10700.349	7474.615	-7642.493	-9583.311	-6921.338	-7849.029
SV026	-9446.761	6535.975	-6011.764	-7782.060	-5351.488	-6384.651

구 분	S7(점점16)		S8(점점17)		S9(점점19)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	9224.824	-5682.191	9823.944	-3948.621	15419.574	-1710.867
SV002	8910.520	-5753.629	9518.933	-4028.734	15335.516	-1790.980
SV003	9544.567	-5606.063	10134.856	-3872.493	15496.327	-1625.965
SV004	8050.068	-4478.138	8596.992	-3089.302	12795.489	-1187.074
SV005	9843.524	-5441.791	10529.658	-3708.221	15577.166	-1470.467
SV006	9529.221	-5513.229	10224.647	-3788.334	15493.107	-1550.580
SV007	10163.268	-5365.663	10840.570	-3632.093	15653.918	-1385.565
SV008	7436.057	-5696.081	8036.788	-3962.510	13670.726	-1724.756
SV009	11013.591	-5668.302	11611.099	-3934.731	17168.423	-1696.977
SV010	7121.754	-5767.519	7731.778	-4042.623	13586.667	-1804.869
SV011	10699.287	-5739.740	11306.089	-4014.844	17084.364	-1777.090
SV012	7755.801	-5619.953	8347.700	-3886.382	13747.478	-1639.854
SV013	11333.334	-5592.174	11922.011	-3858.603	17245.175	-1612.075
SV014	6261.302	-4492.027	6809.837	-3103.192	11046.640	-1200.964
SV015	9838.835	-4464.249	10384.148	-3075.413	14544.337	-1173.185
SV016	8054.758	-5455.681	8742.502	-3722.110	13828.318	-1484.356
SV017	11632.291	-5427.902	12316.813	-3694.331	17326.014	-1456.577
SV018	7740.454	-5527.119	8437.492	-3802.223	13744.259	-1564.469
SV019	11317.987	-5499.340	12011.803	-3774.444	17241.956	-1536.691
SV020	8374.501	-5379.553	9053.415	-3645.982	13905.070	-1399.454
SV021	11952.034	-5351.774	12627.726	-3618.203	17402.767	-1371.675
SV022	6999.431	-4881.004	7405.840	-3492.168	12528.193	-1589.940
SV023	9402.897	-5635.329	9996.580	-3901.759	15462.966	-1664.005
SV024	9088.593	-5706.768	9691.570	-3981.872	15378.907	-1744.118
SV025	9722.640	-5559.201	10307.492	-3825.631	15539.718	-1579.103
SV026	8228.141	-4431.276	8769.629	-3042.440	12838.880	-1140.213

구 분	S10(절점20)		S11(절점22)		S12(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	15559.728	1705.668	10383.338	3905.488	9730.478	5649.116
SV002	15488.403	1625.584	10529.441	3833.851	9891.052	5577.479
SV003	15622.981	1790.639	10215.895	3990.459	9545.870	5725.258
SV004	12952.042	1572.775	8183.944	3436.039	7673.397	4834.598
SV005	15793.996	1946.068	10079.821	4145.888	9493.300	5889.516
SV006	15722.671	1865.984	10225.924	4074.251	9653.874	5817.879
SV007	15857.249	2031.039	9912.378	4230.859	9308.693	5965.658
SV008	13813.088	1691.779	8674.408	3891.599	8024.353	5635.227
SV009	17306.368	1719.558	12092.268	3919.378	11436.602	5663.006
SV010	13741.763	1611.695	8820.511	3819.962	8184.927	5563.590
SV011	17235.042	1639.474	12238.372	3847.741	11597.176	5591.369
SV012	13876.341	1776.750	8506.965	3976.570	7839.746	5711.369
SV013	17369.621	1804.529	11924.825	4004.349	11251.995	5739.148
SV014	11205.402	1558.885	6475.014	3422.149	5967.273	4820.708
SV015	14698.682	1586.664	9892.874	3449.928	9379.522	4848.487
SV016	14047.356	1932.179	8370.891	4131.999	7787.176	5875.627
SV017	17540.636	1959.958	11788.751	4159.778	11199.425	5903.406
SV018	13976.031	1852.095	8516.994	4060.362	7947.750	5803.990
SV019	17469.311	1879.874	11934.854	4088.141	11359.999	5831.769
SV020	14110.609	2017.150	8203.448	4216.970	7602.568	5951.769
SV021	17603.889	2044.929	11621.308	4244.749	11014.817	5979.548
SV022	12561.556	1169.909	8699.991	3033.173	8083.576	4431.732
SV023	15595.668	1752.530	10292.049	3952.350	9629.722	5695.978
SV024	15524.343	1672.446	10438.152	3880.713	9790.296	5624.341
SV025	15658.921	1837.501	10124.605	4037.321	9445.115	5772.120
SV026	12987.983	1619.637	8092.654	3482.901	7572.642	4881.460

구 분	S13(절점25)		S14(절점26)		S15(절점34)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-5992.715	7854.649	-7782.485	9609.284	-10941.377	-5701.404
SV002	-5640.727	7754.577	-7405.980	9509.212	-10517.740	-5537.648
SV003	-6380.774	7930.792	-8189.199	9713.486	-11423.664	-5961.047
SV004	-5873.402	6676.331	-7326.999	8094.448	-9616.413	-4876.859
SV005	-6872.241	8095.049	-8606.009	9849.684	-11286.078	-5701.404
SV006	-6520.253	7994.977	-8229.503	9749.612	-10862.441	-5537.648
SV007	-7260.300	8171.191	-9012.723	9953.886	-11768.365	-5961.047
SV008	-7661.727	7840.760	-9448.094	9595.395	-10941.377	-5701.404
SV009	-4323.703	7868.539	-6116.876	9623.174	-10941.377	-5701.404
SV010	-7309.739	7740.688	-9071.589	9495.323	-10517.740	-5537.648
SV011	-3971.715	7768.467	-5740.370	9523.102	-10517.740	-5537.648
SV012	-8049.786	7916.902	-9854.808	9699.597	-11423.664	-5961.047
SV013	-4711.762	7944.681	-6523.590	9727.376	-11423.664	-5961.047
SV014	-7542.413	6662.441	-8992.608	8080.558	-9616.413	-4876.859
SV015	-4204.390	6690.220	-5661.390	8108.337	-9616.413	-4876.859
SV016	-8541.253	8081.160	-10271.618	9835.795	-11286.078	-5701.404
SV017	-5203.229	8108.939	-6940.400	9863.574	-11286.078	-5701.404
SV018	-8189.265	7981.088	-9895.112	9735.723	-10862.441	-5537.648
SV019	-4851.241	8008.867	-6563.894	9763.502	-10862.441	-5537.648
SV020	-8929.312	8157.302	-10678.332	9939.997	-11768.365	-5961.047
SV021	-5591.288	8185.081	-7347.114	9967.776	-11768.365	-5961.047
SV022	-4386.765	6273.465	-5928.908	7691.582	-9054.672	-4876.859
SV023	-6218.685	7901.511	-8019.937	9656.146	-10941.377	-5701.404
SV024	-5866.697	7801.439	-7643.431	9556.074	-10517.740	-5537.648
SV025	-6606.744	7977.653	-8426.651	9760.348	-11423.664	-5961.047
SV026	-6099.372	6723.193	-7564.451	8141.310	-9616.413	-4876.859

구 분	S16(절점36)		S17(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-923.809	-3665.285	-187.483	-1786.243
SV002	-923.809	-3501.529	-187.483	-1786.243
SV003	-978.517	-3830.565	-187.483	-1951.523
SV004	-955.752	-3122.420	-234.968	-1595.829
SV005	-1153.610	-3665.285	-302.384	-1786.243
SV006	-1153.610	-3501.529	-302.384	-1786.243
SV007	-1208.318	-3830.565	-302.384	-1951.523
SV008	-923.809	-3665.285	-187.483	-1786.243
SV009	-923.809	-3665.285	-187.483	-1786.243
SV010	-923.809	-3501.529	-187.483	-1786.243
SV011	-923.809	-3501.529	-187.483	-1786.243
SV012	-978.517	-3830.565	-187.483	-1951.523
SV013	-978.517	-3830.565	-187.483	-1951.523
SV014	-955.752	-3122.420	-234.968	-1595.829
SV015	-955.752	-3122.420	-234.968	-1595.829
SV016	-1153.610	-3665.285	-302.384	-1786.243
SV017	-1153.610	-3665.285	-302.384	-1786.243
SV018	-1153.610	-3501.529	-302.384	-1786.243
SV019	-1153.610	-3501.529	-302.384	-1786.243
SV020	-1208.318	-3830.565	-302.384	-1951.523
SV021	-1208.318	-3830.565	-302.384	-1951.523
SV022	-581.258	-3122.420	-47.721	-1595.829
SV023	-923.809	-3665.285	-187.483	-1786.243
SV024	-923.809	-3501.529	-187.483	-1786.243
SV025	-978.517	-3830.565	-187.483	-1951.523
SV026	-955.752	-3122.420	-234.968	-1595.829

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 38

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-26212.260	4909.080	1152.418	-26873.911	-737.815	1152.418	
UL002	-26985.007	4654.501	1163.772	-27646.658	-1048.030	1163.772	
UL003	-25426.904	5120.859	1122.770	-26088.555	-380.760	1122.770	
UL004	-19665.651	2417.429	290.343	-20327.302	1048.581	268.366	
UL005	-23389.855	3540.459	565.943	-24051.506	794.237	554.955	
UL006	-23857.097	3386.527	572.808	-24518.748	606.665	561.820	
UL007	-22914.989	3668.511	548.016	-23576.639	1010.130	537.028	
UL008	-23720.431	5228.326	1825.448	-24382.082	-3716.442	1825.448	
UL009	-23684.319	3076.510	50.906	-24345.970	2827.070	50.906	
UL010	-24187.674	5074.394	1832.313	-24849.325	-3904.013	1832.313	
UL011	-24151.561	2922.578	57.771	-24813.212	2639.498	57.771	
UL012	-23245.565	5356.378	1807.521	-23907.216	-3500.548	1807.521	
UL013	-23209.452	3204.562	32.979	-23871.103	3042.964	32.979	
UL014	-18926.642	3358.978	1132.321	-19562.844	-2137.668	1111.190	
UL015	-18891.918	1289.924	-573.970	-19528.121	4154.170	-595.101	
UL016	-22507.607	4438.814	1397.321	-23143.810	-2382.230	1386.756	
UL017	-22472.884	2369.760	-308.969	-23109.086	3909.608	-319.535	
UL018	-22956.879	4290.803	1403.922	-23593.081	-2562.587	1393.357	
UL019	-22922.155	2221.749	-302.368	-23558.358	3729.251	-312.934	
UL020	-22051.005	4561.941	1380.084	-22687.207	-2174.640	1369.518	
UL021	-22016.281	2492.887	-326.207	-22652.484	4117.198	-336.772	
UL022	-15530.290	6230.363	3535.918	-16039.252	10006.675	3515.678	
UL023	-23641.455	3660.527	928.324	-24303.106	1765.867	-371.676	
UL024	-24108.697	3506.596	935.189	-24770.348	1578.296	-364.811	
UL025	-23166.588	3788.579	910.397	-23828.239	1981.761	-389.603	
UL026	-18096.674	1777.420	258.913	-18707.429	3008.432	-961.373	

② 기둥 : 부재번호 39

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-25518.932	-4445.625	-1732.895	-26180.583	4045.630	-1732.895	
UL002	-24743.543	-4773.817	-1744.249	-25405.194	3773.073	-1744.249	
UL003	-26301.199	-4041.624	-1703.247	-26962.850	4304.354	-1703.247	
UL004	-19548.843	-3263.263	-1460.709	-20210.494	3948.112	-1482.685	
UL005	-23392.875	-4213.793	-1824.943	-24054.526	4755.422	-1835.931	
UL006	-22924.035	-4412.235	-1831.808	-23585.686	4590.620	-1842.796	
UL007	-23865.874	-3969.514	-1807.016	-24527.525	4911.859	-1818.005	
UL008	-23062.299	-4616.522	-2405.925	-23723.950	7172.605	-2405.925	
UL009	-23098.411	-3010.005	-631.383	-23760.062	83.795	-631.383	
UL010	-22593.459	-4814.964	-2412.790	-23255.110	7007.803	-2412.790	
UL011	-22629.572	-3208.447	-638.248	-23291.222	-81.008	-638.248	
UL012	-23535.297	-4372.243	-2387.998	-24196.948	7329.043	-2387.998	
UL013	-23571.410	-2765.726	-613.456	-24233.061	240.232	-613.456	
UL014	-18779.603	-3910.117	-2257.673	-19415.806	7204.344	-2278.804	
UL015	-18814.326	-2365.389	-551.383	-19450.529	388.180	-572.514	
UL016	-22475.787	-4824.088	-2607.898	-23111.990	7980.603	-2618.464	
UL017	-22510.511	-3279.360	-901.608	-23146.714	1164.439	-912.173	
UL018	-22024.980	-5014.898	-2614.499	-22661.183	7822.139	-2625.065	
UL019	-22059.703	-3470.170	-908.209	-22695.906	1005.975	-918.774	
UL020	-22930.594	-4589.205	-2590.661	-23566.797	8131.024	-2601.227	
UL021	-22965.317	-3044.476	-884.370	-23601.520	1314.860	-894.936	
UL022	-14634.706	895.795	1853.612	-15143.668	11857.424	1827.442	
UL023	-23141.276	-4241.272	-1508.800	-23802.927	5806.074	-2808.800	
UL024	-22672.436	-4439.714	-1515.666	-23334.087	5641.272	-2815.666	
UL025	-23614.274	-3996.993	-1490.874	-24275.925	5962.511	-2790.874	
UL026	-18101.320	-3407.327	-1339.252	-18712.075	5654.756	-2559.537	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기동 : 부재번호 38

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-21553.173	4105.346	937.412	-22062.135	-488.010	937.412	
UE002	-22325.920	3850.767	948.766	-22834.882	-798.224	948.766	
UE003	-20767.817	4317.124	907.764	-21276.779	-130.954	907.764	
UE004	-15006.564	1613.695	75.336	-15515.526	1298.387	53.360	
UE005	-18730.768	2736.725	350.937	-19239.731	1044.042	339.948	
UE006	-19198.011	2582.793	357.802	-19706.973	856.471	346.814	
UE007	-18255.902	2864.777	333.010	-18764.864	1259.936	322.022	
UE008	-19061.345	4424.592	1610.442	-19570.307	-3466.636	1610.442	
UE009	-19025.232	2272.776	-164.101	-19534.194	3076.875	-164.101	
UE010	-19528.587	4270.660	1617.307	-20037.549	-3654.208	1617.307	
UE011	-19492.474	2118.844	-157.235	-20001.436	2889.304	-157.235	
UE012	-18586.478	4552.644	1592.515	-19095.440	-3250.742	1592.515	
UE013	-18550.365	2400.828	-182.027	-19059.328	3292.769	-182.027	
UE014	-14267.555	2555.244	917.314	-14751.069	-1887.862	896.183	
UE015	-14232.831	486.190	-788.976	-14716.345	4403.976	-810.107	
UE016	-17848.520	3635.080	1182.315	-18332.034	-2132.424	1171.749	
UE017	-17813.797	1566.026	-523.976	-18297.311	4159.414	-534.541	
UE018	-18297.792	3487.069	1188.916	-18781.306	-2312.782	1178.350	
UE019	-18263.068	1418.015	-517.374	-18746.582	3979.056	-527.940	
UE020	-17391.918	3758.207	1165.078	-17875.432	-1924.834	1154.512	
UE021	-17357.194	1689.153	-541.213	-17840.708	4367.004	-551.779	
UE022	-15530.290	3862.863	3535.918	-16039.252	2780.435	3515.678	
UE023	-18982.368	2856.793	713.317	-19491.330	2015.673	-586.683	
UE024	-19449.610	2702.862	720.183	-19958.572	1828.101	-579.817	
UE025	-18507.501	2984.845	695.391	-19016.463	2231.567	-604.609	
UE026	-13437.588	973.686	43.907	-13895.654	3258.238	-1176.379	

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-21128.521	-3855.376	-1517.889	-21637.483	3582.339	-1517.889	
UE002	-20353.131	-4183.568	-1529.243	-20862.094	3309.782	-1529.243	
UE003	-21910.787	-3451.376	-1488.241	-22419.750	3841.063	-1488.241	
UE004	-15158.431	-2673.014	-1245.703	-15667.394	3484.821	-1267.679	
UE005	-19002.463	-3623.545	-1609.937	-19511.426	4292.131	-1620.925	
UE006	-18533.623	-3821.987	-1616.802	-19042.586	4127.329	-1627.790	
UE007	-19475.462	-3379.266	-1592.010	-19984.424	4448.568	-1602.998	
UE008	-18671.887	-4026.274	-2190.918	-19180.849	6709.314	-2190.918	
UE009	-18708.000	-2419.757	-416.376	-19216.962	-379.496	-416.376	
UE010	-18203.047	-4224.716	-2197.784	-18712.009	6544.512	-2197.784	
UE011	-18239.160	-2618.198	-423.241	-18748.122	-544.299	-423.241	
UE012	-19144.886	-3781.995	-2172.992	-19653.848	6865.751	-2172.992	
UE013	-19180.998	-2175.477	-398.449	-19689.960	-223.059	-398.449	
UE014	-14389.191	-3319.868	-2042.667	-14872.705	6741.052	-2063.798	
UE015	-14423.915	-1775.140	-336.376	-14907.429	-75.111	-357.507	
UE016	-18085.376	-4233.840	-2392.892	-18568.890	7517.312	-2403.458	
UE017	-18120.099	-2689.112	-686.601	-18603.613	701.148	-697.167	
UE018	-17634.568	-4424.649	-2399.493	-18118.082	7358.848	-2410.059	
UE019	-17669.292	-2879.921	-693.202	-18152.806	542.684	-703.768	
UE020	-18540.182	-3998.956	-2375.655	-19023.696	7667.733	-2386.220	
UE021	-18574.905	-2454.228	-669.364	-19058.420	851.569	-679.930	
UE022	-14634.706	-1013.065	1853.612	-15143.668	4982.011	1827.442	
UE023	-18750.864	-3651.023	-1293.794	-19259.826	5342.783	-2593.794	
UE024	-18282.024	-3849.465	-1300.659	-18790.986	5177.981	-2600.659	
UE025	-19223.862	-3406.744	-1275.867	-19732.825	5499.220	-2575.867	
UE026	-13710.909	-2817.078	-1124.245	-14168.975	5191.465	-2344.531	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-26212.260	117.570	3.515	-26873.911	100.348	3.515	
ULB02	-26985.007	-20.574	-1.179	-27646.658	-14.795	-1.179	
ULB03	-25426.904	-22.257	-1.193	-26088.555	-16.409	-1.193	
ULB04	-20189.377	-175.515	131.208	-20851.027	-872.283	153.185	
ULB05	-23702.375	-15.323	67.812	-24364.026	-374.528	78.801	
ULB06	-24169.617	-98.852	64.974	-24831.268	-444.150	75.962	
ULB07	-23227.509	-99.870	64.966	-23889.159	-445.126	75.954	
ULB08	-23702.375	66.008	1.811	-24364.026	57.134	1.811	
ULB09	-23702.375	66.008	1.811	-24364.026	57.134	1.811	
ULB10	-24169.617	-17.521	-1.027	-24831.268	-12.488	-1.027	
ULB11	-24169.617	-17.521	-1.027	-24831.268	-12.488	-1.027	
ULB12	-23227.509	-18.539	-1.036	-23889.159	-13.464	-1.036	
ULB13	-23227.509	-18.539	-1.036	-23889.159	-13.464	-1.036	
ULB14	-19412.862	-168.764	126.162	-20049.065	-838.733	147.293	
ULB15	-19412.862	-168.764	126.162	-20049.065	-838.733	147.293	
ULB16	-22790.745	-14.734	65.204	-23426.948	-360.123	75.770	
ULB17	-22790.745	-14.734	65.204	-23426.948	-360.123	75.770	
ULB18	-23240.017	-95.050	62.475	-23876.220	-427.067	73.041	
ULB19	-23240.017	-95.050	62.475	-23876.220	-427.067	73.041	
ULB20	-22334.143	-96.029	62.467	-22970.346	-428.006	73.033	
ULB21	-22334.143	-96.029	62.467	-22970.346	-428.006	73.033	
ULB22	-15530.290	3507.763	2777.239	-16039.252	15252.929	2857.229	
ULB23	-23702.375	66.008	1.811	-24364.026	-1269.948	651.811	
ULB24	-24169.617	-17.521	-1.027	-24831.268	-1339.569	648.973	
ULB25	-23227.509	-18.539	-1.036	-23889.159	-1340.545	648.964	
ULB26	-18636.348	-162.014	121.115	-19247.102	-2030.182	741.401	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-25518.932	-71.218	-3.515	-26180.583	-53.995	-3.515	
ULB02	-24743.543	42.769	1.179	-25405.194	36.991	1.179	
ULB03	-26301.199	41.844	1.193	-26962.850	35.997	1.193	
ULB04	-19025.118	-159.751	103.597	-19686.769	-721.223	125.573	
ULB05	-23080.355	-126.059	49.590	-23742.006	-395.974	60.578	
ULB06	-22611.515	-57.137	52.428	-23273.166	-340.960	63.417	
ULB07	-23553.354	-57.696	52.437	-24215.005	-341.561	63.425	
ULB08	-23080.355	-31.268	-1.811	-23742.006	-22.394	-1.811	
ULB09	-23080.355	-31.268	-1.811	-23742.006	-22.394	-1.811	
ULB10	-22611.515	37.654	1.027	-23273.166	32.621	1.027	
ULB11	-22611.515	37.654	1.027	-23273.166	32.621	1.027	
ULB12	-23553.354	37.095	1.036	-24215.005	32.020	1.036	
ULB13	-23553.354	37.095	1.036	-24215.005	32.020	1.036	
ULB14	-18293.383	-153.607	99.613	-18929.585	-693.484	120.744	
ULB15	-18293.383	-153.607	99.613	-18929.585	-693.484	120.744	
ULB16	-22192.649	-121.211	47.683	-22828.852	-380.745	58.248	
ULB17	-22192.649	-121.211	47.683	-22828.852	-380.745	58.248	
ULB18	-21741.842	-54.940	50.412	-22378.044	-327.846	60.978	
ULB19	-21741.842	-54.940	50.412	-22378.044	-327.846	60.978	
ULB20	-22647.456	-55.477	50.420	-23283.658	-328.424	60.986	
ULB21	-22647.456	-55.477	50.420	-23283.658	-328.424	60.986	
ULB22	-14634.706	3675.938	2595.491	-15143.668	14624.942	2619.751	
ULB23	-23080.355	-31.268	-1.811	-23742.006	-1349.475	648.189	
ULB24	-22611.515	37.654	1.027	-23273.166	-1294.461	651.027	
ULB25	-23553.354	37.095	1.036	-24215.005	-1295.062	651.036	
ULB26	-17561.647	-147.463	95.628	-18172.402	-1890.743	715.914	

4) 교축방향 (편심최대)

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-21553.173	120.536	3.698	-22062.135	102.415	3.698	
UEB02	-22325.920	-17.608	-0.996	-22834.882	-12.728	-0.996	
UEB03	-20767.817	-19.291	-1.010	-21276.779	-14.342	-1.010	
UEB04	-15530.290	-172.549	131.392	-16039.252	-870.215	153.368	
UEB05	-19043.288	-12.357	67.996	-19552.251	-372.461	78.984	
UEB06	-19510.530	-95.886	65.158	-20019.493	-442.082	76.146	
UEB07	-18568.422	-96.904	65.149	-19077.384	-443.058	76.137	
UEB08	-19043.288	68.974	1.994	-19552.251	59.201	1.994	
UEB09	-19043.288	68.974	1.994	-19552.251	59.201	1.994	
UEB10	-19510.530	-14.555	-0.844	-20019.493	-10.420	-0.844	
UEB11	-19510.530	-14.555	-0.844	-20019.493	-10.420	-0.844	
UEB12	-18568.422	-15.573	-0.852	-19077.384	-11.396	-0.852	
UEB13	-18568.422	-15.573	-0.852	-19077.384	-11.396	-0.852	
UEB14	-14753.775	-165.798	126.345	-15237.289	-836.666	147.476	
UEB15	-14753.775	-165.798	126.345	-15237.289	-836.666	147.476	
UEB16	-18131.658	-11.768	65.388	-18615.173	-358.056	75.953	
UEB17	-18131.658	-11.768	65.388	-18615.173	-358.056	75.953	
UEB18	-18580.930	-92.084	62.659	-19064.444	-425.000	73.224	
UEB19	-18580.930	-92.084	62.659	-19064.444	-425.000	73.224	
UEB20	-17675.056	-93.063	62.650	-18158.570	-425.938	73.216	
UEB21	-17675.056	-93.063	62.650	-18158.570	-425.938	73.216	
UEB22	-15530.290	1162.663	2777.239	-16039.252	5079.715	2857.229	
UEB23	-19043.288	68.974	1.994	-19552.251	-1267.880	651.994	
UEB24	-19510.530	-14.555	-0.844	-20019.493	-1337.502	649.156	
UEB25	-18568.422	-15.573	-0.852	-19077.384	-1338.478	649.148	
UEB26	-13977.261	-159.048	121.299	-14435.327	-2028.115	741.585	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-21128.521	-78.102	-3.698	-21637.483	-59.981	-3.698	
UEB02	-20353.131	35.885	0.996	-20862.094	31.005	0.996	
UEB03	-21910.787	34.960	1.010	-22419.750	30.011	1.010	
UEB04	-14634.706	-166.636	103.414	-15143.668	-727.209	125.390	
UEB05	-18689.943	-132.944	49.407	-19198.906	-401.960	60.395	
UEB06	-18221.103	-64.022	52.245	-18730.066	-346.945	63.233	
UEB07	-19162.942	-64.581	52.254	-19671.904	-347.546	63.242	
UEB08	-18689.943	-38.152	-1.994	-19198.906	-28.379	-1.994	
UEB09	-18689.943	-38.152	-1.994	-19198.906	-28.379	-1.994	
UEB10	-18221.103	30.770	0.844	-18730.066	26.635	0.844	
UEB11	-18221.103	30.770	0.844	-18730.066	26.635	0.844	
UEB12	-19162.942	30.211	0.852	-19671.904	26.034	0.852	
UEB13	-19162.942	30.211	0.852	-19671.904	26.034	0.852	
UEB14	-13902.971	-160.491	99.429	-14386.485	-699.469	120.560	
UEB15	-13902.971	-160.491	99.429	-14386.485	-699.469	120.560	
UEB16	-17802.237	-128.095	47.499	-18285.752	-386.730	58.065	
UEB17	-17802.237	-128.095	47.499	-18285.752	-386.730	58.065	
UEB18	-17351.430	-61.824	50.229	-17834.944	-333.831	60.794	
UEB19	-17351.430	-61.824	50.229	-17834.944	-333.831	60.794	
UEB20	-18257.044	-62.362	50.237	-18740.558	-334.409	60.802	
UEB21	-18257.044	-62.362	50.237	-18740.558	-334.409	60.802	
UEB22	-14634.706	1240.611	2595.491	-15143.668	4888.282	2619.751	
UEB23	-18689.943	-38.152	-1.994	-19198.906	-1355.461	648.006	
UEB24	-18221.103	30.770	0.844	-18730.066	-1300.446	650.844	
UEB25	-19162.942	30.211	0.852	-19671.904	-1301.047	650.852	
UEB26	-13171.235	-154.347	95.445	-13629.301	-1896.728	715.731	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재31, 절점32)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-17720.469	11126.349	-16951.059	-8150.669	
UL002	-18859.368	11684.344	-15976.162	-7798.593	
UL003	-16591.599	10566.200	-18089.575	-8708.901	
UL004	-13588.451	8548.124	-13658.656	-6377.897	
UL005	-15587.019	10107.051	-16024.308	-7449.806	
UL006	-16275.656	10444.444	-15434.835	-7236.923	
UL007	-14904.446	9768.356	-16712.712	-7787.341	
UL008	-16184.501	10107.051	-15576.196	-7449.806	
UL009	-16184.501	10107.051	-15576.196	-7449.806	
UL010	-16873.138	10444.444	-14986.724	-7236.923	
UL011	-16873.138	10444.444	-14986.724	-7236.923	
UL012	-15501.928	9768.356	-16264.601	-7787.341	
UL013	-15501.928	9768.356	-16264.601	-7787.341	
UL014	-13065.819	8219.350	-13133.323	-6132.593	
UL015	-13065.819	8219.350	-13133.323	-6132.593	
UL016	-14987.518	9718.318	-15407.988	-7163.275	
UL017	-14987.518	9718.318	-15407.988	-7163.275	
UL018	-15649.669	10042.734	-14841.188	-6958.580	
UL019	-15649.669	10042.734	-14841.188	-6958.580	
UL020	-14331.198	9392.650	-16069.916	-7487.828	
UL021	-14331.198	9392.650	-16069.916	-7487.828	
UL022	-11201.643	6575.480	-9944.917	-4906.075	
UL023	-16184.501	10107.051	-15576.196	-7449.806	
UL024	-16873.138	10444.444	-14986.724	-7236.923	
UL025	-15501.928	9768.356	-16264.601	-7787.341	
UL026	-12543.186	7890.576	-12607.990	-5887.290	

② 두부분 : 지간1

하중	좌측 (부재11, 절점11)		중앙부		좌측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-21115.015	-14313.208	22561.789	2459.840	-20588.401	14064.475	
UL002	-22366.135	-14527.958	22408.440	2287.659	-19628.950	13849.320	
UL003	-19812.143	-14087.999	22697.783	2642.528	-21618.987	14288.510	
UL004	-14614.669	-10344.823	16837.655	2044.607	-16670.173	10678.065	
UL005	-17531.839	-12510.101	20532.195	2529.889	-19835.666	12959.873	
UL006	-18288.329	-12639.950	20439.472	2425.779	-19255.533	12829.779	
UL007	-16744.055	-12373.928	20614.424	2640.351	-20458.811	13095.335	
UL008	-21369.790	-12840.677	17957.014	2199.313	-20849.336	12629.296	
UL009	-16592.675	-12804.565	22498.278	2235.425	-16543.922	12665.409	
UL010	-22126.280	-12970.526	17864.291	2095.203	-20269.203	12499.203	
UL011	-17349.166	-12934.414	22405.555	2131.316	-15963.790	12535.315	
UL012	-20582.007	-12704.505	18039.243	2309.775	-21472.481	12764.759	
UL013	-15804.892	-12668.392	22580.507	2345.887	-17167.068	12800.871	
UL014	-16349.256	-9964.307	14006.753	1948.607	-18098.922	10250.008	
UL015	-11755.876	-9929.583	18373.353	1983.330	-13959.102	10284.732	
UL016	-19154.227	-12046.305	17559.195	2415.224	-21142.666	12444.054	
UL017	-14560.847	-12011.581	21925.795	2449.947	-17002.846	12478.778	
UL018	-19881.622	-12171.160	17470.039	2315.118	-20584.846	12318.964	
UL019	-15288.242	-12136.436	21836.639	2349.842	-16445.025	12353.688	
UL020	-18396.743	-11915.370	17638.262	2521.437	-21741.844	12574.307	
UL021	-13803.363	-11880.646	22004.861	2556.161	-17602.024	12609.030	
UL022	-13140.173	-8360.422	12561.556	-194.651	-11331.568	7811.030	
UL023	-18536.638	-12761.700	20274.369	2278.289	-19047.778	12708.273	
UL024	-19293.129	-12891.550	20181.646	2174.180	-18467.645	12578.179	
UL025	-17748.855	-12625.528	20356.598	2388.752	-19670.923	12843.736	
UL026	-13080.069	-9492.833	15585.579	1943.564	-15711.989	9912.910	

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	-121.170	2888.327	204.644	5214.922	-15802.916	8402.575
UL002	-121.170	2888.327	204.644	5569.844	-16822.962	8960.571
UL003	-121.170	2536.400	209.219	4862.995	-14786.903	8050.648
UL004	122.252	2132.890	337.926	4048.893	-12318.468	6632.523
UL005	209.892	2589.665	507.268	4753.934	-14175.413	7702.787
UL006	209.892	2589.665	507.268	4968.538	-14792.185	8040.180
UL007	209.892	2376.872	510.034	4541.141	-13561.079	7489.994
UL008	-121.170	2589.665	208.527	4753.934	-14474.154	7702.787
UL009	-121.170	2589.665	208.527	4753.934	-14474.154	7702.787
UL010	-121.170	2589.665	208.527	4968.538	-15090.926	8040.180
UL011	-121.170	2589.665	208.527	4968.538	-15090.926	8040.180
UL012	-121.170	2376.872	211.293	4541.141	-13859.820	7489.994
UL013	-121.170	2376.872	211.293	4541.141	-13859.820	7489.994
UL014	117.550	2050.855	324.929	3893.167	-11844.680	6377.426
UL015	117.550	2050.855	324.929	3893.167	-11844.680	6377.426
UL016	201.819	2490.063	487.758	4571.090	-13630.205	7406.526
UL017	201.819	2490.063	487.758	4571.090	-13630.205	7406.526
UL018	201.819	2490.063	487.758	4777.440	-14223.254	7730.943
UL019	201.819	2490.063	487.758	4777.440	-14223.254	7730.943
UL020	201.819	2285.454	490.418	4366.482	-13039.499	7201.918
UL021	201.819	2285.454	490.418	4366.482	-13039.499	7201.918
UL022	-93.207	1640.684	-114.551	3114.533	-9850.238	5101.941
UL023	-121.170	2589.665	208.527	4753.934	-14474.154	7702.787
UL024	-121.170	2589.665	208.527	4968.538	-15090.926	8040.180
UL025	-121.170	2376.872	211.293	4541.141	-13859.820	7489.994
UL026	112.848	1968.821	311.932	3737.440	-11370.893	6122.329

구 분	S4(절점6)		S5(절점13)		S6(절점14)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-15881.840	11074.991	-12249.977	-14145.984	-11208.776	-11605.077
UL002	-16919.184	11632.987	-13367.307	-14360.734	-12314.740	-11758.669
UL003	-14854.917	10514.843	-11087.410	-13920.775	-10062.874	-11379.869
UL004	-12280.790	8496.767	-8221.934	-10177.599	-7359.067	-8360.967
UL005	-14083.273	10055.693	-9790.136	-12342.877	-8711.805	-10088.311
UL006	-14710.504	10393.086	-10465.731	-12472.726	-9380.527	-10181.181
UL007	-13462.343	9716.999	-9087.188	-12206.704	-8018.934	-9952.139
UL008	-14531.384	10055.693	-13422.138	-12673.453	-12468.715	-10418.887
UL009	-14531.384	10055.693	-8667.522	-12637.340	-7716.771	-10382.775
UL010	-15158.615	10393.086	-14097.733	-12803.302	-13137.437	-10511.757
UL011	-15158.615	10393.086	-9343.116	-12767.190	-8385.493	-10475.644
UL012	-13910.454	9716.999	-12719.190	-12537.281	-11775.844	-10282.715
UL013	-13910.454	9716.999	-7964.574	-12501.168	-7023.900	-10246.602
UL014	-11808.452	8169.969	-10191.579	-9803.514	-9360.614	-8056.753
UL015	-11808.452	8169.969	-5619.833	-9768.791	-4791.437	-8022.029
UL016	-13541.608	9668.936	-11699.466	-11885.512	-10661.324	-9717.661
UL017	-13541.608	9668.936	-7127.719	-11850.789	-6092.147	-9682.937
UL018	-14144.715	9993.352	-12349.076	-12010.368	-11304.326	-9806.959
UL019	-14144.715	9993.352	-7777.329	-11975.644	-6735.149	-9772.235
UL020	-12944.560	9343.269	-11023.554	-11754.577	-9995.102	-9586.726
UL021	-12944.560	9343.269	-6451.808	-11719.854	-5425.925	-9552.002
UL022	-10008.502	6535.975	-7971.700	-8231.788	-7465.391	-6834.379
UL023	-14531.384	10055.693	-10638.189	-12594.476	-9690.610	-10339.911
UL024	-15158.615	10393.086	-11313.784	-12724.326	-10359.333	-10432.780
UL025	-13910.454	9716.999	-9935.241	-12458.304	-8997.739	-10203.738
UL026	-11336.114	7843.170	-7214.117	-9338.472	-6421.785	-7661.581

구 분	S7(점점16)		S8(점점17)		S9(점점19)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	13380.146	-8280.782	14228.707	-5734.116	22373.760	-2539.839
UL002	12704.394	-8434.374	13572.935	-5906.359	22193.034	-2712.082
UL003	14067.594	-8117.107	14897.169	-5570.441	22538.778	-2357.299
UL004	10465.089	-5821.579	11176.090	-4016.093	16634.135	-1543.197
UL005	12796.582	-7074.329	13688.555	-4820.687	20250.316	-1911.607
UL006	12387.987	-7167.198	13292.042	-4924.834	20141.040	-2015.754
UL007	13212.248	-6975.362	14092.741	-4721.720	20350.094	-1801.234
UL008	9666.875	-7404.905	10447.825	-5151.263	17771.944	-2242.183
UL009	14317.668	-7368.793	15094.429	-5115.151	22318.950	-2206.071
UL010	9258.280	-7497.775	10051.311	-5255.410	17662.668	-2346.330
UL011	13909.073	-7461.662	14697.915	-5219.298	22209.673	-2310.218
UL012	10082.541	-7305.939	10852.011	-5052.297	17871.722	-2131.810
UL013	14733.334	-7269.826	15498.615	-5016.184	22418.728	-2095.698
UL014	7826.627	-5615.034	8512.296	-3878.990	13808.300	-1501.205
UL015	12298.544	-5580.311	12980.184	-3844.266	18180.421	-1466.481
UL016	10068.447	-6819.601	10928.128	-4652.638	17285.397	-1855.445
UL017	14540.364	-6784.877	15396.017	-4617.914	21657.518	-1820.722
UL018	9675.568	-6908.899	10546.865	-4752.779	17180.324	-1955.587
UL019	14147.484	-6874.175	15014.754	-4718.055	21552.445	-1920.863
UL020	10468.126	-6724.441	11316.768	-4557.478	17381.338	-1749.318
UL021	14940.043	-6689.717	15784.657	-4522.754	21753.459	-1714.594
UL022	6999.431	-4881.004	7405.840	-3492.168	12528.193	-1589.940
UL023	12223.766	-7325.928	12995.554	-5072.286	20101.856	-2163.206
UL024	11815.171	-7418.798	12599.041	-5176.433	19992.580	-2267.353
UL025	12639.432	-7226.962	13399.740	-4973.320	20201.634	-2052.834
UL026	9873.769	-5317.531	10523.554	-3650.929	15406.656	-1368.255

구 분	S10(절점20)		S11(절점22)		S12(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	22561.789	2459.840	15174.173	5605.679	14218.689	8165.704
UL002	22408.440	2287.659	15488.295	5451.659	14563.923	8011.684
UL003	22697.783	2642.528	14814.170	5788.366	13821.783	8329.409
UL004	16837.655	2044.607	10639.127	4466.850	9975.417	6284.977
UL005	20532.195	2529.889	13103.767	5389.655	12341.290	7656.371
UL006	20439.472	2425.779	13293.701	5296.526	12550.036	7563.243
UL007	20614.424	2640.351	12886.091	5500.117	12101.301	7755.356
UL008	17957.014	2199.313	11276.730	5059.078	10431.659	7325.795
UL009	22498.278	2235.425	15719.949	5095.191	14867.583	7361.907
UL010	17864.291	2095.203	11466.665	4965.950	10640.405	7232.667
UL011	22405.555	2131.316	15909.883	5002.063	15076.329	7268.779
UL012	18039.243	2309.775	11059.054	5169.541	10191.670	7424.780
UL013	22580.507	2345.887	15502.273	5205.653	14627.593	7460.892
UL014	14006.753	1948.607	8093.767	4277.686	7459.091	6025.885
UL015	18373.353	1983.330	12366.093	4312.410	11724.402	6060.609
UL016	17559.195	2415.224	10463.614	5164.999	9733.970	7344.534
UL017	21925.795	2449.947	14735.939	5199.722	13999.281	7379.257
UL018	17470.039	2315.118	10646.243	5075.452	9934.687	7254.987
UL019	21836.639	2349.842	14918.568	5110.176	14199.998	7289.711
UL020	17638.262	2521.437	10254.310	5271.212	9503.211	7439.711
UL021	22004.861	2556.161	14526.635	5305.936	13768.522	7474.435
UL022	12561.556	1169.909	8699.991	3033.173	8083.576	4431.732
UL023	20274.369	2278.289	13379.663	5138.055	12518.639	7404.772
UL024	20181.646	2174.180	13569.597	5044.927	12727.385	7311.643
UL025	20356.598	2388.752	13161.987	5248.518	12278.649	7503.756
UL026	15585.579	1943.564	9711.185	4179.481	9087.170	5857.751

구 분	S13(절점25)		S14(절점26)		S15(절점34)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-8417.451	11342.127	-11021.268	13909.192	-15471.096	-8112.689
UL002	-7660.677	11126.972	-10211.781	13694.037	-14560.277	-7760.613
UL003	-9251.778	11505.832	-11895.703	14133.227	-16508.013	-8670.921
UL004	-7635.422	8679.230	-9525.099	10522.782	-12501.337	-6339.917
UL005	-8933.913	10523.564	-11187.812	12804.590	-14671.902	-7411.826
UL006	-8476.329	10393.471	-10698.354	12674.496	-14121.174	-7198.943
UL007	-9438.390	10622.549	-11716.540	12940.052	-15298.875	-7749.361
UL008	-9960.245	10192.988	-12282.523	12474.013	-14223.790	-7411.826
UL009	-5620.814	10229.101	-7951.939	12510.126	-14223.790	-7411.826
UL010	-9502.660	10062.894	-11793.065	12343.920	-13673.062	-7198.943
UL011	-5163.229	10099.007	-7462.482	12380.032	-13673.062	-7198.943
UL012	-10464.721	10291.973	-12811.250	12609.476	-14850.763	-7749.361
UL013	-6125.290	10328.085	-8480.667	12645.589	-14850.763	-7749.361
UL014	-9428.017	8328.052	-11240.760	10100.698	-12020.516	-6096.074
UL015	-5255.487	8362.775	-7076.737	10135.421	-12020.516	-6096.074
UL016	-10676.566	10101.450	-12839.523	12294.744	-14107.598	-7126.755
UL017	-6504.036	10136.174	-8675.500	12329.467	-14107.598	-7126.755
UL018	-10236.581	9976.360	-12368.891	12169.654	-13578.052	-6922.060
UL019	-6064.051	10011.083	-8204.868	12204.377	-13578.052	-6922.060
UL020	-11161.640	10196.628	-13347.915	12424.996	-14710.456	-7451.309
UL021	-6989.110	10231.351	-9183.892	12459.720	-14710.456	-7451.309
UL022	-4386.765	6273.465	-5928.908	7691.582	-9054.672	-4876.859
UL023	-8084.291	10271.965	-10425.918	12552.990	-14223.790	-7411.826
UL024	-7626.706	10141.871	-9936.461	12422.896	-13673.062	-7198.943
UL025	-8588.768	10370.949	-10954.646	12688.453	-14850.763	-7749.361
UL026	-7319.247	8067.831	-9077.341	9769.572	-11539.696	-5852.231

구 분	S16(절점36)		S17(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-1254.525	-5226.305	-243.728	-2483.967
UL002	-1254.525	-4874.230	-243.728	-2483.967
UL003	-1372.146	-5581.657	-243.728	-2839.319
UL004	-1242.478	-4059.145	-305.459	-2074.577
UL005	-1499.693	-4764.870	-393.099	-2322.115
UL006	-1499.693	-4551.987	-393.099	-2322.115
UL007	-1570.813	-4979.734	-393.099	-2536.979
UL008	-1200.952	-4764.870	-243.728	-2322.115
UL009	-1200.952	-4764.870	-243.728	-2322.115
UL010	-1200.952	-4551.987	-243.728	-2322.115
UL011	-1200.952	-4551.987	-243.728	-2322.115
UL012	-1272.072	-4979.734	-243.728	-2536.979
UL013	-1272.072	-4979.734	-243.728	-2536.979
UL014	-1194.690	-3903.025	-293.710	-1994.786
UL015	-1194.690	-3903.025	-293.710	-1994.786
UL016	-1442.012	-4581.606	-377.979	-2232.803
UL017	-1442.012	-4581.606	-377.979	-2232.803
UL018	-1442.012	-4376.911	-377.979	-2232.803
UL019	-1442.012	-4376.911	-377.979	-2232.803
UL020	-1510.397	-4788.206	-377.979	-2439.403
UL021	-1510.397	-4788.206	-377.979	-2439.403
UL022	-581.258	-3122.420	-47.721	-1595.829
UL023	-1200.952	-4764.870	-243.728	-2322.115
UL024	-1200.952	-4551.987	-243.728	-2322.115
UL025	-1272.072	-4979.734	-243.728	-2536.979
UL026	-1146.903	-3746.904	-281.962	-1914.994

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]

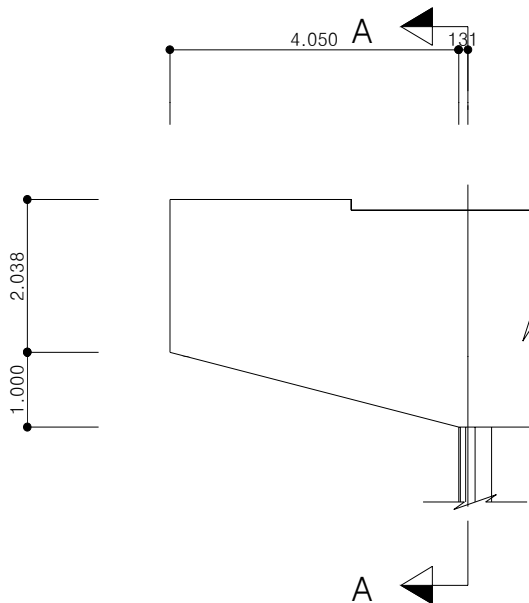
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 11684.344 \text{ kN} - \text{"UL0-02"}$$

$$M_u = 18859.368 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 18859.368 / 11684.344 = 1.614 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.193 = 1.807 \text{ m}$$

$$a/d = 1.614 / 1.807 = 0.893 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

★ 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
3000.0	2000.3	1807.1	100.0	2529.5	11684.3

$a = 1614.072 \text{ mm}$, $d = 1807.125 \text{ mm}$

$a / d (= 0.893) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2529.548 \text{ mm} \geq 0.5 \times 1807.125 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 11684.344 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 11684.344 = 2336.869 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 18859.368 + 2336.869 \times (2.000 - 1.807) \\ &= 19310.840 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 3000.000 \times 1807.125 = 29275.426 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 3000.000 \times 1807.125 = 30359.701 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.80 \times 29275.426 = 23420.341 \text{ kN} \geq V_u (=11684.344 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 11684344.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 26081.125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 18859.368 + 2336.869 \times (2.000 - 1.807) = 19310.840 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{19310.840}{0.85 \times f_{ck} \times B} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_n / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{M_n}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times B)} \\ &= 35552.333 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 11684.344 = 2336.869 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 7302.715 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$$\rightarrow A_s = 42855.048 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s(\min)} &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 3000.000 \times 1807.125 \\ &= 14637.713 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 53539.200 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 193.20 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32-12.0EA + H32-12.0EA \quad , \quad d1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H32-12.0EA + H32-12.0EA \quad , \quad d2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$3\text{단} : H29-12.0EA + H29-12.0EA \quad , \quad d3 = 300.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 42855.048 \text{ mm}^2 \quad , \quad 14637.713 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (42855.048 - 7302.715) \\ &= 17776.167 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H29 - 6.0 \text{ EA} = 3854.400 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 1807.13 = 1204.75 \text{ mm} \text{ 구간에 } 9.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(9.0단)} : H29 - 54.00 \text{ EA} = 34689.600 \text{ mm}^2 \geq 17776.167 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.6 < 2d(=3.801) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.807 \text{ m} \quad (< d = 1.900 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 6145.636 \text{ kN} - "UL0-02"$$

$$\text{부재번호} : 4 \text{ (I단 : 절점4, J단 : 절점5)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.428 \text{ m}$$

$$V_{ui} = 5920.403 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 6306.070 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 3.374 \text{ m (두부분 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 5920.403 + (6306.070 - 5920.403)/1.428 \times (3.374 - 2.540) \\ &= 6145.636 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.00	3228.14	1807.13	6145.64	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 3000.00 \times 1807.13 \\ &= 18780.194 \text{ kN} \geq V_u (= 6145.636 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 1807.13 = 3756.039 \text{ kN} \\ &< V_u (= 6145.636 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned}s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= H_{29} - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1875.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned}s_h &= 150.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_{vh} &= H_{29} - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=675.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 16849.204 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (16849.204 + 4695.049) \\ &= 17235.402 \text{ kN} \geq V_u (= 6145.636 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

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

$$\begin{aligned}w_1 &= 2.038 \times 4.181 \times 3.000 \times 25.000 \times 0.185 = 118.227 \text{ kN} \\ w_2 &= 1.000 \times (4.181-0.131) / 2 \times 3.000 \times 25.000 \times 0.185 = 28.097 \text{ kN} \\ w_3 &= 1.000 \times (4.181-4.050) \times 3.000 \times 25.000 \times 0.185 = 1.818 \text{ kN} \\ V_c &= 118.227 + 28.097 + 1.818 = 148.142 \text{ kN} \\ M_c &= 118.227 \times 2.091 + 28.097 \times 1.481 + 1.818 \times 0.066 = 288.884 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= 274.220 \times \sin 72.00 + 277.590 \times \cos 72.00 + \\ &\quad 274.390 \times \sin 72.00 + 278.010 \times \cos 72.00 + \\ &\quad 274.290 \times \sin 72.00 + 277.590 \times \cos 72.00 + \\ &\quad 274.430 \times \sin 72.00 + 278.030 \times \cos 72.00 + \\ &\quad 148.142(V_c) \\ &= 1535.150 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_u &= 274.220 \times \sin 72.00 \times 3.100 + 277.590 \times \cos 72.00 \times 3.100 + \\ &\quad 274.390 \times \sin 72.00 \times 0.182 + 278.010 \times \cos 72.00 \times 0.182 + \\ &\quad 274.290 \times \sin 72.00 \times 3.087 + 277.590 \times \cos 72.00 \times 3.087 + \\ &\quad 274.430 \times \sin 72.00 \times 0.213 + 278.030 \times \cos 72.00 \times 0.213 +\end{aligned}$$

$$288.884(\text{Mc})$$

$$= 2570.417 \text{ kN.m}$$

* 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)
2000.32	3000.00	2900.00	100.00	2570.42	1535.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 11100.900 \times 400.00 = 4440360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2000.320 = 45907.351 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 96.724 \text{ mm, } c = 96.724 / \beta_1 = 96.724 / 0.85 = 113.793 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2900.00 - 113.793) / 113.793 = 0.07345$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2617.204 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11100.9 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.242]

$$1\text{단} : \text{H29} - 13.0 \text{ EA}, \text{H32} - 2.0 \text{ EA} (= 9939.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H22} - 3.0 \text{ EA} (= 1161.3 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00191$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 96.724 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 11100.900 \times 400 \times (2900.00 - a/2) = 10762.954 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2570.417 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 4.187]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2900.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2000.32 \times 2900.00 = 4019.001 \text{ kN}$$

$$\phi V_c/2 \geq V_u (= 1535.150 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 12979.337 \times 1000000 / [53539.200 \times (1807.125 - 558.534/3)] \\ = 149.559 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 53539.200/3000.0 + 7 \times 53539.200/3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 1807.1/(7 \times 53539.200)} \\ = 558.534 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 193.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 149.56) - 2.5 \times 84.00 = 316.55 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 149.56) = 421.24 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 316.55 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 316.55 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2570.417 \times 1000000 / [11100.900 \times (2900.000 - 437.411/3)] \\ = 84.072 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 11100.900/2000.3 + 7 \times 11100.900/2000.3 \times \sqrt{1 + 2 \times 2000.3 \times 2900.0/(7 \times 11100.900)} \\ = 437.411 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 11100.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 13.0 \text{ EA}, \text{H32} - 2.0 \text{ EA} \quad (= 9939.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H22} - 3.0 \text{ EA} \quad (= 1161.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 84.07) - 2.5 \times 84.00 = 726.70 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 84.07) = 749.36 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 726.70 mm 를 적용

$$S = 2000.32 / 15.0 \text{ EA} = 133.35 \leq S_a (= 726.70 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 32)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

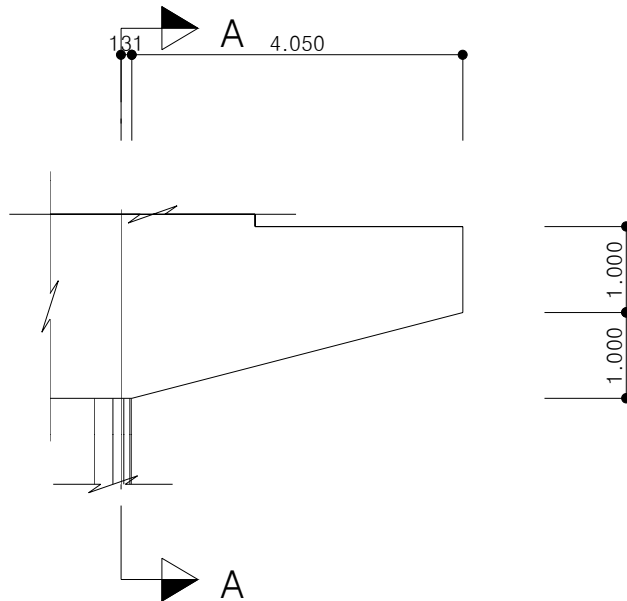
① 기둥의 단면적

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

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

$$V_u = 8708.901 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 18089.575 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 18089.575 / 8708.901 = 2.077 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.193 = 1.807 \text{ m}$$

$$a/d = 2.077 / 1.807 = 1.149 > 1.0 \therefore \text{캔틸레버보로 검토}$$

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)
3000.00	2000.32	1807.13	100.00	18089.58	8708.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 53539.200 \times 400.00 = 21415680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 311.048 \text{ mm, } c = 311.048 / \beta_1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.32 - 365.939) / 365.939 = 0.01258$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 30984.839 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 1.728]

$$1\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00988$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 311.048 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 53539.200 \times 400 \times (1807.13 - a/2) = 30064.632 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 18089.575 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.662]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1807.13 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 1807.13 = 3756.039 \text{ kN}$$

< $V_u (= 8708.901 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (8708.901 - 3756.039) \times 250.00 / (400 \times 1807.13 \times \Phi) \times 1000 = 2141.204 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 656.250 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3854.400 \text{ mm}^2 \text{ (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3854.400 \times 400.0 \times 1807.13 / 250.00 \times 1000 = 11144.612 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 3000.00 \times 1807.13 / 1000 = 18780.194 \text{ kN} \geq 11144.612 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi V_n = 0.80 \times (4695.049 + 11144.612) = 12671.729 \text{ kN} \geq 8708.901 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

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)]

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

$$- a/2 = 1.039 \text{ m} \quad (< d = 1.900 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 5855.645 \text{ kN} - \text{"UL0-03}$$

부재번호 : 34 (I단 : 절점34, J단 : 절점35) 부재길이(L) : 1.459 m

$$V_{ui} = -6012.529 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = -5745.307 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 22.358 \text{ m (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

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

$$= -6012.529 + (-5745.307 - -6012.529)/1.459 \times (22.358 - 21.501)$$

$$= -5855.645 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
3000.00	4154.27	1807.13	5855.65	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

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

$$= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 3000.00 \times 1807.13$$

$$= 18780.194 \text{ kN} \geq V_u (= 5855.645 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

* 콘크리트의 전단강도

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 1807.13 = 3756.039 \text{ kN}$$

< $V_u (= 5855.645 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

① 수직 전단철근

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

$$A_v = H29 - 6.0 \text{ EA} (= 3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (= 1875.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 수평 전단철근

$$sh = 150.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$Avh = H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times sh (=675.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [Av/s \times (1+Ln/d)/12 + Avh/sh \times (11-Ln/d)/12] \times fy \times d = 16531.900 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (16531.900 + 4695.049)$$

$$= 16981.559 \text{ kN} \geq Vu(= 5855.645 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

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

$$w_1 = 2.038 \times 4.181 \times 3.000 \times 25.000 \times 0.185 = 118.227 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.000 \times (4.181-0.131) / 2 \times 3.000 \times 25.000 \times 0.185 = 28.097 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.000 \times (4.181-4.050) \times 3.000 \times 25.000 \times 0.185 = 1.818 \text{ kN}$$

$$V_c = 118.227 + 28.097 + 1.818 = 148.142 \text{ kN}$$

$$M_c = 118.227 \times 2.091 + 28.097 \times 1.481 + 1.818 \times 0.066 = 288.884 \text{ kN.m}$$

$$Vu = 275.250 \times \sin 72.00 + 278.360 \times \cos 72.00 +$$

$$275.360 \times \sin 72.00 + 278.000 \times \cos 72.00 +$$

$$275.360 \times \sin 72.00 + 277.950 \times \cos 72.00 +$$

$$148.142(V_c)$$

$$= 1191.502 \text{ kN}$$

$$Mu = 275.250 \times \sin 72.00 \times 0.182 + 278.360 \times \cos 72.00 \times 0.182 +$$

$$275.360 \times \sin 72.00 \times 3.100 + 278.000 \times \cos 72.00 \times 3.100 +$$

$$275.360 \times \sin 72.00 \times 2.769 + 277.950 \times \cos 72.00 \times 2.769 +$$

$$288.884(M_c)$$

$$= 2393.284 \text{ kN.m}$$

* 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)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2000.32	3000.00	2900.00	100.00	2393.28	1191.50

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 11100.900 \times 400.00 = 4440360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2000.320 = 45907.351 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 96.724 \text{ mm, } c = 96.724 / \beta_1 = 96.724 / 0.85 = 113.793 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2900.00 - 113.793) / 113.793 = 0.07345$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2436.182 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11100.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.557]

1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 9939.6 mm²)

2단 : H22 - 3.0 EA (= 1161.3 mm²)

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00191$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 96.724 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 11100.900 \times 400 \times (2900.00 - a/2) = 10762.954 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2393.284 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 4.497]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2900.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2000.32 \times 2900.00 = 4019.001 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 1191.502 \text{ kN}) , \text{전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 12855.933 \times 1000000 / [53539.200 \times (1807.125 - 558.534/3)]$$

$$= 148.137 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 53539.200 / 3000.0 + 7 \times 53539.200 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 1807.1 / (7 \times 53539.200)}$$

$$= 558.534 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 193.2 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 148.14) - 2.5 \times 84.00 = 321.60 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 148.14) = 425.28 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 321.60 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 321.60 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2393.284 \times 1000000 / [11100.900 \times (2900.000 - 437.411/3)] \\ = 78.278 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 11100.900/2000.3 + 7 \times 11100.900/2000.3 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2000.3 \times 2900.0)/(7 \times 11100.900)]} \\ = 437.411 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 11100.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 13.0 \text{ EA}, \text{H32} - 2.0 \text{ EA} \quad (= 9939.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H22} - 3.0 \text{ EA} \quad (= 1161.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 78.28) - 2.5 \times 84.00 = 796.03 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 78.28) = 804.82 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 796.03 mm 를 적용

$$S = 2000.32 / 15.0 \text{ EA} = 133.35 \leq S_a (= 796.03 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

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)]

$$\begin{aligned} cD &= \sqrt{(\pi \times 2.300^2 / 4)} &= 2.038 \text{ m} : \text{정사각형 치환단면의 한변길이} \\ L_n &= 15.100 - 2.038 &= 13.062 \text{ m} \\ d &= 1.000 + 2.038 - 0.100 &= 2.938 \text{ m} \\ L_n/d &= 13.062 / 2.938 &= 4.446 \geq 4 \therefore \text{일반 보로 전단설계} \end{aligned}$$

2) 좌측 지점부 : UL-02(부재 11)

* 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)
3000.00	2753.49	2560.30	100.00	22366.14	14527.96

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 53539.200 \times 400.00 = 21415680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 311.048 \text{ mm, } c = 311.048 / \beta_1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2653.49 - 365.939) / 365.939 = 0.01875$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 26489.536 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 2.021]

$$1\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00697$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 311.048 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 53539.200 \times 400 \times (2560.30 - a/2) = 43774.869 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 22366.135 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 1.957]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 2560.30 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2560.30 = 5321.478 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 14527.958 \text{ kN}) \text{ , 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (14527.958 - 5321.478) \times 250.00 / (400 \times 2560.30 \times \Phi) \times 1000 = 2809.269 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 656.250 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{ 중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3854.400 \text{ mm}^2 \text{ (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3854.400 \times 400.0 \times 2560.30 / 250.00 \times 1000 = 15789.454 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 3000.00 \times 2560.30 / 1000 = 26607.388 \text{ kN} \geq 15789.454 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

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

$$\Phi V_n = 0.80 \times (6651.847 + 15789.454) = 17953.041 \text{ kN} \geq 14527.958 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 17020.216 \times 1000000 / [53539.200 \times (2560.297 - 684.578/3)]$$

$$= 136.315 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 53539.200 / 3000.0 + 7 \times 53539.200 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2560.3 / (7 \times 53539.200)}$$

$$= 684.578 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 193.2 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 136.32) - 2.5 \times 84.00 = 367.70 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 136.32) = 462.16 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 367.70 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 367.70 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

3) 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)
3000.00	2544.80	2352.38	100.00	22697.78	2642.53

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42996.000 \times 400.00 = 17198400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 249.795 \text{ mm, } c = 249.795 / \beta_1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2444.80 - 293.877) / 293.877 = 0.02196$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 29450.035 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 1.460]

$$1\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H25 - 24.0 \text{ EA } (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00609$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 249.795 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 42996.000 \times 400 \times (2352.38 - a/2) = 32562.721 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 22697.783 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.435]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2352.38 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2352.38 = 4889.324 \text{ kN}$$

$\Phi V_c/2 < V_u (= 2642.528 \text{ kN})$, 최소 전단철근 보강.

$$A_{v_req1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_req2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$A_{v_req} = 656.250 \text{ mm}^2$ (A_{v_req1}, A_{v_req2} 중 큰 값을 사용)

$$A_{v_use} = H29 - 6.0 \text{ EA} = 3854.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 17603.889 \times 1000000 / [42996.000 \times (2352.377 - 593.985/3)]$$

$$= 190.046 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42996.000/3000.0 + 7 \times 42996.000/3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2352.4/(7 \times 42996.000)}$$

$$= 593.985 \text{ mm}$$

사용철근량 = 42996.0 mm^2 (철근도심 : 192.4 mm)

$$1\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H25 - 24.0 \text{ EA} (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 190.05) - 2.5 \times 85.50 = 200.62 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 190.05) = 331.50 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 200.62 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 200.62 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 우측 지점부 : UL-20, UL-03(부재 27)

* 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)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3000.00	2284.65	2091.46	100.00	21741.84	14288.51

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 53539.200 \times 400.00 = 21415680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 311.048 \text{ mm, } c = 311.048 / \beta_1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2184.65 - 365.939) / 365.939 = 0.01491$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 31997.171 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm) , [사용률 = 1.673]

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00853$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 311.048 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 53539.200 \times 400 \times (2091.46 - a/2) = 35240.391 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 21741.844 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 1.621]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 2091.46 mm)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2091.46 = 4347.008 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 14288.510 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (14288.510 - 4347.008) \times 250.00 / (400 \times 2091.46 \times \Phi) \times 1000 = 3713.585 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 656.250 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3854.400 \text{ mm}^2 \text{ (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3854.400 \times 400.0 \times 2091.46 / 250.00 \times 1000 = 12898.089 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 3000.00 \times 2091.46 / 1000 = 21735.042 \text{ kN} \geq 12898.089 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi V_n = 0.80 \times (5433.760 + 12898.089) = 14665.480 \text{ kN} \geq 14288.510 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 17393.475 \times 1000000 / [53539.200 \times (2091.455 - 608.666/3)]$$

$$= 172.021 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 53539.200 / 3000.0 + 7 \times 53539.200 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2091.5 / (7 \times 53539.200)}$$

$$= 608.666 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 193.2 mm)}$$

$$1\text{단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm}^2 \text{)}$$

$$2\text{단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm}^2 \text{)}$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 172.02) - 2.5 \times 84.00 = 247.79 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 172.02) = 366.23 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 247.79 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 247.79 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.4 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(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)]

$$a = 0.042 (121.17/2888.33) < 2d(=4.410) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
3000.00	3228.14	2111.72	2888.33	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 3000.00 \times 2111.72 \\ &= 21945.620 \text{ kN} \geq V_u (= 2888.327 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2111.72 = 4389.124 \text{ kN} \\ &\geq V_u (= 2888.327 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 161.455 \times 1000000 / [53539.200 \times (2111.718 - 612.109/3)] \\ &= 1.581 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 53539.200/3000.0 + 7 \times 53539.200/3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2111.7 / (7 \times 53539.200)} \\ &= 612.109 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 193.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\text{min}} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 1.58) - 2.5 \times 84.00 = 49606.91 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 1.58) = 39853.53 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 39853.53 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 39853.53 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침10) : 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)]

$$a = 0.037 (204.64/5569.84) < 2d(=4.416) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
3000.00	3228.14	2115.70	5569.84	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 3000.00 \times 2115.70 \\ &= 21986.980 \text{ kN} \geq V_u(= 5569.844 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2115.70 = 4397.396 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5569.844 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1875.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 150.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=675.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 19915.120 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (19915.120 + 5496.745) \\ &= 20329.492 \text{ kN} \geq V_u(= 5569.844 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 390.206 \times 1000000 / [21498.000 \times (2115.698 - 413.272/3)] \\ &= 9.177 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 21498.000/3000.0 + 7 \times 21498.000/3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2115.7 / (7 \times 21498.000)} \\ &= 413.272 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 21498.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 192.4 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 12.0 \text{ EA } (= 7708.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 12.0 \text{ EA } (= 7708.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H25 - 12.0 \text{ EA } (= 6080.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 9.18) - 2.5 \times 85.50 = 8367.84 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 9.18) = 6865.27 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 6865.27 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 12.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 6865.27 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

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)]

$$a = 1.877 (16822.96/8960.57) < 2d(=5.551) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
3000.00	3228.14	2682.30	8960.57	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 3000.00 \times 2682.30 \\ &= 27875.246 \text{ kN} \geq V_u(= 8960.571 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2682.30 = 5575.049 \text{ kN} \\ &< V_u (= 8960.571 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1875.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 150.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=675.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 25544.724 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (25544.724 + 6968.812) \\ &= 26010.828 \text{ kN} \geq V_u(= 8960.571 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 11608.404 \times 1000000 / [53539.200 \times (2682.297 - 703.192/3)] \\ &= 88.574 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 53539.200/3000.0 + 7 \times 53539.200/3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2682.3 / (7 \times 53539.200)} \\ &= 703.192 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 193.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA } (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA } (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 88.57) - 2.5 \times 84.00 = 679.09 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 88.57) = 711.27 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 679.09 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 679.09 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

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)]

$$a = 1.454 (16919.18/11632.99) < 2d(=5.566) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
3000.00	3228.14	2689.95	11632.99	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 3000.00 \times 2689.95 \\ &= 27954.792 \text{ kN} \geq V_u (= 11632.987 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2689.95 = 5590.958 \text{ kN} \\ &< V_u (= 11632.987 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1875.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 150.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=675.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 25620.776 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (25620.776 + 6988.698) \\ &= 26087.579 \text{ kN} \geq V_u (= 11632.987 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 11660.473 \times 1000000 / [53539.200 \times (2689.951 - 704.346/3)] \\ &= 88.708 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 53539.200/3000.0 + 7 \times 53539.200/3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2690.0/(7 \times 53539.200)} \\ &= 704.346 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 193.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA } (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA } (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 88.71) - 2.5 \times 84.00 = 677.74 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 88.71) = 710.20 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 677.74 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 677.74 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 받침위치5(교량받침12) : UL0-02(절점 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)
3000.00	2753.49	2560.30	100.00	13367.31	14360.73

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 53539.200 \times 400.00 = 21415680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 311.048 \text{ mm, } c = 311.048 / \beta_1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2653.49 - 365.939) / 365.939 = 0.01875$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 15633.165 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 3.425]

$$1\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00697$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 311.048 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 53539.200 \times 400 \times (2560.30 - a/2) = 43774.869 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 13367.307 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 3.275]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2560.30 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2560.30 = 5321.478 \text{ kN}$$

< $V_u (= 14360.734 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (14360.734 - 5321.478) \times 250.00 / (400 \times 2560.30 \times \Phi) \times 1000 = 2758.242 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 656.250 \text{ mm}^2 \quad (A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{ 중 큰 값을 사용})$$

$$A_{v_use} = 3854.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3854.400 \times 400.0 \times 2560.30 / 250.00 \times 1000 = 15789.454 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 3000.00 \times 2560.30 / 1000 = 26607.388 \text{ kN} \geq 15789.454 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi V_n = 0.80 \times (6651.847 + 15789.454) = 17953.041 \text{ kN} \geq 14360.734 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 10844.410 \times 1000000 / [53539.200 \times (2560.297 - 684.578/3)]$$

$$= 86.853 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 53539.200 / 3000.0 + 7 \times 53539.200 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2560.3 / (7 \times 53539.200)}$$

$$= 684.578 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 193.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 86.85) - 2.5 \times 84.00 = 696.70 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 86.85) = 725.36 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 696.70 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 696.70 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 받침위치6(교량받침3) : UL0-02(절점 14)

* 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)
3000.00	2753.49	2560.30	100.00	12314.74	11758.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 53539.200 \times 400.00 = 21415680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 311.048 \text{ mm, } c = 311.048 / \beta_1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2653.49 - 365.939) / 365.939 = 0.01875$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 14381.386 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 3.723]

$$1\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00697$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 311.048 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 53539.200 \times 400 \times (2560.30 - a/2) = 43774.869 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 12314.740 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 3.555]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2560.30 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2560.30 = 5321.478 \text{ kN}$$

< V_u (= 11758.669 kN) , 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (11758.669 - 5321.478) \times 250.00 / (400 \times 2560.30 \times \Phi) \times 1000 = 1964.247 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 656.250 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{ 중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3854.400 \text{ mm}^2 \text{ (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3854.400 \times 400.0 \times 2560.30 / 250.00 \times 1000 = 15789.454 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 3000.00 \times 2560.30 / 1000 = 26607.388 \text{ kN} \geq 15789.454 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi V_n = 0.80 \times (6651.847 + 15789.454) = 17953.041 \text{ kN} \geq 11758.669 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 10105.721 \times 1000000 / [53539.200 \times (2560.297 - 684.578/3)]$$

$$= 80.937 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 53539.200 / 3000.0 + 7 \times 53539.200 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2560.3 / (7 \times 53539.200)}$$

$$= 684.578 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 193.2 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} \text{ (= } 19060.8 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} \text{ (= } 19060.8 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} \text{ (= } 15417.6 \text{ mm}^2 \text{)}$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 80.94) - 2.5 \times 84.00 = 762.98 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 80.94) = 778.38 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 762.98 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a \text{ (= } 762.98 \text{ mm)} \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 받침위치7(교량받침13) : UL0-02(절점 16)

* 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)
3000.00	2611.26	2418.84	100.00	12704.39	8434.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42996.000 \times 400.00 = 17198400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 249.795 \text{ mm, } c = 249.795 / \beta_1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2511.26 - 293.877) / 293.877 = 0.02264$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 15745.616 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 2.731]

$$1\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H25 - 24.0 \text{ EA } (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00593$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 249.795 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 42996.000 \times 400 \times (2418.84 - a/2) = 33534.250 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 12704.394 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.640]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2418.84 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2418.84 = 5027.455 \text{ kN}$$

< $V_u (= 8434.374 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (8434.374 - 5027.455) \times 250.00 / (400 \times 2418.84 \times \Phi) \times 1000 = 1100.387 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 656.250 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3854.400 \text{ mm}^2 \text{ (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3854.400 \times 400.0 \times 2418.84 / 250.00 \times 1000 = 14917.054 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 3000.00 \times 2418.84 / 1000 = 25137.274 \text{ kN} \geq 14917.054 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi V_n = 0.80 \times (6284.319 + 14917.054) = 16961.098 \text{ kN} \geq 8434.374 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 7121.754 \times 1000000 / [42996.000 \times (2418.835 - 603.522/3)]$$

$$= 74.690 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42996.000 / 3000.0 + 7 \times 42996.000 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2418.8 / (7 \times 42996.000)}$$

$$= 603.522 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42996.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 192.4 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H25} - 24.0 \text{ EA} (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 74.69) - 2.5 \times 85.50 = 840.60 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 74.69) = 843.48 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 840.60 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 840.60 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 받침위치8(교량받침4) : UL0-02(절점 17)

* 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)
3000.00	2611.26	2418.84	100.00	13572.94	5906.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42996.000 \times 400.00 = 17198400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 249.795 \text{ mm, } c = 249.795 / \beta_1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2511.26 - 293.877) / 293.877 = 0.02264$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 16844.734 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 2.552]

$$1\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H25 - 24.0 \text{ EA } (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00593$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 249.795 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 42996.000 \times 400 \times (2418.84 - a/2) = 33534.250 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 13572.935 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.471]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2418.84 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2418.84 = 5027.455 \text{ kN}$$

< $V_u (= 5906.359 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (5906.359 - 5027.455) \times 250.00 / (400 \times 2418.84 \times \Phi) \times 1000 = 283.874 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 656.250 \text{ mm}^2 \quad (A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{ 중 큰 값을 사용})$$

$$A_{v_use} = 3854.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm}) \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3854.400 \times 400.0 \times 2418.84 / 250.00 \times 1000 = 14917.054 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 3000.00 \times 2418.84 / 1000 = 25137.274 \text{ kN} \geq 14917.054 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi V_n = 0.80 \times (6284.319 + 14917.054) = 16961.098 \text{ kN} \geq 5906.359 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 7731.778 \times 1000000 / [42996.000 \times (2418.835 - 603.522/3)]$$

$$= 81.088 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42996.000 / 3000.0 + 7 \times 42996.000 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2418.8 / (7 \times 42996.000)}$$

$$= 603.522 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42996.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 192.4 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H25} - 24.0 \text{ EA} \quad (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 81.09) - 2.5 \times 85.50 = 757.42 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 81.09) = 776.93 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 757.42 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 757.42 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 받침위치9(교량받침14) : UL0-02(절점 19)

* 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)
3000.00	2544.80	2352.38	100.00	22193.03	2712.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42996.000 \times 400.00 = 17198400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 249.795 \text{ mm, } c = 249.795 / \beta_1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2444.80 - 293.877) / 293.877 = 0.02196$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 28770.061 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 1.494]

$$1\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H25 - 24.0 \text{ EA } (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00609$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 249.795 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 42996.000 \times 400 \times (2352.38 - a/2) = 32562.721 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 22193.034 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.467]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 2352.38 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2352.38 = 4889.324 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 < V_u (= 2712.082 \text{ kN}), \text{ 최소 전단철근 보강.}$$

$$A_{v_req1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_req2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_req} = 656.250 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_req1}, A_{v_req2} \text{ 중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = H29 - 6.0 \text{ EA} = 3854.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 13586.667 \times 1000000 / [42996.000 \times (2352.377 - 593.985/3)] \\ = 146.677 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42996.000/3000.0 + 7 \times 42996.000/3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2352.4/(7 \times 42996.000)} \\ = 593.985 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42996.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 192.4 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H25 - 24.0 \text{ EA} (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 146.68) - 2.5 \times 85.50 = 323.14 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 146.68) = 429.52 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 323.14 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 323.14 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10) 받침위치 10(교량받침 5) : UL0-03(절점 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)
3000.00	2544.80	2352.38	100.00	22697.78	2642.53

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42996.000 \times 400.00 = 17198400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 249.795 \text{ mm, } c = 249.795 / \beta_1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2444.80 - 293.877) / 293.877 = 0.02196$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 29450.035 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 1.460]

$$1\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H25 - 24.0 \text{ EA } (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00609$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 249.795 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 42996.000 \times 400 \times (2352.38 - a/2) = 32562.721 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 22697.783 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.435]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2352.38 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2352.38 = 4889.324 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 < V_u (= 2642.528 \text{ kN}), \text{ 최소 전단철근 보강.}$$

$$A_{v_req1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_req2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_req} = 656.250 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_req1}, A_{v_req2} \text{ 중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = H29 - 6.0 \text{ EA} = 3854.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 17603.889 \times 1000000 / [42996.000 \times (2352.377 - 593.985/3)]$$

$$= 190.046 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42996.000/3000.0 + 7 \times 42996.000/3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2352.4/(7 \times 42996.000)}$$

$$= 593.985 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42996.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 192.4 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H25 - 24.0 \text{ EA} (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 190.05) - 2.5 \times 85.50 = 200.62 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 190.05) = 331.50 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 200.62 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 200.62 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

11) 받침위치11(교량받침15) : UL0-03(절점 22)

* 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)
3000.00	2426.84	2234.41	100.00	14814.17	5788.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42996.000 \times 400.00 = 17198400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 249.795 \text{ mm, } c = 249.795 / \beta_1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2326.84 - 293.877) / 293.877 = 0.02075$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 20021.129 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 2.148]

$$1\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H25 - 24.0 \text{ EA } (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00641$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 249.795 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 42996.000 \times 400 \times (2234.41 - a/2) = 30838.261 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 14814.170 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.082]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2234.41 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2234.41 = 4644.142 \text{ kN}$$

< $V_u (= 5788.366 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (5788.366 - 4644.142) \times 250.00 / (400 \times 2234.41 \times \Phi) \times 1000 = 400.071 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 656.250 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{ 중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3854.400 \text{ mm}^2 \text{ (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3854.400 \times 400.0 \times 2234.41 / 250.00 \times 1000 = 13779.720 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 3000.00 \times 2234.41 / 1000 = 23220.711 \text{ kN} \geq 13779.720 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi V_n = 0.80 \times (5805.178 + 13779.720) = 15667.919 \text{ kN} \geq 5788.366 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 11621.308 \times 1000000 / [42996.000 \times (2234.414 - 576.725/3)]$$

$$= 132.353 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42996.000 / 3000.0 + 7 \times 42996.000 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2234.4 / (7 \times 42996.000)}$$

$$= 576.725 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42996.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 192.4 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H25} - 24.0 \text{ EA} (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 132.35) - 2.5 \times 85.50 = 381.25 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 132.35) = 476.00 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 381.25 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 381.25 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

12) 받침위치 12(교량받침 6) : UL0-03(절점 23)

* 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)
3000.00	2426.84	2234.41	100.00	13821.78	8329.41

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 42996.000 \times 400.00 = 17198400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 249.795 \text{ mm, } c = 249.795 / \beta_1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2326.84 - 293.877) / 293.877 = 0.02075$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 18645.701 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 2.306]

$$1\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H25 - 24.0 \text{ EA } (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00641$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 249.795 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 42996.000 \times 400 \times (2234.41 - a/2) = 30838.261 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 13821.783 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.231]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2234.41 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2234.41 = 4644.142 \text{ kN}$$

< $V_u (= 8329.409 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (8329.409 - 4644.142) \times 250.00 / (400 \times 2234.41 \times \Phi) \times 1000 = 1288.532 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 656.250 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3854.400 \text{ mm}^2 \text{ (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3854.400 \times 400.0 \times 2234.41 / 250.00 \times 1000 = 13779.720 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 3000.00 \times 2234.41 / 1000 = 23220.711 \text{ kN} \geq 13779.720 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi V_n = 0.80 \times (5805.178 + 13779.720) = 15667.919 \text{ kN} \geq 8329.409 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 11014.817 \times 1000000 / [42996.000 \times (2234.414 - 576.725/3)]$$

$$= 125.446 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 42996.000 / 3000.0 + 7 \times 42996.000 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2234.4 / (7 \times 42996.000)}$$

$$= 576.725 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 42996.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 192.4 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H25} - 24.0 \text{ EA} (= 12160.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 125.45) - 2.5 \times 85.50 = 414.01 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 125.45) = 502.21 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 414.01 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 414.01 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

13) 받침위치 13(교량받침 16) : UL0-03(절점 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)
3000.00	2284.65	2091.46	100.00	9251.78	11505.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 53539.200 \times 400.00 = 21415680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 311.048 \text{ mm, } c = 311.048 / \beta_1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2184.65 - 365.939) / 365.939 = 0.01491$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 13254.623 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 4.039]

$$1\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00853$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 311.048 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 53539.200 \times 400 \times (2091.46 - a/2) = 35240.391 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 9251.778 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 3.809]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2091.46 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2091.46 = 4347.008 \text{ kN}$$

$< V_u (= 11505.832 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (11505.832 - 4347.008) \times 250.00 / (400 \times 2091.46 \times \Phi) \times 1000 = 2674.134 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 656.250 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3854.400 \text{ mm}^2 \text{ (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3854.400 \times 400.0 \times 2091.46 / 250.00 \times 1000 = 12898.089 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 3000.00 \times 2091.46 / 1000 = 21735.042 \text{ kN} \geq 12898.089 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi V_n = 0.80 \times (5433.760 + 12898.089) = 14665.480 \text{ kN} \geq 11505.832 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 5591.288 \times 1000000 / [53539.200 \times (2091.455 - 608.666/3)]$$

$$= 55.298 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 53539.200 / 3000.0 + 7 \times 53539.200 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2091.5 / (7 \times 53539.200)}$$

$$= 608.666 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 193.2 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 55.30) - 2.5 \times 84.00 = 1214.11 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 55.30) = 1139.29 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1139.29 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1139.29 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

14) 받침위치 14(교량받침7) : UL0-03(절점 26)

* 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)
3000.00	2284.65	2091.46	100.00	11895.70	14133.23

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 53539.200 \times 400.00 = 21415680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 3000.000 = 68850.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 311.048 \text{ mm, } c = 311.048 / \beta_1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2184.65 - 365.939) / 365.939 = 0.01491$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 17136.589 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 3.124]

$$1\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00853$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 311.048 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 53539.200 \times 400 \times (2091.46 - a/2) = 35240.391 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 11895.703 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 2.962]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2091.46 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2091.46 = 4347.008 \text{ kN}$$

< $V_u (= 14133.227 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (14133.227 - 4347.008) \times 250.00 / (400 \times 2091.46 \times \Phi) \times 1000 = 3655.580 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 608.924 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min2} = 0.35 \times 3000.0 \times 250.0 / 400.0 = 656.250 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_min} = 656.250 \text{ mm}^2 \text{ (} A_{v_min1}, A_{v_min2} \text{중 큰 값을 사용)}$$

$$A_{v_use} = 3854.400 \text{ mm}^2 \text{ (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm)} \rightarrow \text{최소 전단철근 만족}$$

$$V_s = 3854.400 \times 400.0 \times 2091.46 / 250.00 \times 1000 = 12898.089 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 3000.00 \times 2091.46 / 1000 = 21735.042 \text{ kN} \geq 12898.089 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi V_n = 0.80 \times (5433.760 + 12898.089) = 14665.480 \text{ kN} \geq 14133.227 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 7347.114 \times 1000000 / [53539.200 \times (2091.455 - 608.666/3)]$$

$$= 72.663 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 53539.200 / 3000.0 + 7 \times 53539.200 / 3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 2091.5 / (7 \times 53539.200)}$$

$$= 608.666 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 193.2 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 24.0 \text{ EA} (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : \text{H29} - 24.0 \text{ EA} (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 72.66) - 2.5 \times 84.00 = 873.77 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 72.66) = 867.02 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 867.02 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 867.02 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

15) 받침위치 15(교량받침 8) : UL0-03(절점 34)

: 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)]

$$a = 1.904 (16508.01/8670.92) < 2d(=4.060) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
3000.00	4154.27	1936.69	8670.92	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 3000.00 \times 1936.69 \\ &= 20126.685 \text{ kN} \geq V_u(= 8670.921 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 1936.69 = 4025.337 \text{ kN} \\ &< V_u (= 8670.921 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1875.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 150.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=675.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 17819.241 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (17819.241 + 5031.671) \\ &= 18280.729 \text{ kN} \geq V_u(= 8670.921 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 11768.365 \times 1000000 / [53539.200 \times (1936.691 - 581.820/3)] \\ &= 126.127 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 53539.200/3000.0 + 7 \times 53539.200/3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 1936.7 / (7 \times 53539.200)} \\ &= 581.820 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 193.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA } (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA } (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 126.13) - 2.5 \times 84.00 = 414.37 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 126.13) = 499.50 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 414.37 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 414.37 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

16) 받침위치 16(교량받침 18) : UL0-03(절점 36)

: 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)]

$$a = 0.246 (1372.15/5581.66) < 2d(=2.498) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
3000.00	4154.27	1155.77	5581.66	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 3000.00 \times 1155.77 \\ &= 12011.083 \text{ kN} \geq V_u(= 5581.657 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 1155.77 = 2402.217 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5581.657 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 125.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=937.500 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 150.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=675.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 12789.081 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times \text{Max } S_n = 0.80 \times 15013.854 (\because \text{Max } S_n \leq S_s + S_c) \\ &= 12011.083 \text{ kN} \geq V_u(= 5581.657 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1208.318 \times 1000000 / [53539.200 \times (1155.767 - 426.776/3)] \\ &= 22.268 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 53539.200/3000.0 + 7 \times 53539.200/3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 1155.8/(7 \times 53539.200)} \\ &= 426.776 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 193.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA } (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA } (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 22.27) - 2.5 \times 84.00 = 3326.46 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 22.27) = 2829.17 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 2829.17 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 2829.17 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

17) 받침위치 17(교량받침9) : UL0-03(절점 37)

: 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)]

$$a = 0.086 (243.73/2839.32) < 2d (=2.334) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
3000.00	4154.27	1074.04	2839.32	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 3000.00 \times 1074.04 \\ &= 11161.737 \text{ kN} \geq V_u (= 2839.319 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 1074.04 = 2232.347 \text{ kN} \\ &< V_u (= 2839.319 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 125.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=937.500 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 150.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H29 - 6.0 \text{ EA } (=3854.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=675.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 11935.043 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times \text{Max } S_n = 0.80 \times 13952.171 (\because \text{Max } S_n \leq S_s + S_c) \\ &= 11161.737 \text{ kN} \geq V_u (= 2839.319 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 302.384 \times 1000000 / [53539.200 \times (1074.039 - 407.949/3)] \\ &= 6.021 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 53539.200/3000.0 + 7 \times 53539.200/3000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 3000.0 \times 1074.0 / (7 \times 53539.200)} \\ &= 407.949 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 53539.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 193.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA } (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 24.0 \text{ EA } (= 19060.8 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : H29 - 24.0 \text{ EA } (= 15417.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 6.02) - 2.5 \times 84.00 = 12869.55 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 6.02) = 10463.64 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 10463.64 mm 를 적용

$$S = 3000.00 / 24.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 10463.64 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 기동 설계(기동1)

9.1 교축직각방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL002	-20851.028	-27646.658	1048.030	4654.501	1163.772	0.00049	축력최대
UL012	-20851.028	-23907.216	3500.548	5356.378	1807.521	-0.00019	모멘트최대
UL022	-16039.252	-16039.252	6230.363	10006.675	3515.678	0.00320	탄성설계
UL022	-16039.252	-16039.252	3862.863	2780.435	3515.678	0.00320	소성설계
UE015	-15237.289	-14716.345	486.190	4403.976	-810.107	0.00153	편심최대

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

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기동상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기동상단의 변위량

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

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.014	0.060	0.K	66013.696	27646.658	4654.500	2.388	0.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	0.K	64210.965	23907.216	5356.380	2.686	0.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	0.K	55565.097	16039.252	10006.670	3.464	0.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	0.K	58590.282	14716.345	4403.980	3.981	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, 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	2187.921	27646.658	4654.500	168.357

㉕ 압축부재의 장주효과

㉙ 총 안정지수 산정

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

$$= 27646.658 \times 0.00049 / (1163.772 \times 6.400)$$

$$= 0.002$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉚ 세장비 검토

형구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 4.900 / 0.575$$

$$= 10.226 \leq 31.298 \quad \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1048.030$, $M_2=4654.501$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

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

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉛ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : H29 - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1831875.033 \text{ mm}^2$$

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

㉜ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 168.357 \text{ mm})$$

㉝ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2227.323 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1893.225 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3659105.304 = 83976.467 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 13856.359 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 83976.467 + 13856.359 - 0.000 = 97832.825 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1069.798 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 16471.082 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=168.359)| = 0.0028 \leq 0.010 \quad \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(ϕ) 산정

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

$$c = 2227.323 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1893.225 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2227.32) / 2227.32 = -0.00004$$

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

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} < P_n = 97832.825 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.70 \times 94305.281 = 66013.696 \text{ kN} \geq P_u = 27646.658 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.168 = 11113.848 \text{ kN.m} \geq M_u = 4654.500 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 38, UL012)

㉠ 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	2187.921	23907.216	5356.380	224.049

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 23907.216 \times -0.00019 / (1807.521 \times 6.400)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 4.900 / 0.575$$

$$= 10.226 \leq 26.158 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=3500.548$, $M_2=5356.378$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.654) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1584098.595 \text{ mm}^2$$

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

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 224.049 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2087.398 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1774.289 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3439373.909 = 78933.631 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 12959.646 \text{ kN}, \sum T_{si} = 163.327 \text{ kN}$$

$$P_n = 78933.631 + 12959.646 - 163.327 = 91729.951 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1061.814 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 20551.126 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 224.039)| = 0.0092 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$$c = 2087.398 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1774.289 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2087.40) / 2087.40 = 0.00016$$

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

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 91729.951 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 91729.951 = 64210.965 \text{ kN} \geq P_u = 23907.216 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.224 = 14386.382 \text{ kN.m} \geq M_u = 5356.380 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 38, 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	2187.921	16039.252	10006.670	623.886

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 16039.252 \times 0.00320 / (3515.678 \times 6.400)$$

$$= 0.002$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 4.900 / 0.575$$

$$= 10.226 \leq 26.529 \quad \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=6230.363$, $M_2=10006.675$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.623) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1062765.174 \text{ mm}^2$$

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

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 623.886 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1426.542 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1212.561 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2221283.794 = 50978.463 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 9713.206 \text{ kN}, \sum T_{si} = 5126.572 \text{ kN}$$

$$P_n = 50978.463 + 9713.206 - 5126.572 = 55565.097 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1060.757 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 34666.848 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 623.896)| = 0.0098 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방항력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 55565.097 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 55565.097 = 55565.097 \text{ kN} \geq P_u = 16039.252 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.624 = 34666.304 \text{ kN.m} \geq M_u = 10006.670 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 38, UE015)

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	2187.921	14716.345	4403.980	299.258

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 14716.345 \times 0.00153 / (-810.107 \times 6.400)$$

$$= 0.004$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 4.900 / 0.575$$

$$= 10.226 \leq 32.675 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=486.190$, $M_2=4403.976$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.110) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : H29 - 52EA (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52EA (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 975108.998 \text{ mm}^2$$

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

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 299.258 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1920.598 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1632.509 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3153806.823 = 72379.867 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 12090.152 \text{ kN}, \sum T_{si} = 769.615 \text{ kN}$$

$$P_n = 72379.867 + 12090.152 - 769.615 = 83700.403 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1056.756 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25047.674 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 299.254)| = 0.0038 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$$c = 1920.598 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1632.509 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1920.60) / 1920.60 = 0.00044$$

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

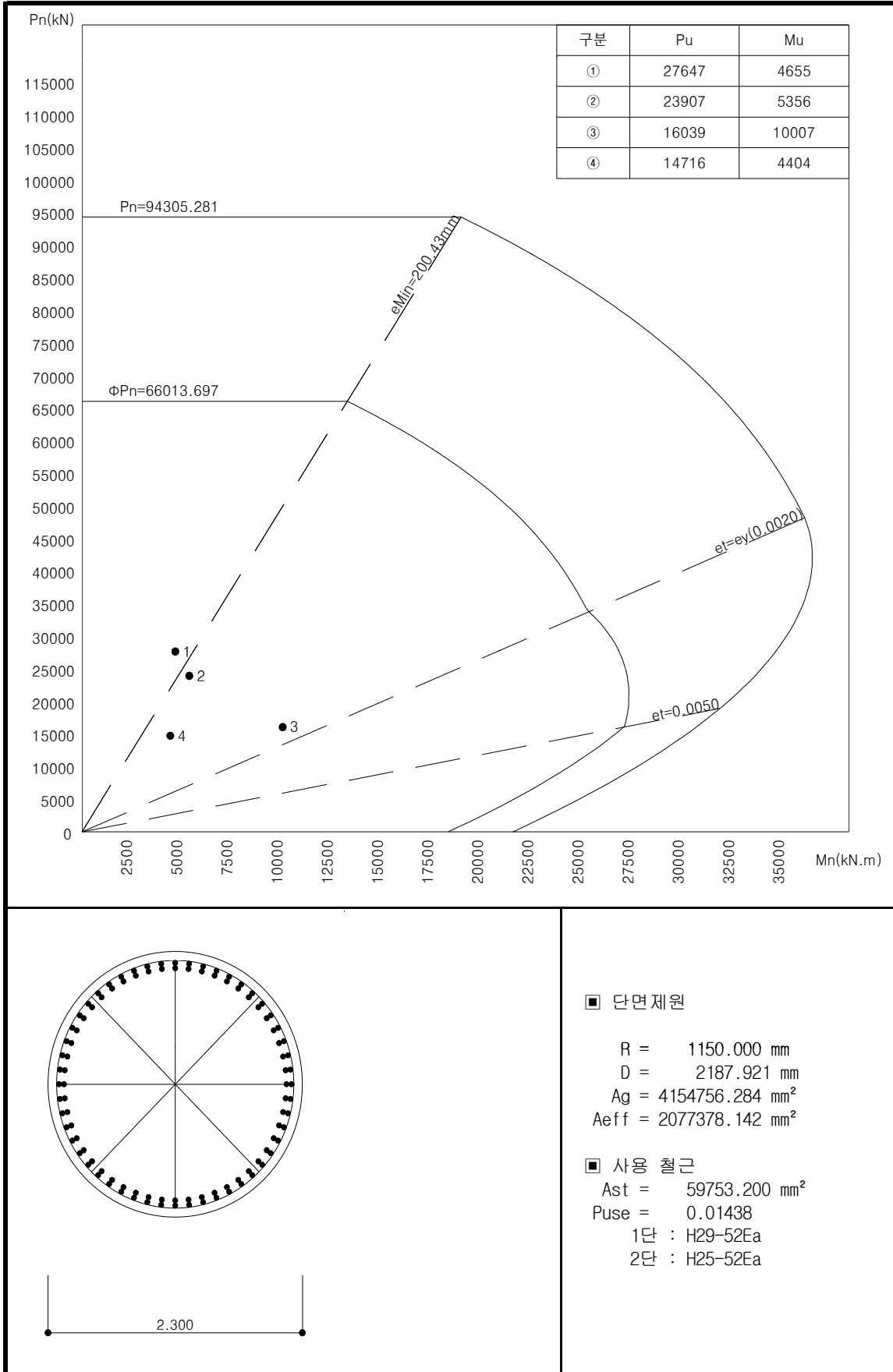
㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 83700.403 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 83700.403 = 58590.282 \text{ kN} \geq P_u = 14716.345 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.299 = 17533.595 \text{ kN.m} \geq M_u = 4403.980 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

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	-20851.028	-27646.658	14.795	20.574	-1.179	0.00001	축력최대
ULB26	-19247.102	-19247.102	162.014	2030.182	741.401	0.00050	모멘트최대
ULB22	-16039.252	-16039.252	3507.763	15252.929	2857.229	0.00913	탄성설계
ULB22	-16039.252	-16039.252	1162.663	5079.715	2857.229	0.00913	소성설계
UEB26	-14435.327	-14435.327	159.048	2028.115	741.585	0.00050	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	0.014	0.060	0.K	66013.696	27646.658	21.232	2.388	0.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	0.K	66013.696	19247.102	2034.251	3.430	0.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	0.K	37806.326	16039.252	15375.936	2.357	0.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	0.K	66013.696	14435.327	2032.179	4.573	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, ULB02)

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	2187.921	27646.658	21.232	0.768

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 27646.658 \times 0.00001 / (1.179 \times 6.400)$$

$$= 0.031$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 7.938 / 0.575$$

$$= 28.991 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.031)$$

$$= 1.032$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.032 \times 14.795$$

$$= 15.269 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.032 \times 20.574$$

$$= 21.232 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 1831875.033 \text{ mm}^2$$

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

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
P_b &= 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN} \\
M_b &= C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m} \\
e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 0.768 \text{ mm})
\end{aligned}$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 6148.185 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 5225.957 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 4155211.495 = 95362.104 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 22440.221 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 95362.104 + 22440.221 - 0.000 = 117802.325 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 2612.979 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 90.743 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=0.770)| = 0.0023 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(ϕ) 산정

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

$$c = 6148.185 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 5225.957 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 6148.19) / 6148.19 = -0.00193$$

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

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} < P_n = 117802.325 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.70 \times 94305.281 = 66013.696 \text{ kN} \geq P_u = 27646.658 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.001 = 50.697 \text{ kN.m} \geq M_u = 21.232 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

② 모멘트최대 : (부재 38, ULB26)

㉠ 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	2187.921	19247.102	2034.251	105.691

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 19247.102 \times 0.00050 / (741.401 \times 6.400)$$

$$= 0.002$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 7.938 / 0.575$$

$$= 28.991 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.002)$$

$$= 1.002$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.002 \times 162.014$$

$$= 162.338 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.002 \times 2030.182$$

$$= 2034.251 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1275318.182 \text{ mm}^2$$

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

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 105.691 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2411.316 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2049.619 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3910059.935 = 89735.876 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 15005.040 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 89735.876 + 15005.040 - 0.000 = 104740.915 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1087.546 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 11070.681 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=105.696)| = 0.0046 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$$c = 2411.316 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2049.619 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2411.32) / 2411.32 = -0.00026$$

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

㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} < P_n = 104740.915 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 94305.281 = 66013.696 \text{ kN} \geq P_u = 19247.102 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.106 = 6977.071 \text{ kN.m} \geq M_u = 2034.251 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

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	2187.921	16039.252	15375.936	958.644

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 16039.252 \times 0.00913 / (2857.229 \times 6.400)$$

$$= 0.008$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 (= 6.400 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 7.938 / 0.575$$

$$= 28.991 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 7.938 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.008)$$

$$= 1.008$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.008 \times 3507.763$$

$$= 3536.052 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.008 \times 15252.929$$

$$= 15375.936 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80 (0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1062765.174 \text{ mm}^2$$

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

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 958.644 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1146.796 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 974.777 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1675992.228 = 38464.022 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 8353.248 \text{ kN}, \sum T_{si} = 9010.944 \text{ kN}$$

$$P_n = 38464.022 + 8353.248 - 9010.944 = 37806.326 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1071.453 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36242.703 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=958.641)| = 0.0030 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 37806.326 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 37806.326 = 37806.326 \text{ kN} \geq P_u = 16039.252 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.959 = 36242.816 \text{ kN.m} \geq M_u = 15375.936 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 38, UEB26)

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	2187.921	14435.327	2032.179	140.778

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 14435.327 \times 0.00050 / (741.585 \times 6.400)$$

$$= 0.002$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이 (= 6.400 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 7.938 / 0.575$$

$$= 28.991 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 7.938 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.002)$$

$$= 1.002$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.002 \times 159.048$$

$$= 159.367 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.002 \times 2028.115$$

$$= 2032.179 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80 (0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 956488.669 \text{ mm}^2$$

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

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 140.778 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2304.234 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1958.599 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3770044.419 = 86522.519 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 14357.706 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 86522.519 + 14357.706 - 0.000 = 100880.225 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1076.043 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 14202.454 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=140.785)| = 0.0071 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$$c = 2304.234 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1958.599 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2304.23) / 2304.23 = -0.00014$$

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

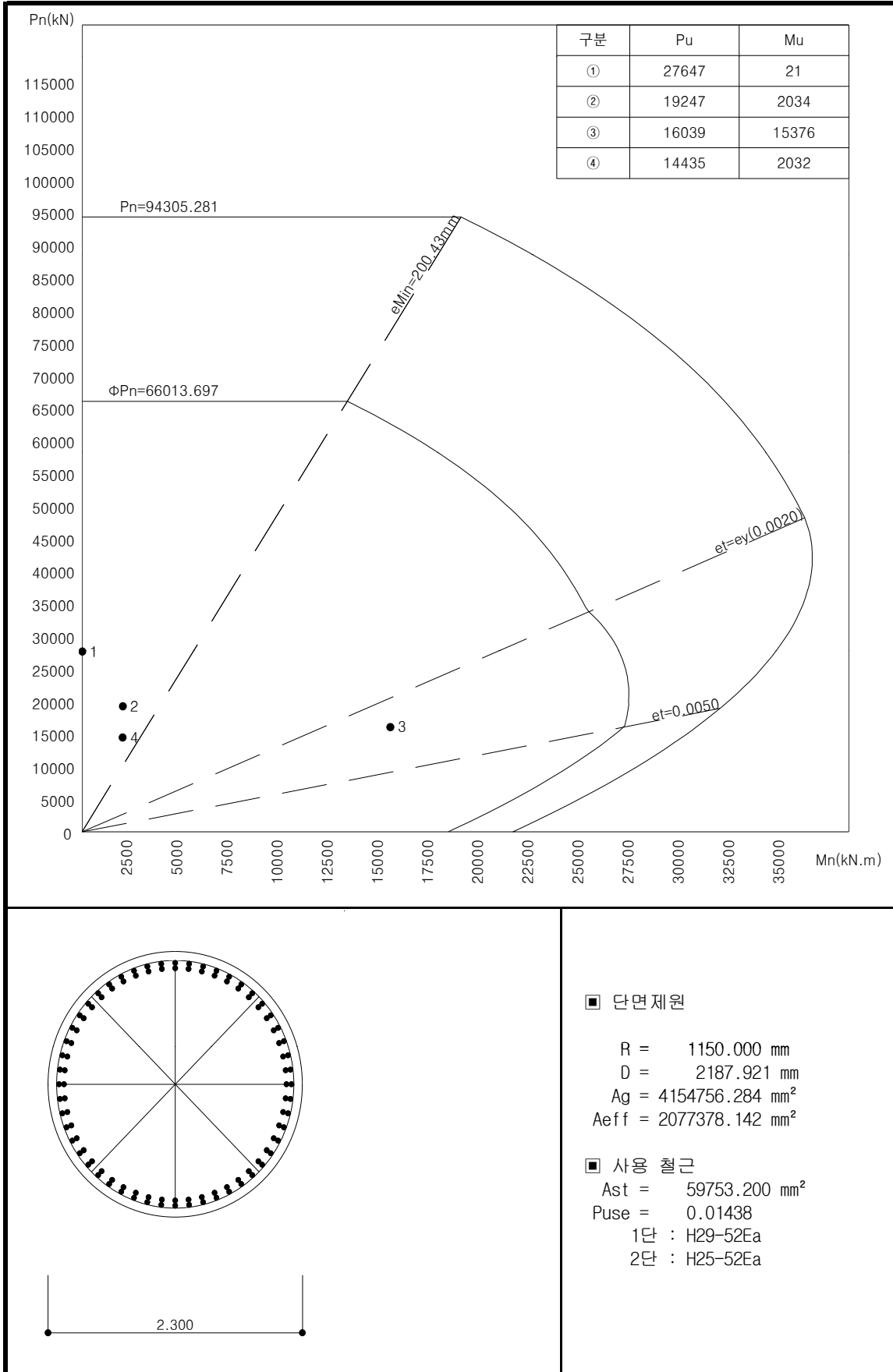
㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} < P_n = 100880.225 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 94305.281 = 66013.696 \text{ kN} \geq P_u = 14435.327 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.141 = 9293.289 \text{ kN.m} \geq M_u = 2032.179 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

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	-27646.658	21.232	4654.500	4654.548	축력최대
UL26	-18707.429	2034.251	3008.430	3631.642	모멘트최대
UL22	-16039.252	15375.936	4489.133	16017.857	탄성설계
UL22	-16039.252	15375.936	4489.133	16017.857	소성설계
UE26	-13895.654	2032.179	3258.240	3840.037	편심최대
UL 12	-23907.216	19.073	5356.380	5356.414	모멘트최대
UE15	-14716.345	840.870	4403.980	4483.537	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 4453.220 kN.m를 사용하며,

교축방향 기동검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$My = 4453.220 \times 1.008 = 4489.133$ kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=4453.220) : [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	0.014	0.060	0.K	66013.696	27646.658	4654.548	2.388	0.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	0.K	66013.696	18707.429	3631.642	3.529	0.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	0.K	36133.252	16039.252	16017.857	2.253	0.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	0.K	60279.251	13895.654	3840.037	4.338	0.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	0.K	64209.617	23907.216	5356.414	2.686	0.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	0.K	58195.645	14716.345	4483.537	3.954	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, UL002)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=89.739^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2187.921	27646.658	4654.548	168.358

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1831875.033 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 168.358 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2227.323 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1893.225 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3659105.304 = 83976.467 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 13856.359 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 83976.467 + 13856.359 - 0.000 = 97832.825 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1069.798 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 16471.082 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 168.359)| = 0.0010 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 2227.323 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1893.225 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2227.32) / 2227.32 = -0.00004$

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

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} < P_n = 97832.825 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 94305.281 = 66013.696 \text{ kN} \geq P_u = 27646.658 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.168 = 11113.963 \text{ kN.m} \geq M_u = 4654.548 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 38, UL026)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=55.934^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	18707.429	3631.642	194.128

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1239559.303 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 194.128 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2160.428 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1836.364 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3556675.546 = 81625.704 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 13396.719 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 24.890 \text{ kN}$

$P_n = 81625.704 + 13396.719 - 24.890 = 94997.533 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1065.490 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 18441.182 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 194.123)| = 0.0056 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 2160.428 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1836.364 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2160.43) / 2160.43 = 0.00005$

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

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} < P_n = 94997.533 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 94305.281 = 66013.696 \text{ kN} \geq P_u = 18707.429 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.194 = 12815.130 \text{ kN.m} \geq M_u = 3631.642 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

③ 탄성설계 : (부재 38, UL022)

【 기동 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\Theta=16.276^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	16039.252	16017.857	998.666

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 1062765.174 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 998.666 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1119.149 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 951.277 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1622660.261 = 37240.053 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8217.583 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9324.384 \text{ kN}$

$P_n = 37240.053 + 8217.583 - 9324.384 = 36133.252 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1072.753 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 36085.251 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 998.672)| = 0.0055 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 36133.252 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 36133.252 = 36133.252 \text{ kN} \geq P_u = 16039.252 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.999 = 36085.052 \text{ kN.m} \geq M_u = 16017.857 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 38, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\Theta=58.048^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	13895.654	3840.037	276.348

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 920729.791 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 276.348 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1969.090 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1673.727 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3239052.865 = 74336.263 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 12334.842 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 557.889 \text{ kN}$

$P_n = 74336.263 + 12334.842 - 557.889 = 86113.216 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1057.798 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 23796.757 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 276.343)| = 0.0053 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1969.090 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1673.727 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1969.09) / 1969.09 = 0.00035$

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

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 86113.216 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 86113.216 = 60279.251 \text{ kN} \geq P_u = 13895.654 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.276 = 16658.052 \text{ kN.m} \geq M_u = 3840.037 \text{ kN.m} \therefore O.K$

⑤ 모멘트최대 : (부재 38, UL012)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=89.796^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	23907.216	5356.414	224.050

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1584098.595 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 224.050 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2087.357 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1774.253 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3439305.387 = 78932.059 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 12959.392 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 163.426 \text{ kN}$

$P_n = 78932.059 + 12959.392 - 163.426 = 91728.024 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1061.812 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 20552.322 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 224.057)| = 0.0071 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 2087.357 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1774.253 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2087.36) / 2087.36 = 0.00016$

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

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 91728.024 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 91728.024 = 64209.617 \text{ kN} \geq P_u = 23907.216 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.224 = 14386.171 \text{ kN.m} \geq M_u = 5356.414 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑥ 편심최대 : (부재 38, UE015)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=79.190^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	14716.345	4483.537	304.664

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 975108.998 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 304.664 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1909.122 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1622.754 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3133396.448 = 71911.448 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 12051.756 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 826.568 \text{ kN}$

$P_n = 71911.448 + 12051.756 - 826.568 = 83136.636 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1056.555 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25328.973 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 304.667)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1909.122 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1622.754 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1909.12) / 1909.12 = 0.00046$

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

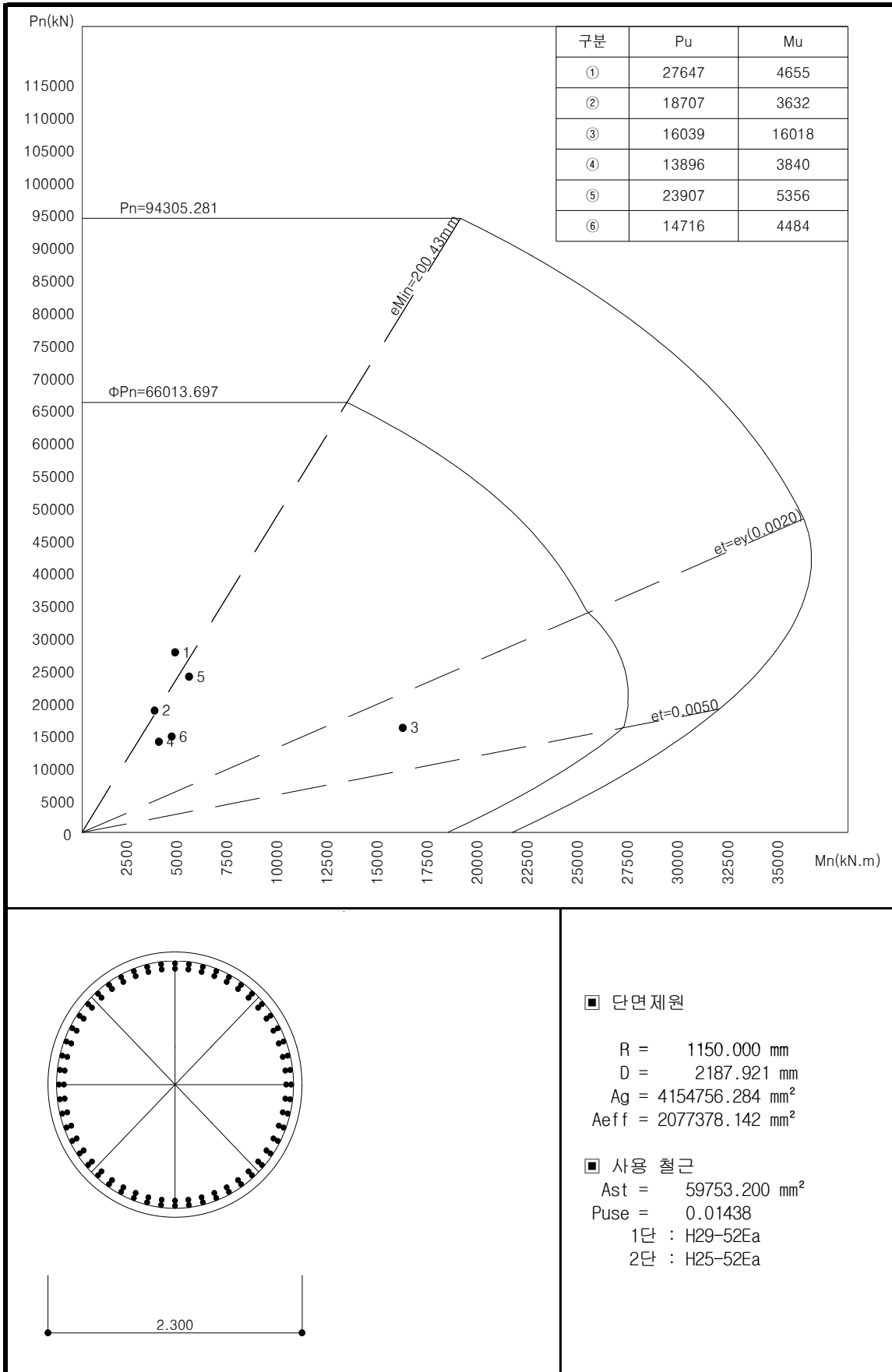
㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 83136.636 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 83136.636 = 58195.645 \text{ kN} \geq P_u = 14716.345 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.305 = 17730.104 \text{ kN.m} \geq M_u = 4483.537 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

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	-19686.768	-26962.850	4041.624	4304.354	-1703.247	0.00069	축력최대
UL020	-18929.585	-23566.797	4589.205	8131.024	-2601.227	0.00184	모멘트최대
UL022	-15143.668	-15143.668	895.795	11857.424	1827.442	0.00516	탄성설계
UL022	-15143.668	-15143.668	-1013.065	4982.011	1827.442	0.00516	소성설계
UE014	-14386.485	-14872.705	3319.868	6741.052	-2063.798	0.00161	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	0.014	0.060	0.K	66013.696	26962.850	4304.350	2.448	0.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	0.K	55307.835	23566.797	8131.020	2.347	0.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	0.K	46276.326	15143.668	11857.420	3.056	0.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	0.K	48149.842	14872.705	6741.050	3.237	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 39, 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	2187.921	26962.850	4304.350	159.640

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 26962.850 \times 0.00069 / (-1703.247 \times 6.400)$$

$$= 0.002$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉣ 세장비 검토

형구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 4.900 / 0.575$$

$$= 10.226 \leq 22.732 \quad \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=4041.624$, $M_2=4304.354$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.939) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : H29 - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H25 - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1786565.730 \text{ mm}^2$$

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

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 159.640 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2250.651 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1913.053 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3693571.992 = 84767.477 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 14028.421 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 84767.477 + 14028.421 - 0.000 = 98795.898 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1071.536 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 15771.311 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=159.635)| = 0.0047 \leq 0.010 \quad \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(ϕ) 산정

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

$$c = 2250.651 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1913.053 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2250.65) / 2250.65 = -0.00007$$

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

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} < P_n = 98795.898 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.70 \times 94305.281 = 66013.696 \text{ kN} \geq P_u = 26962.850 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.160 = 10538.428 \text{ kN.m} \geq M_u = 4304.350 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 39, UL020)

㉠ 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	2187.921	23566.797	8131.020	345.020

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 23566.797 \times 0.00184 / (-2601.227 \times 6.400)$$

$$= 0.003$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 4.900 / 0.575$$

$$= 10.226 \leq 27.227 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=4589.205$, $M_2=8131.024$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.564) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1561542.340 \text{ mm}^2$$

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

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 345.020 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1830.250 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1555.713 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2990910.396 = 68641.394 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 11624.986 \text{ kN}, \sum T_{si} = 1255.186 \text{ kN}$$

$$P_n = 68641.394 + 11624.986 - 1255.186 = 79011.193 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1055.629 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 27259.774 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 345.012)| = 0.0086 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$$c = 1830.250 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1555.713 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1830.25) / 1830.25 = 0.00061$$

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

㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 79011.193 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 79011.193 = 55307.835 \text{ kN} \geq P_u = 23566.797 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.345 = 19082.318 \text{ kN.m} \geq M_u = 8131.020 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 39, 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	2187.921	15143.668	11857.420	782.995

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 15143.668 \times 0.00516 / (1827.442 \times 6.400)$$

$$= 0.007$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 4.900 / 0.575$$

$$= 10.226 \leq 33.093 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=895.795$, $M_2=11857.424$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.076) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1003423.536 \text{ mm}^2$$

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

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 782.995 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1284.123 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1091.505 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1942971.843 = 44591.204 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 9020.761 \text{ kN}, \sum T_{si} = 7335.639 \text{ kN}$$

$$P_n = 44591.204 + 9020.761 - 7335.639 = 46276.326 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1065.612 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36234.180 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 782.996)| = 0.0008 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방항력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 46276.326 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 46276.326 = 46276.326 \text{ kN} \geq P_u = 15143.668 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.783 = 36234.143 \text{ kN.m} \geq M_u = 11857.420 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 39, UE014)

㉠ 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	2187.921	14872.705	6741.050	453.250

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 14872.705 \times 0.00161 / (-2063.798 \times 6.400)$$

$$= 0.002$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉣ 세장비 검토

형구속된 압축부재이므로, $k = 1.20$

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

$$= 1.200 \times 4.900 / 0.575$$

$$= 10.226 \leq 28.090 \quad \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=3319.868$, $M_2=6741.052$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.492) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 985469.454 \text{ mm}^2$$

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

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 453.250 \text{ mm})$$

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1644.922 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1398.183 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2643846.251 = 60676.271 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 10749.776 \text{ kN}, \sum T_{si} = 2640.559 \text{ kN}$$

$$P_n = 60676.271 + 10749.776 - 2640.559 = 68785.489 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1056.163 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 31176.820 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 453.247)| = 0.0027 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$$c = 1644.922 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1398.183 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1644.92) / 1644.92 = 0.00101$$

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

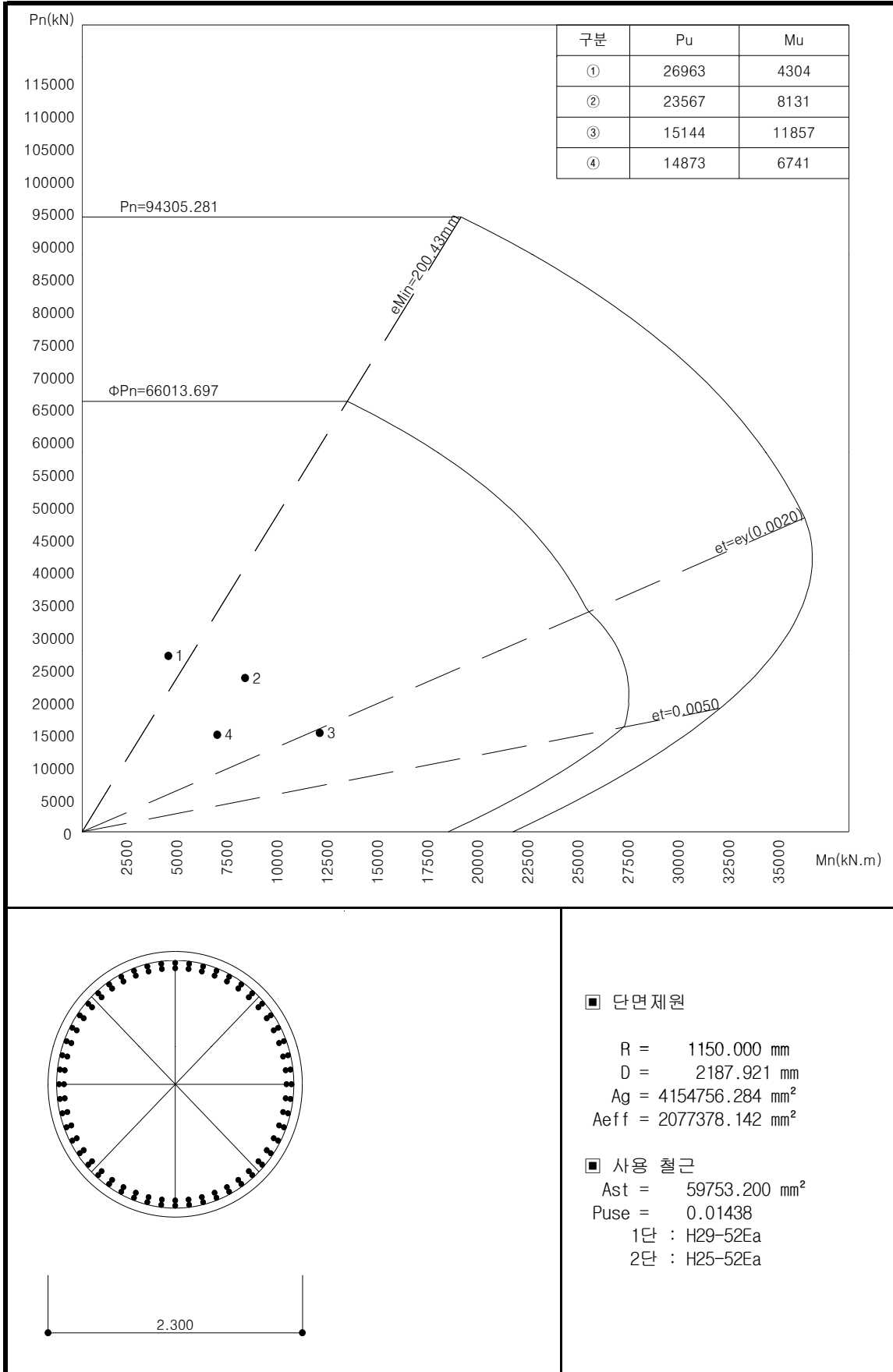
㉟ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 68785.489 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 68785.489 = 48149.842 \text{ kN} \geq P_u = 14872.705 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.453 = 21823.905 \text{ kN.m} \geq M_u = 6741.050 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

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	-19686.768	-26962.850	35.997	41.844	1.193	-0.00002	축력최대
ULB26	-18172.402	-18172.402	147.463	1890.743	715.914	0.00046	모멘트최대
ULB22	-15143.668	-15143.668	3675.938	14624.942	2619.751	0.00448	탄성설계
ULB22	-15143.668	-15143.668	1240.611	4888.282	2619.751	0.00448	소성설계
UEB26	-13629.301	-13629.301	154.347	1896.728	715.731	0.00046	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	0.014	0.060	0.K	66013.696	26962.850	44.897	2.448	0.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	0.K	66013.696	18172.402	1894.532	3.633	0.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	0.K	37334.607	15143.668	14683.677	2.465	0.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	0.K	66013.696	13629.301	1898.627	4.844	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 39, 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	2187.921	26962.850	44.897	1.665

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 26962.850 \times -0.00002 / (1.193 \times 6.400)$$

$$= 0.068$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 7.938 / 0.575$$

$$= 28.991 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.068)$$

$$= 1.073$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.073 \times 35.997$$

$$= 38.623 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.073 \times 41.844$$

$$= 44.897 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1786565.730 \text{ mm}^2$$

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

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 P_b &= 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1.665 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 5881.105 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 4998.939 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 4155211.495 = 95362.104 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 22331.906 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 95362.104 + 22331.906 - 0.000 = 117694.010 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 2499.470 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 196.531 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1.670)| = 0.0047 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(ϕ) 산정

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

$$c = 5881.105 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 4998.939 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 5881.10) / 5881.10 = -0.00188$$

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

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} < P_n = 117694.010 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.70 \times 94305.281 = 66013.696 \text{ kN} \geq P_u = 26962.850 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.002 = 109.923 \text{ kN.m} \geq M_u = 44.897 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

② 모멘트최대 : (부재 39, ULB26)

㉠ 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	2187.921	18172.402	1894.532	104.253

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 18172.402 \times 0.00046 / (715.914 \times 6.400)$$

$$= 0.002$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 7.938 / 0.575$$

$$= 28.991 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.002)$$

$$= 1.002$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.002 \times 147.463$$

$$= 147.758 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.002 \times 1890.743$$

$$= 1894.532 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1204108.269 \text{ mm}^2$$

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

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 104.253 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2415.949 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2053.556 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3915682.304 = 89864.909 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 15033.582 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 89864.909 + 15033.582 - 0.000 = 104898.491 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1088.130 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 10936.256 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=104.256)| = 0.0024 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$$c = 2415.949 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2053.556 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2415.95) / 2415.95 = -0.00027$$

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

㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} < P_n = 104898.491 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 94305.281 = 66013.696 \text{ kN} \geq P_u = 18172.402 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.104 = 6882.143 \text{ kN.m} \geq M_u = 1894.532 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

③ 탄성설계 : (부재 39, 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	2187.921	15143.668	14683.677	969.625

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 15143.668 \times 0.00448 / (2619.751 \times 6.400)$$

$$= 0.004$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 7.938 / 0.575$$

$$= 28.991 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.004)$$

$$= 1.004$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.004 \times 3675.938$$

$$= 3690.701 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.004 \times 14624.942$$

$$= 14683.677 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 1003423.536 \text{ mm}^2$$

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

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 969.625 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1138.972 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 968.126 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1660879.979 = 38117.196 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 8315.521 \text{ kN}, \sum T_{si} = 9098.110 \text{ kN}$$

$$P_n = 38117.196 + 8315.521 - 9098.110 = 37334.607 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1071.817 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36200.630 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=969.627)| = 0.0018 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 37334.607 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 37334.607 = 37334.607 \text{ kN} \geq P_u = 15143.668 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.970 = 36200.563 \text{ kN.m} \geq M_u = 14683.677 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 39, UEB26)

㉠ 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	2187.921	13629.301	1898.627	139.305

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 13629.301 \times 0.00046 / (715.731 \times 6.400)$$

$$= 0.001$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

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

$$= 2.100 \times 7.938 / 0.575$$

$$= 28.991 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.001)$$

$$= 1.001$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.001 \times 154.347$$

$$= 154.501 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.001 \times 1896.728$$

$$= 1898.627 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2, A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01438$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 52\text{EA} (A_s=33404.800 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 52\text{EA} (A_s=26348.400 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 903081.169 \text{ mm}^2$$

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

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}, \sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$$

$$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 139.305 \text{ mm})$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2308.449 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1962.182 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3775891.464 = 86656.709 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 14387.004 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 86656.709 + 14387.004 - 0.000 = 101043.713 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1076.430 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 14075.992 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=139.306)| = 0.0012 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$$c = 2308.449 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1962.182 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2308.45) / 2308.45 = -0.00014$$

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

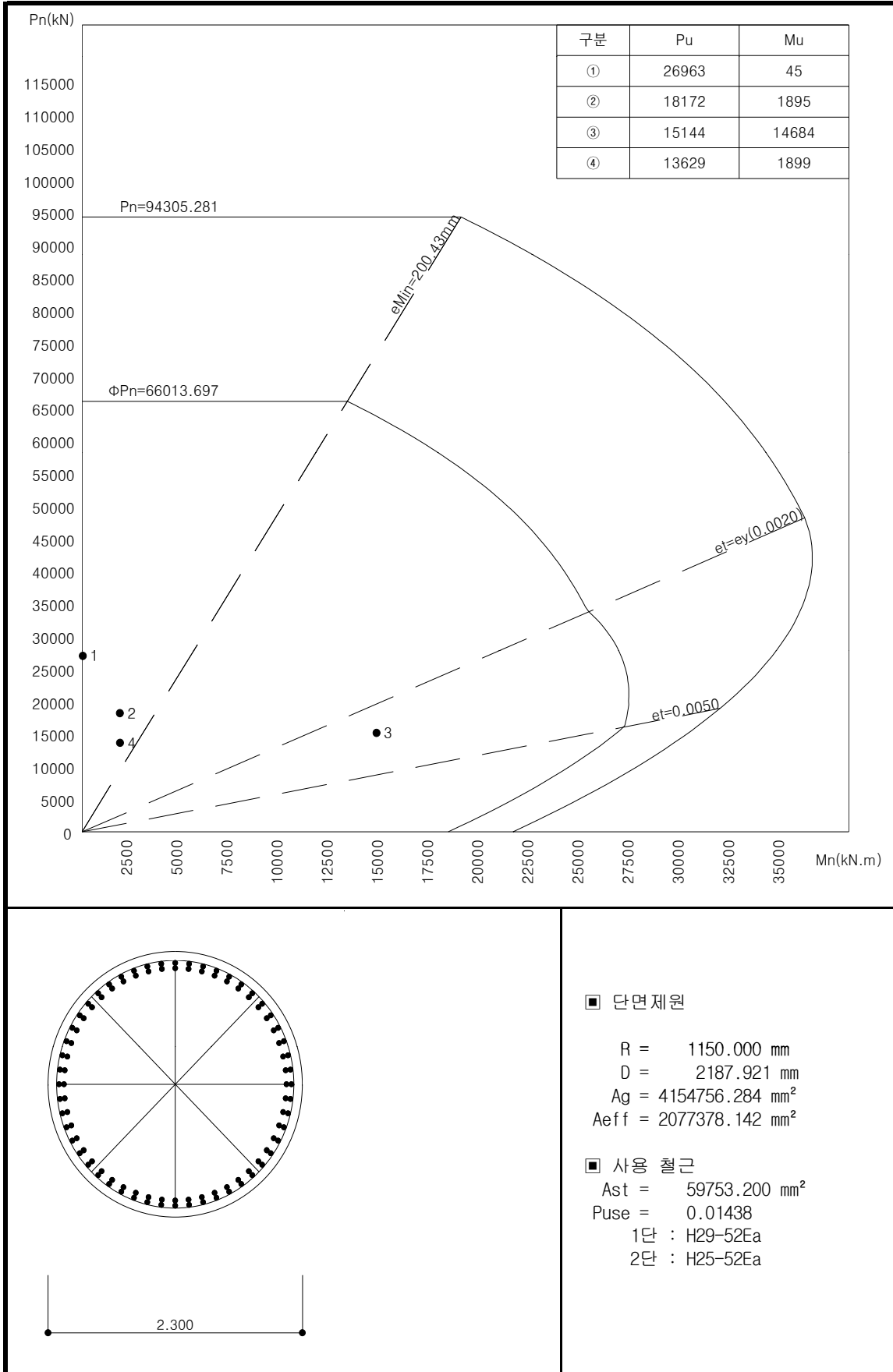
㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} < P_n = 101043.713 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 94305.281 = 66013.696 \text{ kN} \geq P_u = 13629.301 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.139 = 9196.023 \text{ kN.m} \geq M_u = 1898.627 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

4) PM 상관도



10.3 합성부재력 검토

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL03	-26962.850	38.623	4304.350	4304.523	축력최대
UL26	-18712.075	1894.532	5654.760	5963.687	모멘트최대
UL22	-15143.668	14683.677	6498.434	16057.397	탄성설계
UL22	-15143.668	14683.677	6498.434	16057.397	소성설계
UE26	-14168.975	1898.627	5191.470	5527.761	편심최대
UL20	-23566.797	330.739	8131.020	8137.744	모멘트최대
UE14	-14872.705	702.984	6741.050	6777.606	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 6472.440 kN.m를 사용하며,

교축방향 기동검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 6472.440 x 1.004 = 6498.434 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=6472.440) : [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	0.014	0.060	0.K	66013.696	26962.850	4304.523	2.448	0.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	0.K	57178.480	18712.075	5963.687	3.056	0.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	0.K	33743.948	15143.668	16057.397	2.228	0.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	0.K	52214.489	14168.975	5527.761	3.685	0.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	0.K	55287.593	23566.797	8137.744	2.346	0.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	0.K	47999.642	14872.705	6777.606	3.227	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 39, UL003)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=89.486^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2187.921	26962.850	4304.523	159.646

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1786565.730 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 159.646 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2250.609 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1913.018 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3693510.947 = 84766.076 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 14028.117 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 84766.076 + 14028.117 - 0.000 = 98794.193 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1071.533 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 15772.565 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 159.651)| = 0.0043 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 2250.609 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1913.018 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 2250.61) / 2250.61 = -0.00007$

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

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} < P_n = 98794.193 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 94305.281 = 66013.696 \text{ kN} \geq P_u = 26962.850 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.160 = 10538.852 \text{ kN.m} \geq M_u = 4304.523 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 39, UL026)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=71.477^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	18712.075	5963.687	318.708

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1239867.148 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 318.708 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1880.995 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1598.846 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3083013.884 = 70755.169 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 11901.327 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 972.953 \text{ kN}$

$P_n = 70755.169 + 11901.327 - 972.953 = 81683.543 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1056.137 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 26033.507 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 318.712)| = 0.0038 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1880.995 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1598.846 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1881.00) / 1881.00 = 0.00051$

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

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 81683.543 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 81683.543 = 57178.480 \text{ kN} \geq P_u = 18712.075 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.319 = 18223.236 \text{ kN.m} \geq M_u = 5963.687 \text{ kN.m} \therefore O.K$

③ 탄성설계 : (부재 39, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\Theta=23.872^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	15143.668	16057.397	1060.337

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1003423.536 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1060.337 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1079.421 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 917.508 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1546368.659 = 35489.161 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8007.427 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9752.639 \text{ kN}$

$P_n = 35489.161 + 8007.427 - 9752.639 = 33743.948 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1074.690 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 35779.678 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1060.329)| = 0.0087 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 33743.948 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 33743.948 = 33743.948 \text{ kN} \geq P_u = 15143.668 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.060 = 35779.970 \text{ kN.m} \geq M_u = 16057.397 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 39, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=69.912^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	14168.975	5527.761	390.131

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 938840.114 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 390.131 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1747.914 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1485.727 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2838557.382 = 65144.892 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 11248.052 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1800.816 \text{ kN}$

$P_n = 65144.892 + 11248.052 - 1800.816 = 74592.127 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1055.431 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 29100.533 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 390.129)| = 0.0026 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1747.914 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1485.727 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1747.91) / 1747.91 = 0.00078$

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

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 74592.127 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 74592.127 = 52214.489 \text{ kN} \geq P_u = 14168.975 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.390 = 20370.509 \text{ kN.m} \geq M_u = 5527.761 \text{ kN.m} \therefore O.K$

⑤ 모멘트최대 : (부재 39, UL020)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=87.671^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	23566.797	8137.744	345.305

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1561542.340 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 345.305 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1829.708 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1555.252 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2989917.851 = 68618.615 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 11622.105 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1258.444 \text{ kN}$

$P_n = 68618.615 + 11622.105 - 1258.444 = 78982.276 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1055.625 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 27272.563 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 345.300)| = 0.0057 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1829.708 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1555.252 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1829.71) / 1829.71 = 0.00061$

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

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 78982.276 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 78982.276 = 55287.593 \text{ kN} \geq P_u = 23566.797 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.345 = 19091.108 \text{ kN.m} \geq M_u = 8137.744 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑥ 편심최대 : (부재 39, UE014)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\Theta=84.046^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	14872.705	6777.606	455.708

㉡ 철근비 검토

$A_g = 4154756.28 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 59753.20 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01438$

- 1단 : H29 - 52EA ($A_s=33404.800 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 52EA ($A_s=26348.400 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0144) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 985469.454 \text{ mm}^2$

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

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1312.752 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 1115.840 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1998897.424 = 45874.696 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 9180.543 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6909.810 \text{ kN}$

$P_b = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1064.532 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 36020.784 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 748.166 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 455.708 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1640.832 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1394.707 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2636036.288 = 60497.033 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 10750.238 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2676.354 \text{ kN}$

$P_n = 60497.033 + 10750.238 - 2676.354 = 68570.917 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1056.213 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 31247.841 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 455.701)| = 0.0066 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

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

$c = 1640.832 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1394.707 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 1640.83) / 1640.83 = 0.00102$

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

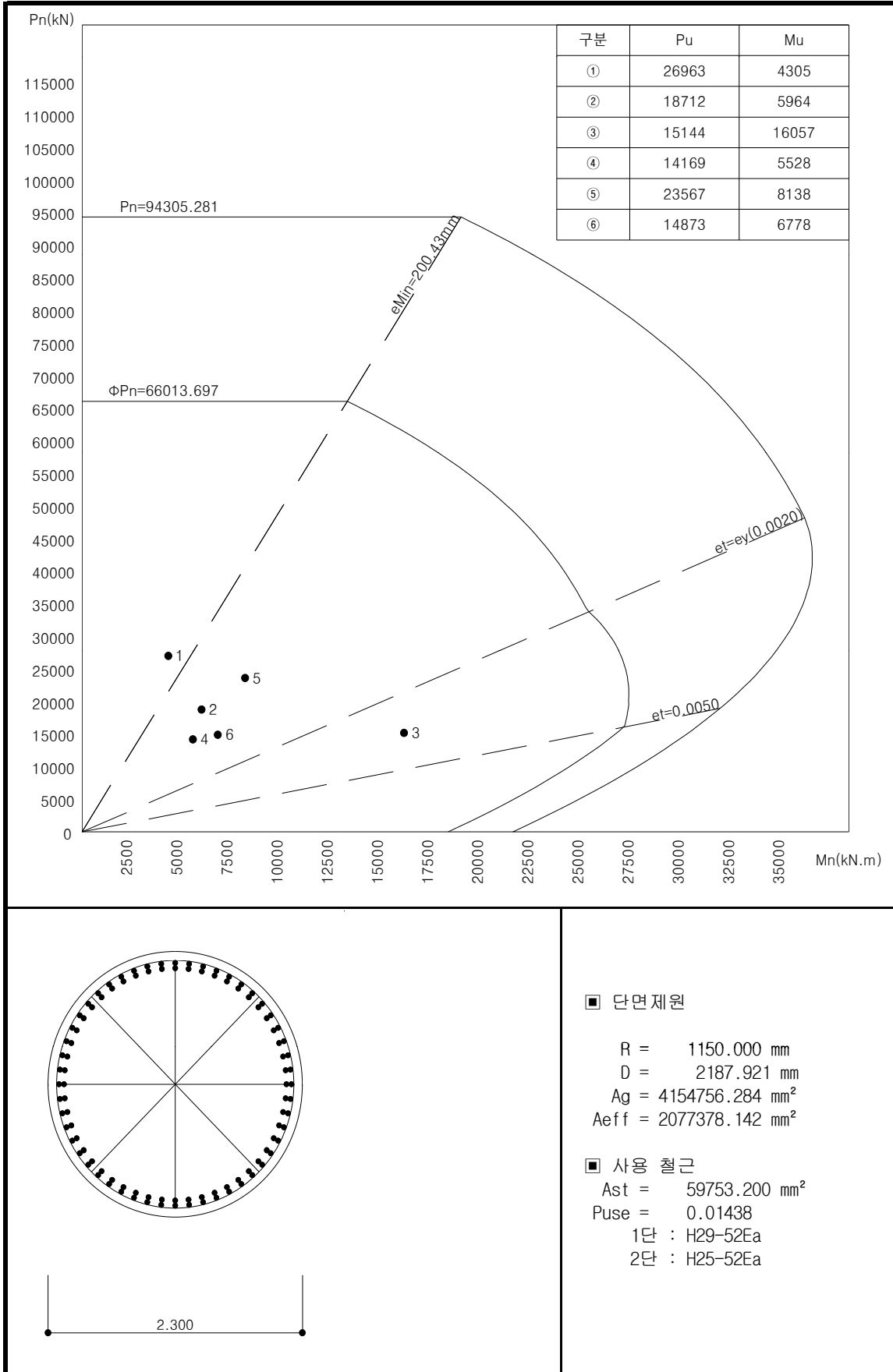
㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 94305.281 \text{ kN} \geq P_n = 68570.917 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 68570.917 = 47999.642 \text{ kN} \geq P_u = 14872.705 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.456 = 21873.806 \text{ kN.m} \geq M_u = 6777.606 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

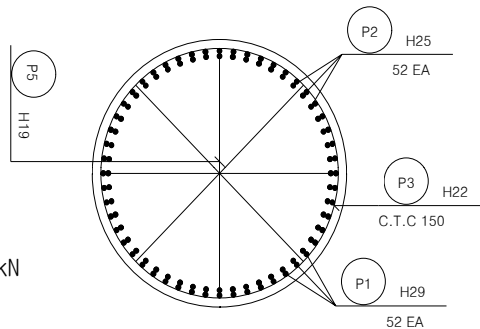
4) PM 상관도



10.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL024 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1.027 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 2815.666 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 2815.666 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 23273.166 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 0.80$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 2815.666 / 0.80 = 3519.583 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$\begin{aligned} h &= 2300.000 \text{ mm} & d' &= 112.079 \text{ mm} \\ Z_s &= \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적}) \\ &= 642.910 \text{ mm} \\ d &= h/2 + Z_s \\ &= 2300.000/2 + 642.910 \\ &= 1792.910 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \{ 1 + 23273.166 \times 1000 / (14 \times 4154756.284) \} \times \sqrt{27.0} \\ &\quad \times 2300.000 \times 1792.910 \\ &= 5000.113 \text{ kN} \end{aligned}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 2500.056 \text{ kN} < V_n \leq V_c = 5000.113 \quad \therefore \text{최소 전단 철근 필요}$$

(4) 필요철근량 계산 A_v

$$A_{v1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times B \times s / f_y = 280.105 \text{ mm}^2$$

$$A_{v2} = 0.35 \times B \times s / f_y = 301.875 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \max(A_{v1}, A_{v2}) = 301.875 \text{ mm}^2$$

$$\text{띠철근의 수직 간격 } S = 150.0 \text{ mm}, \quad d = 1792.910 \text{ mm}, \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

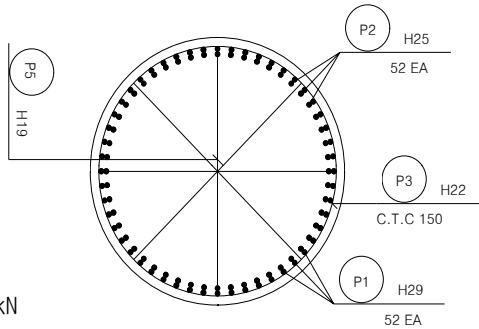
$$\text{사용철근량 : H22} \times 2\text{EA} = 774.200 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow 774.200 \text{ mm}^2 \geq 301.875 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

10.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1323.339 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 3515.678 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 3756.490 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 16039.252 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 1.00$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 3756.490 / 1.00 = 3756.490 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2300.000 \text{ mm} \quad d' = 112.079 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 642.910 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2300.000/2 + 642.910$$

$$= 1792.910 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 16039.252 \times 1000 / (14 \times 4154756.284) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2300.000 \times 1792.910$$

$$= 4555.976 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 2277.988 \text{ kN} \leq V_n \leq V_c = 4555.976 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소 전단철근 필요}$$

(4) 필요철근량 계산 A_v

$$A_{v1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times B \times s / f_y = 280.105 \text{ mm}^2$$

$$A_{v2} = 0.35 \times B \times s / f_y = 301.875 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \max(A_{v1}, A_{v2}) = 301.875 \text{ mm}^2$$

$$\text{띠철근의 수직 간격 } S = 150.0 \text{ mm}, \quad d = 1792.910 \text{ mm}, \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{사용철근량 : H22} \times 2\text{EA} = 774.200 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow 774.200 \text{ mm}^2 \geq 301.875 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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.

$$- \text{기둥의 최대단면치수 } D = 2300.0 \text{ mm}$$

$$- \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 4900.0 / 6 = 816.7 \text{ mm}$$

$$\therefore 2300.0 \text{ mm} = 2.300 \text{ m}$$

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 \text{ mm}$$

$$- \text{축방향 철근지름 } 6 \times d = 6 \times 29.0 = 174.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 174.0 \text{ mm} = 0.174 \text{ m}$$

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.

$$- \text{기둥 치수의 } 0.5\text{배 이상 연장} : 0.5 \times D = 1150.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 1150.0 \text{ mm} = 1.150 \text{ m}$$

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
SV010	19114.865	1409.472	-3003.087	23906.015	139850.188	43.196	축력최대
SV015	15622.497	476.081	3323.336	20413.647	119419.835	4323.106	모멘트최대
SV015	15622.497	476.081	3323.336	20413.647	119419.835	4323.106	편심최대
SV022	16039.252	3515.678	10006.675	20830.402	121857.852	17389.598	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.800 \times 11.700 \times 2.100 \times 25.000 = 4791.150 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 11.700 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.100 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 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

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

$$= 284496.716 \times 54 / (11.700 \times 7.800) = 168341.252 \text{ kN/m}^3$$

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

k_v : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 284496.716 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 11.700 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.800 m)

$n \cdot m$: 말뚝의 개수 (= 54 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.100 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

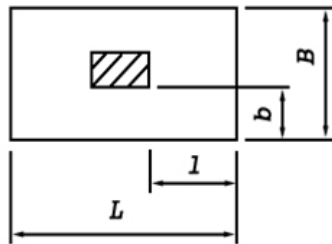
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 168341.252) / (27804000.000 \times 2.100^3)\}} = 0.210 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

★ 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.750, 3.900) = 3.900$$

$$\text{다만, } l \geq L/20 \text{이면 } l = L/2 = 5.850$$

$$b \geq B/20 \text{이면 } b = B/2 = 5.850$$



$$\beta \lambda = 0.210 \times 3.900 = 0.821 \leq 1.0, \therefore 0.8$$

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
UL002	27646.658	1163.772	-1048.030	33875.153	198169.645	1395.891	축력최대
UE015	14716.345	810.107	4403.976	19267.937	112717.434	6105.201	모멘트최대
UE015	14716.345	810.107	4403.976	19267.937	112717.434	6105.201	편심최대
UL022	16039.252	3515.678	10006.675	20830.402	121857.852	17389.598	지진시
SV010	19114.865	1409.472	-3003.087	23906.015	139850.188	43.196	축력최대
SV015	15622.497	476.081	3323.336	20413.647	119419.835	4323.106	모멘트최대
SV015	15622.497	476.081	3323.336	20413.647	119419.835	4323.106	편심최대
SV022	16039.252	3515.678	10006.675	20830.402	121857.852	17389.598	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\sum V = P + W, \quad W = 7.800 \times 11.700 \times 2.100 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \sum V \times B/2, \quad B = 11.700 \text{ m}$$

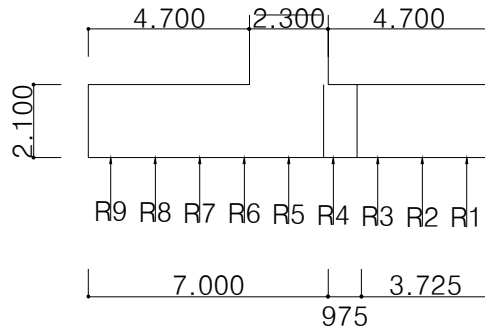
$$M_y = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$M_o = |M_y + V_x \times h|, \quad h = 2.100 \text{ mm}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $M_c = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (M_r - M_o) / \sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



$$\begin{aligned} R1 &= Ru1 \times 6\text{본} \\ R2 &= Ru2 \times 6\text{본} \\ R3 &= Ru3 \times 6\text{본} \\ R4 &= Ru4 \times 6\text{본} \\ R5 &= Ru5 \times 6\text{본} \\ R6 &= Ru6 \times 6\text{본} \\ R7 &= Ru7 \times 6\text{본} \\ R8 &= Ru8 \times 6\text{본} \\ R9 &= Ru9 \times 6\text{본} \end{aligned}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV010	2790.492	2756.925	2723.358	2689.791	2656.224	2622.657
SV015	2532.647	2466.531	2400.415	2334.299	2268.183	2202.067
SV015	2532.647	2466.531	2400.415	2334.299	2268.183	2202.067
SV022	3468.916	3180.31	2891.703	2603.096	2314.489	2025.882
UL002	3943.943	3898.934	3853.925	3808.915	3763.906	3718.897
UE015	2527.274	2430.676	2334.078	2237.48	2140.882	2044.284
UE015	2527.274	2430.676	2334.078	2237.48	2140.882	2044.284
UL022	3468.916	3180.31	2891.703	2603.096	2314.489	2025.882
구 분	R7	R8	R9			
SV010	2589.09	2555.523	2521.956			
SV015	2135.951	2069.835	2003.719			
SV015	2135.951	2069.835	2003.719			
SV022	1737.275	1448.669	1160.062			
UL002	3673.887	3628.878	3583.869			
UE015	1947.686	1851.088	1754.49			
UE015	1947.686	1851.088	1754.49			
UL022	1737.275	1448.669	1160.062			

㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} Vb &= 3.725 \times 2.100 \times 7.800 \times 25.000 &= 1525.387 \text{ kN} \\ Ma &= 4.831 \times 2.100 \times 7.800 \times 25.000 \times 4.831/2 &= 4778.570 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

㉡ 말뚝반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} Vb &= R1 + R2 + R3 \\ Ma &= R1 \times -4.181 + R2 \times -2.881 + R3 \times -1.581 + R4 \times -0.281 \end{aligned}$$

㉢ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV010	8270.775	24671.208	6745.387	19892.637	
SV015	7399.593	22146.066	5874.205	17367.495	
SV015	7399.593	22146.066	5874.205	17367.495	
SV022	9540.929	28969.263	8015.541	24190.693	

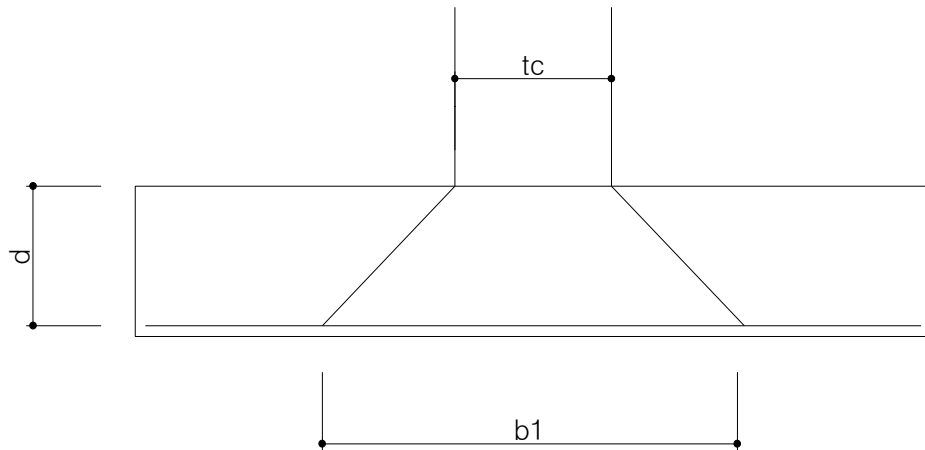
※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉔ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL002	11696.802	34885.815	9713.798	28673.673	
UE015	7292.029	21888.222	5842.911	17348.580	
UE015	7292.029	21888.222	5842.911	17348.580	
UL022	9540.929	28969.263	8015.541	24190.693	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



$$b = tc + 2 \cdot d \leq B$$

$$= 6100.00 \text{ mm}$$

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉔ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야 한다.

㉕ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

As,s : 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 25168.602 mm² , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 11.700/7.800 = 1.500)

$$A_{s,m} = 2 / (1 + 1.500) \times 251.686 = 20134.882 \text{ mm}^2$$

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 37538.774 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = D22 - 93EA, D22 - 93EA ∴ O.K

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)
7800.00	2100.00	1905.28	150.00	28673.67	9713.80

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 90505.800 \times 400.00 = 36202320.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 7800.000 = 179010.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 202.236 \text{ mm, } c = 202.236 / \beta_1 = 202.236 / 0.85 = 237.925 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1950.00 - 237.925) / 237.925 = 0.02159$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 45476.127 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 90505.8 mm² (철근도심 : 194.7 mm), [사용률 = 1.990]

$$1\text{단} : \text{H32} - 63.0 \text{ EA} (= 50034.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 63.0 \text{ EA} (= 40471.2 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 7800.0 \times 1200.0 = 14040.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 45476.127 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(45476.127, 14040.000) / b d = 0.00306$$

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00609$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 202.236 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 90505.800 \times 400 \times (1905.28 - a/2) = 55517.720 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 28673.673 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 1.936]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1905.28 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 7800.00 \times 1905.28 = 10296.148 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 9713.798 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H22 - 93.0 EA

H22 - 93.0 EA

H22 - 93.0 EA = 108000.900 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2100.0 x 11700.0 = 36855.0 mm² < 108000.9 mm²

(108000.900 / 11.700) = 9230.846 mm² > (1800 mm²)

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 - 93.0 EA

H22 - 93.0 EA

= 36000.300 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 36000.300 mm² ∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 19892.637 \times 1000000 / [90505.800 \times (1905.283 - 481.008/3)]$$

$$= 125.960 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 90505.800 / 7800.0 + 7 \times 90505.800 / 7800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 7800.0 \times 1905.3 / (7 \times 90505.800)}$$

$$= 481.008 \text{ mm}$$

사용철근량 = 90505.8 mm² (철근도심 : 194.7 mm)

1단 : H32 - 63.0 EA (= 50034.6 mm²)

2단 : H29 - 63.0 EA (= 40471.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 32/2 = 134.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 125.96) - 2.5 \times 134.00 = 290.20 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 125.96) = 500.16 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 290.20 mm 를 적용

$$S = 7800.00 / 63.0 \text{ EA} = 123.81 \leq S_a (= 290.20 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

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
SVB24	19100.976	499.210	-1030.438	23892.126	93179.291	17.903	축력최대
SVB26	16039.252	617.834	-1691.819	20830.402	81238.568	394.367	모멘트최대
SVB26	16039.252	617.834	-1691.819	20830.402	81238.568	394.367	편심최대
SVB22	16039.252	2857.229	15252.929	20830.402	81238.568	21253.109	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\sum V = P + W, \quad W = 7.800 \times 11.700 \times 2.100 \times 25.000 = 4791.150 \text{ kN}$$

$$Mr = \sum V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.100 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB02	27646.658	1.179	-14.795	33875.153	132113.097	12.319	축력최대
ULB26	19247.102	741.401	-2030.182	24996.482	97486.280	473.239	모멘트최대
UEB26	14435.327	741.585	-2028.115	18747.362	73114.712	470.787	편심최대
ULB22	16039.252	2857.229	15252.929	20830.402	81238.568	21253.109	지진시
SVB24	19100.976	499.210	-1030.438	23892.126	93179.291	17.903	축력최대
SVB26	16039.252	617.834	-1691.819	20830.402	81238.568	394.367	모멘트최대
SVB26	16039.252	617.834	-1691.819	20830.402	81238.568	394.367	편심최대
SVB22	16039.252	2857.229	15252.929	20830.402	81238.568	21253.109	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.800 \times 11.700 \times 2.100 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

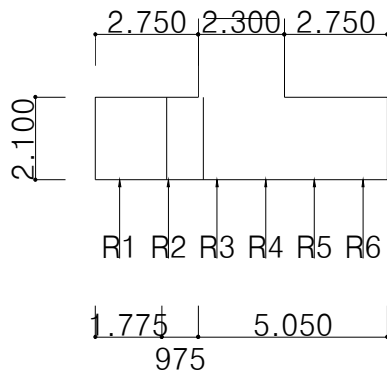
$$M_x = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$M_o = |M_x + V_y \times h|, \quad h = 2.100 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $M_c = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (M_r - M_o)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = R_{u1} \times 9\text{본}$$

$$R2 = R_{u2} \times 9\text{본}$$

$$R3 = R_{u3} \times 9\text{본}$$

$$R4 = R_{u4} \times 9\text{본}$$

$$R5 = R_{u5} \times 9\text{본}$$

$$R6 = R_{u6} \times 9\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SVB24	4083.128	4042.685	4002.242	3961.8	3921.357	3880.914
SVB26	3636.999	3570.893	3504.787	3438.681	3372.575	3306.469
SVB26	3636.999	3570.893	3504.787	3438.681	3372.575	3306.469
SVB22	6221.254	5121.446	4021.638	2921.83	1822.021	722.213
ULB02	5647.421	5646.796	5646.171	5645.546	5644.921	5644.296
ULB26	4364.398	4285.071	4205.744	4126.417	4047.09	3967.762
UEB26	3322.65	3243.414	3164.178	3084.942	3005.706	2926.47
ULB22	6221.254	5121.446	4021.638	2921.83	1822.021	722.213

㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.775 \times 2.100 \times 11.700 \times 25.000 = 1090.294 \text{ kN}$$

$$M_a = 2.881 \times 2.100 \times 11.700 \times 25.000 \times 2.881/2 = 2549.187 \text{ kN.m}$$

㉡ 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_1 + R_2$$

$$M_a = R_1 \times 2.231 + R_2 \times 0.931$$

※ 전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 41.20%의 값을 적용
 $\rightarrow (1.906 + 0.500/2 - 1.950) / 0.500 = 0.412$

㉡ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB24	5748.714	12873.198	4658.420	10324.011	
SVB26	5108.207	11438.645	4017.913	8889.458	
SVB26	5108.207	11438.645	4017.913	8889.458	
SVB22	8331.290	18647.684	7240.996	16098.497	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉢ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB02	7973.901	17856.564	6556.520	14542.621	
ULB26	6129.848	13726.374	4821.495	10667.350	
UEB26	4658.937	10432.452	3677.673	8138.184	
ULB22	8331.290	18647.684	7240.996	16098.497	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 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)	$M_u(\text{kN.m})$	$V_u(\text{kN})$
11700.00	2100.00	1900.00	150.00	16098.50	7241.00

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 72000.600 \times 400.00 = 28800240.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 11700.000 = 268515.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 107.257 \text{ mm, } c = 107.257 / \beta_1 = 107.257 / 0.85 = 126.185 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1950.00 - 126.185) / 126.185 = 0.04336$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 25168.602 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 72000.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 2.861]

$$1\text{단} : \text{H22} - 93.0 \text{ EA} (= 36000.3 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H22} - 93.0 \text{ EA} (= 36000.3 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 11700.0 \times 1200.0 = 21060.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 25168.602 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(25168.602, 21060.000) / bd = 0.00113$$

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

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00324$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 107.257 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 72000.600 \times 400 \times (1900.00 - a/2) = 45199.545 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 16098.497 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 2.808]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1900.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 11700.00 \times 1900.00 = 15401.396 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 7240.996 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H32 - 63.0 EA

H29 - 63.0 EA

H32 - 32.0 EA = 115920.200 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2100.0 x 7800.0 = 24570.0 mm² < 115920.2 mm²

(115920.200 / 7.800) = 14861.564 mm² > (1800 mm²)

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 : H32 - 63.0 EA

H29 - 63.0 EA

= 25414.400 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 25414.400 mm² ∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 10324.011 \times 1000000 / [72000.600 \times (1900.000 - 363.800/3)]$$

$$= 80.612 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 72000.600 / 11700.0 + 7 \times 72000.600 / 11700.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 11700.0 \times 1900.0 / (7 \times 72000.600)]}$$

$$= 363.800 \text{ mm}$$

사용철근량 = 72000.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 mm²)

2단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 22/2 = 139.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 80.61) - 2.5 \times 139.00 = 629.40 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 80.61) = 781.52 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 629.40 mm 를 적용

$$S = 11700.00 / 93.0 \text{ EA} = 125.81 \leq S_a (= 629.40 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

12. 기 초 설 계

12.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	$\sum V(kN)$	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV021	18881.216	715.949	1051.888	23672.366	138483.341	2555.381	축력최대
SV020	18853.437	2080.981	6504.819	23644.587	138320.834	10874.879	모멘트최대
SV014	15532.645	1823.044	5763.475	20323.795	118894.201	9591.867	편심최대
SV022	15143.668	1827.442	11857.424	19934.818	116618.685	15695.053	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\sum V = P + W, \quad W = 7.800 \times 11.700 \times 2.100 \times 25.000 = 4791.150 \text{ kN}$$

$$Mr = \sum V \times B/2, \quad B = 11.700 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.100 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 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

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

$$= 284496.716 \times 54 / (11.700 \times 7.800) = 168341.252 \text{ kN/m}^3$$

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 284496.716 kN/m), 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 11.700 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.800 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.100 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

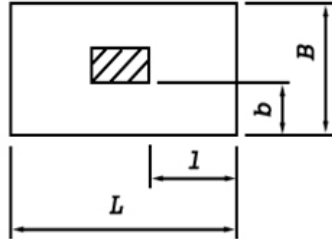
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 168341.252) / (27804000.000 \times 2.100^3)\}} = 0.210 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.750, 3.900) = 3.900$$

$$\text{다만, } l \geq L/20 \text{이면 } l = L/2 = 5.850$$

$$b \geq B/20 \text{이면 } b = B/2 = 5.850$$



$$\beta \lambda = 0.210 \times 3.900 = 0.821 \leq 1.0, \therefore 0.8$$

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL003	26962.850	1703.247	4304.354	33191.345	194169.368	7881.173	축력최대
UL020	23566.797	2601.227	8131.024	29555.734	172901.047	13593.601	모멘트최대
UE014	14872.705	2063.798	6741.052	19424.297	113632.140	11075.028	편심최대
UL022	15143.668	1827.442	11857.424	19934.818	116618.685	15695.053	지진시
SV021	18881.216	715.949	1051.888	23672.366	138483.341	2555.381	축력최대
SV020	18853.437	2080.981	6504.819	23644.587	138320.834	10874.879	모멘트최대
SV014	15532.645	1823.044	5763.475	20323.795	118894.201	9591.867	편심최대
SV022	15143.668	1827.442	11857.424	19934.818	116618.685	15695.053	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.800 \times 11.700 \times 2.100 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \Sigma V \times B/2, \quad B = 11.700 \text{ m}$$

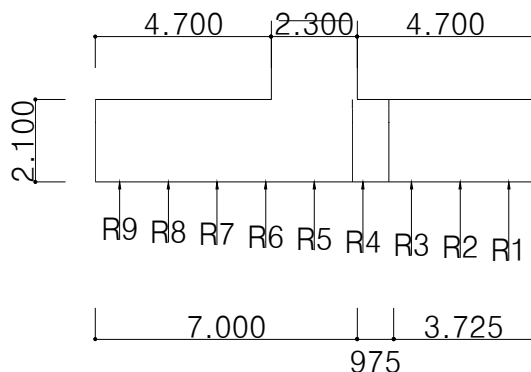
$$M_y = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$M_o = |M_y + V_x \times h|, \quad h = 2.100 \text{ mm}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $M_c = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (M_r - M_o) / \Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = R_{u1} \times 6\text{본}$$

$$R2 = R_{u2} \times 6\text{본}$$

$$R3 = R_{u3} \times 6\text{본}$$

$$R4 = R_{u4} \times 6\text{본}$$

$$R5 = R_{u5} \times 6\text{본}$$

$$R6 = R_{u6} \times 6\text{본}$$

$$R7 = R_{u7} \times 6\text{본}$$

$$R8 = R_{u8} \times 6\text{본}$$

$$R9 = R_{u9} \times 6\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV021	2827.304	2778.044	2728.784	2679.523	2630.263	2581.003
SV020	3375.217	3188.207	3001.197	2814.187	2627.176	2440.166
SV014	2916.823	2752.167	2587.511	2422.855	2258.199	2093.544
SV022	3152.95	2918.457	2683.965	2449.472	2214.98	1980.487
UL003	4248.327	4108.227	3968.127	3828.027	3687.927	3547.827
UL020	4219.022	3985.259	3751.496	3517.733	3283.97	3050.208
UE014	2914.865	2725.712	2536.56	2347.408	2158.255	1969.103
UL022	3152.95	2918.457	2683.965	2449.472	2214.98	1980.487
구 분	R7	R8	R9			
SV021	2531.742	2482.482	2433.221			
SV020	2253.156	2066.146	1879.135			
SV014	1928.888	1764.232	1599.576			
SV022	1745.995	1511.502	1277.01			
UL003	3407.727	3267.627	3127.527			
UL020	2816.445	2582.682	2348.919			
UE014	1779.95	1590.798	1401.646			
UL022	1745.995	1511.502	1277.01			

㉔ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 3.725 \times 2.100 \times 7.800 \times 25.000 = 1525.387 \text{ kN}$$

$$M_a = 4.831 \times 2.100 \times 7.800 \times 25.000 \times 4.831/2 = 4778.570 \text{ kN.m}$$

㉕ 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R1 + R2 + R3$$

$$M_a = R1 \times -4.181 + R2 \times -2.881 + R3 \times -1.581 + R4 \times -0.281$$

㉖ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV021	8334.132	24891.657	6808.745	20113.087	
SV020	9564.621	28832.687	8039.234	24054.117	
SV014	8256.501	24895.907	6731.114	20117.337	
SV022	8755.371	26522.207	7229.984	21743.636	

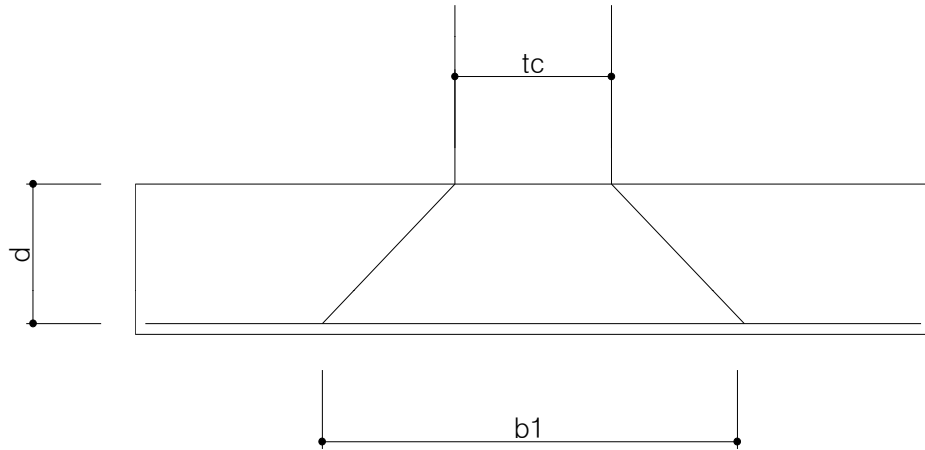
※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉗ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL003	12324.681	36947.343	10341.678	30735.201	
UL020	11955.777	36040.861	10049.043	30067.648	
UE014	8177.137	24709.751	6728.019	20170.109	
UL022	8755.371	26522.207	7229.984	21743.636	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



$$b = tc + 2 \cdot d \leq B$$

$$= 6100.00 \text{ mm}$$

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉓ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야 한다.

㉔ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

$A_{s,s}$: 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 23720.100 mm² , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 11.700/7.800 = 1.500)

$$A_{s,m} = 2 / (1 + 1.500) \times 237.201 = 18976.080 \text{ mm}^2$$

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 37538.774 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = D22 - 93EA, D22 - 93EA ∴ O.K

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)
7800.00	2100.00	1905.28	150.00	30735.20	10341.68

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 90505.800 \times 400.00 = 36202320.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 7800.000 = 179010.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 202.236 \text{ mm, } c = 202.236 / \beta_1 = 202.236 / 0.85 = 237.925 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1950.00 - 237.925) / 237.925 = 0.02159$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 48844.819 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 90505.8 mm² (철근도심 : 194.7 mm), [사용률 = 1.853]

$$1\text{단} : \text{H32} - 63.0 \text{ EA} (= 50034.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 63.0 \text{ EA} (= 40471.2 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 7800.0 \times 1200.0 = 14040.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 48844.819 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(48844.819, 14040.000) / bd = 0.00329$$

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

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00609$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 202.236 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 90505.800 \times 400 \times (1905.28 - a/2) = 55517.720 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 30735.201 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.806]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1905.28 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 7800.00 \times 1905.28 = 10296.148 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 10341.678 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H22 - 93.0 EA

H22 - 93.0 EA

H22 - 93.0 EA = 108000.900 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2100.0 x 11700.0 = 36855.0 mm² < 108000.9 mm²

(108000.900 / 11.700) = 9230.846 mm² > (1800 mm²)

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 - 93.0 EA

H22 - 93.0 EA

= 36000.300 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 36000.300 mm² ∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 24054.117 \times 1000000 / [90505.800 \times (1905.283 - 481.008/3)]$$

$$= 152.311 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 90505.800 / 7800.0 + 7 \times 90505.800 / 7800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 7800.0 \times 1905.3 / (7 \times 90505.800)}$$

$$= 481.008 \text{ mm}$$

사용철근량 = 90505.8 mm² (철근도심 : 194.7 mm)

1단 : H32 - 63.0 EA (= 50034.6 mm²)

2단 : H29 - 63.0 EA (= 40471.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 32/2 = 134.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 152.31) - 2.5 \times 134.00 = 182.03 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 152.31) = 413.63 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 182.03 mm 를 적용

$$S = 7800.00 / 63.0 \text{ EA} = 123.81 \leq S_a (= 182.03 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

12.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB25	18626.927	500.797	-996.201	23418.077	91330.500	55.472	축력최대
SVB26	15143.668	596.595	-1575.619	19934.818	77745.790	322.770	모멘트최대
SVB26	15143.668	596.595	-1575.619	19934.818	77745.790	322.770	편심최대
SVB22	15143.668	2619.751	14624.942	19934.818	77745.790	20126.420	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.800 \times 11.700 \times 2.100 \times 25.000 = 4791.150 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.100 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB03	26962.850	1.193	35.997	33191.345	129446.245	38.503	축력최대
UEB26	13629.301	715.731	-1896.728	17941.336	69971.210	393.694	모멘트최대
UEB26	13629.301	715.731	-1896.728	17941.336	69971.210	393.694	편심최대
ULB22	15143.668	2619.751	14624.942	19934.818	77745.790	20126.420	지진시
SVB25	18626.927	500.797	-996.201	23418.077	91330.500	55.472	축력최대
SVB26	15143.668	596.595	-1575.619	19934.818	77745.790	322.770	모멘트최대
SVB26	15143.668	596.595	-1575.619	19934.818	77745.790	322.770	편심최대
SVB22	15143.668	2619.751	14624.942	19934.818	77745.790	20126.420	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.800 \times 11.700 \times 2.100 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

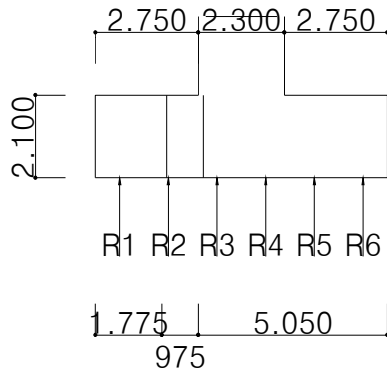
$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.100 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 9\text{본}$$

$$R2 = Ru2 \times 9\text{본}$$

$$R3 = Ru3 \times 9\text{본}$$

$$R4 = Ru4 \times 9\text{본}$$

$$R5 = Ru5 \times 9\text{본}$$

$$R6 = Ru6 \times 9\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SVB25	4008.486	3966.297	3924.107	3881.918	3839.729	3797.54
SVB26	3475.795	3414.465	3353.135	3291.805	3230.474	3169.144
SVB26	3475.795	3414.465	3353.135	3291.805	3230.474	3169.144
SVB22	5912.173	4876.292	3840.41	2804.529	1768.648	732.767
ULB03	5536.279	5534.524	5532.769	5531.013	5529.258	5527.502
UEB26	3174.864	3101.007	3027.151	2953.294	2879.438	2805.581
UEB26	3174.864	3101.007	3027.151	2953.294	2879.438	2805.581
ULB22	5912.173	4876.292	3840.41	2804.529	1768.648	732.767

㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.775 \times 2.100 \times 11.700 \times 25.000 = 1090.294 \text{ kN}$$

$$Ma = 2.881 \times 2.100 \times 11.700 \times 25.000 \times 2.881/2 = 2549.187 \text{ kN.m}$$

㉡ 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_1 + R_2$$

$$M_a = R_1 \times 2.231 + R_2 \times 0.931$$

※ 전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 41.20%의 값을 적용
 $\rightarrow (1.906 + 0.500/2 - 1.950) / 0.500 = 0.412$

㉠ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB25	5642.600	12635.554	4552.306	10086.367	
SVB26	4882.555	10933.366	3792.261	8384.179	
SVB26	4882.555	10933.366	3792.261	8384.179	
SVB22	7921.205	17729.885	6830.911	15180.698	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉡ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB03	7816.503	17504.081	6399.121	14190.138	
UEB26	4452.479	9970.159	3471.215	7675.891	
UEB26	4452.479	9970.159	3471.215	7675.891	
ULB22	7921.205	17729.885	6830.911	15180.698	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 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)	$M_u(\text{kN.m})$	$V_u(\text{kN})$
11700.00	2100.00	1900.00	150.00	15180.70	6830.91

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 72000.600 \times 400.00 = 28800240.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 11700.000 = 268515.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 107.257 \text{ mm, } c = 107.257 / \beta_1 = 107.257 / 0.85 = 126.185 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1950.00 - 126.185) / 126.185 = 0.04336$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 23720.100 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 72000.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 3.035]

$$1\text{단} : \text{H22} - 93.0 \text{ EA} (= 36000.3 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H22} - 93.0 \text{ EA} (= 36000.3 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 11700.0 \times 1200.0 = 21060.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 23720.100 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(23720.100, 21060.000) / bd = 0.00107$$

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

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00324$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 107.257 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 72000.600 \times 400 \times (1900.00 - a/2) = 45199.545 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 15180.698 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 2.977]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1900.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 11700.00 \times 1900.00 = 15401.396 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 6830.911 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H32 - 63.0 EA

H29 - 63.0 EA

H32 - 32.0 EA = 115920.200 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2100.0 x 7800.0 = 24570.0 mm² < 115920.2 mm²

(115920.200 / 7.800) = 14861.564 mm² > (1800 mm²)

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 : H32 - 63.0 EA

H29 - 63.0 EA

= 25414.400 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 25414.400 mm² ∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 10086.367 \times 1000000 / [72000.600 \times (1900.000 - 363.800/3)]$$

$$= 78.757 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 72000.600 / 11700.0 + 7 \times 72000.600 / 11700.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 11700.0 \times 1900.0 / (7 \times 72000.600)]}$$

$$= 363.800 \text{ mm}$$

사용철근량 = 72000.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 mm²)

2단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 22/2 = 139.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 78.76) - 2.5 \times 139.00 = 652.41 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 78.76) = 799.93 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 652.41 mm 를 적용

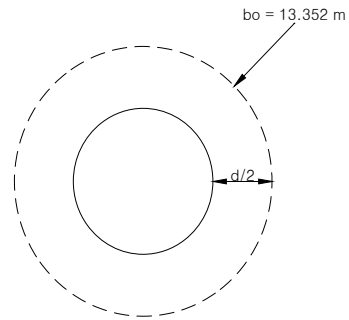
$$S = 11700.00 / 93.0 \text{ EA} = 125.81 \leq S_a (= 652.41 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

13. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중(V_u) : -27646.658 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

3) 위험단면 길이(b_o) = 13.352 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\ast \quad \beta_c = 1.000, \quad \alpha_s = 40$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 13.352 \times 1.950 \\ &= 67643.383 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.950)/(2 \cdot 13.352)) \times \sqrt{27} \times 13.352 \times 1.950 \\ &= 88409.026 \text{ kN} \end{aligned}$$

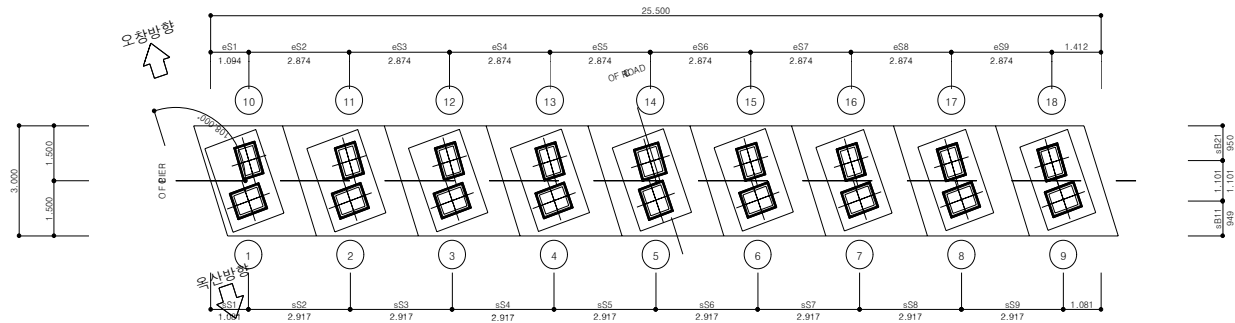
$$\begin{aligned} \textcircled{3} \quad V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 13.352 \times 1.950 \\ &= 45095.588 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 45095.588 = 36076.471 \text{ kN}$$

$$\ast \quad \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

14. 교량 받침부 검토



14.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$
 $S = 200 + 5.0 \times 50.360 = 451.801 \text{ mm}$

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$
 $S = 200 + 5.0 \times 50.300 = 451.499 \text{ mm}$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	451.801	550.000	700.000	500.790	0.K
2	451.801	550.000	700.000	578.713	0.K
3	451.801	550.000	700.000	584.602	0.K
4	451.801	550.000	700.000	590.491	0.K
5	451.801	700.000	550.000	550.894	0.K
6	451.801	550.000	700.000	602.271	0.K
7	451.801	550.000	700.000	608.161	0.K
8	451.801	550.000	700.000	614.051	0.K
9	451.801	550.000	700.000	619.940	0.K
10	451.499	730.000	430.000	538.439	0.K
11	451.499	730.000	430.000	544.422	0.K
12	451.499	730.000	430.000	550.405	0.K
13	451.499	730.000	430.000	556.388	0.K
14	451.499	700.000	550.000	559.399	0.K
15	451.499	730.000	430.000	568.354	0.K
16	451.499	730.000	430.000	574.338	0.K
17	451.499	730.000	430.000	580.321	0.K
18	451.499	730.000	430.000	586.305	0.K

14.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 72.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 18.00°

$$\begin{aligned}
 N &= (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm} \\
 &= (200 + 1.67 \times 50.360 + 6.66 \times 7.938) \times (1 + 0.000125 \times 18.00^2) \\
 &= 350.616 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 실제 받침지지 길이

$$N1 = 1577 - 0 - 50 = 1527 \text{ mm} \geq 351 \text{ mm} \therefore 0.K$$

14.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1927.582	0.K	310.586	277.590	0.K
SHOE 2	2000.000	1859.987	0.K	310.586	278.010	0.K
SHOE 3	2000.000	1786.304	0.K	310.586	278.470	0.K
SHOE 4	2000.000	1739.827	0.K	310.586	278.890	0.K
SHOE 5	2000.000	1719.275	0.K	310.586	279.140	0.K
SHOE 6	2000.000	1728.468	0.K	310.586	279.100	0.K
SHOE 7	2000.000	1769.796	0.K	310.586	278.800	0.K
SHOE 8	2000.000	1854.882	0.K	310.586	278.360	0.K
SHOE 9	2000.000	1952.329	0.K	310.586	278.000	0.K
SHOE 10	2000.000	1919.441	0.K	310.586	277.590	0.K
SHOE 11	2000.000	1850.528	0.K	310.586	278.030	0.K
SHOE 12	2000.000	1786.128	0.K	310.586	278.510	0.K
SHOE 13	2000.000	1740.353	0.K	310.586	278.900	0.K
SHOE 14	2000.000	1719.018	0.K	310.586	279.080	0.K
SHOE 15	2000.000	1728.903	0.K	310.586	278.990	0.K
SHOE 16	2000.000	1768.555	0.K	310.586	278.670	0.K
SHOE 17	2000.000	1864.325	0.K	310.586	278.270	0.K
SHOE 18	2000.000	1933.327	0.K	310.586	277.950	0.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

14.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1927.582	206.180	208.714	1649.318	1631.456	
2	1859.987	206.308	209.030	1655.207	1959.491	
3	1786.304	206.173	209.376	1661.097	1965.381	
4	1739.827	205.872	209.692	1666.986	1971.270	
5	1719.275	205.782	352.911	1522.876	2052.160	
6	1728.468	206.030	209.850	1678.766	1983.050	
7	1769.796	206.556	209.624	1684.656	1988.940	
8	1854.882	206.955	209.293	1690.545	1994.829	
9	1952.329	207.038	209.023	1696.435	1631.456	
10	1919.441	206.233	208.714	1379.986	1823.812	
11	1850.528	206.338	209.045	1385.969	2039.536	
12	1786.128	206.173	209.406	1391.952	2045.519	
13	1740.353	205.880	209.699	1397.935	2051.502	
14	1719.018	205.812	352.911	1523.918	2042.485	
15	1728.903	206.068	209.767	1409.901	2063.468	
16	1768.555	206.579	209.526	1415.884	2069.451	
17	1864.325	206.977	209.226	1421.868	2075.435	
18	1933.327	207.038	208.985	1427.852	2068.877	

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	3047.109	5163.600	0.K	2970.279	3773.400	0.K
2	2985.747	5163.600	0.K	3124.698	3773.400	0.K
3	2916.497	5163.600	0.K	3048.839	3773.400	0.K
4	2872.956	5163.600	0.K	3001.532	3773.400	0.K
5	2672.055	5958.000	0.K	3870.925	4170.600	0.K
6	2870.760	5163.600	0.K	2990.418	3773.400	0.K
7	2919.088	4766.400	0.K	3032.791	3773.400	0.K
8	3010.750	4766.400	0.K	3120.771	3773.400	0.K
9	3113.428	4766.400	0.K	2995.239	3773.400	0.K
10	2787.351	5163.600	0.K	3292.236	3773.400	0.K
11	2735.178	5163.600	0.K	3217.504	3773.400	0.K
12	2684.857	5163.600	0.K	3147.953	3773.400	0.K
13	2649.444	5163.600	0.K	3098.721	3773.400	0.K
14	2672.913	5958.000	0.K	3870.639	4170.600	0.K
15	2651.640	5163.600	0.K	3086.375	3773.400	0.K
16	2694.591	4766.400	0.K	3129.096	3773.400	0.K
17	2786.357	4766.400	0.K	3233.836	3773.400	0.K
18	2853.186	4766.400	0.K	3309.169	3773.400	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1145.447	6553.800	0.K	1159.524	6553.800	0.K
2	1146.157	6553.800	0.K	1161.278	6553.800	0.K
3	1145.405	6553.800	0.K	1163.200	6553.800	0.K
4	1143.734	6553.800	0.K	1164.954	6553.800	0.K
5	1143.233	6553.800	0.K	1960.619	6553.800	0.K
6	1144.612	6553.800	0.K	1165.831	6553.800	0.K
7	1147.536	6355.200	0.K	1164.578	6355.200	0.K
8	1149.749	6355.200	0.K	1162.740	6355.200	0.K
9	1150.209	6355.200	0.K	1161.236	6355.200	0.K
10	1145.739	6553.800	0.K	1159.524	6553.800	0.K
11	1146.324	6553.800	0.K	1161.362	6553.800	0.K
12	1145.405	6553.800	0.K	1163.367	6553.800	0.K
13	1143.776	6553.800	0.K	1164.996	6553.800	0.K
14	1143.400	6553.800	0.K	1960.619	6553.800	0.K
15	1144.820	6553.800	0.K	1165.372	6553.800	0.K
16	1147.661	6355.200	0.K	1164.035	6355.200	0.K
17	1149.875	6355.200	0.K	1162.364	6355.200	0.K
18	1150.209	6355.200	0.K	1161.028	6355.200	0.K

14.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1719.275 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$H_{x1} = 0 \text{ kN} : \text{고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다}$$

$$H_{x2} = 273.690 / 1.33 = 205.782 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{x1} , H_{x2} 중 큰 값인 205.782 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 24.640 / 5.840 = 4.219 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (24.640 / 5.840)] \times 5.840 = 18.4 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$H_{y1} = 18.432 \times 95.733 / 2 / 2EA / 1.25 = 352.911 \text{ kN}$$

$$H_{y2} = 279.140 / 1.33 = 209.880 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{y1} , H_{y2} 중 큰 값인 352.911 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$b_{1x} = 700.000 \text{ mm} \quad b_{1y} = 550.000 \text{ mm}$$

$$b_{2x} = 972.876 \text{ mm} \quad b_{2y} = 1458.568 \text{ mm}$$

$$bcx = 2 \times b_{2x} = 1945.751 \text{ mm} < 5 \times b_{1x} = 3500.000 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b_{2y} = 2917.136 \text{ mm} > 5 \times b_{1y} = 2750.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} As_{x1} &= 1/4 \times (1 - b_{1x}/bcx) \times P/ f_{sa} \\ &= 1/4 \times (1 - 700.000/1945.751) \times 1719.275 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 1528.822 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{y1} &= 1/4 \times (1 - b_{1y}/bcy) \times P/ f_{sa} \\ &= 1/4 \times (1 - 550.000/2917.136) \times 1719.275 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 1910.306 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned} As_{x2} &= H_x/ f_{sa} \\ &= 205.782 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 1143.233 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{y2} &= H_y/ f_{sa} \\ &= 352.911 \times 10^3 / 180.000 \\ &= 1960.619 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

$$B_{xo} = b_1x + b_2y = 700.000 + 1458.568 = 2158.568 \text{ mm}$$

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 972.876 mm 가 $B_{xo}/2 = 1079.284 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보정필요

$$B_{xo} = b_2x + (b_1x + b_2y)/2 = 972.876 + (700.000 + 1458.568)/2 = 2052.160 \text{ mm}$$

- 교축방향 철근보강 범위

$$B_{yo} = b_1y + b_2x = 550.000 + 972.876 = 1522.876 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} = 1910.306 + 1960.619 = 3870.925 \text{ mm}^2$$

$$B_{xo} = 2052.160 \text{ mm 범위내에서 H16 - 21 EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 21 = 4170.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 교축방향

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2} = 1528.822 + 1143.233 = 2672.055 \text{ mm}^2$$

$$B_{yo} = 1522.876 \text{ mm 범위내에서 H16 - 30 EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 30 = 5958.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

14.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

$$A_{s2} = H_y / f_{sa} = 352.911 \times 10^3 / 180.000 = 1960.619 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 13 EA

$$A_s = 198.600 \times 20 + 198.600 \times 13 = 6553.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

② 교축방향

$$A_{s1} = H_x / f_{sa} = 205.782 \times 10^3 / 180.000 = 1143.233 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 13 EA

$$A_s = 198.600 \times 20 + 198.600 \times 13 = 6553.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

15. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부골착PC.PHC말뚝	500	80	A	13.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$

콘크리트 탄성계수 $E_p = 40000.0 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(본체) $f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(두부) $f_{ce2} = 8.38 \text{ MPa}$

콘크리트 환산단면적 $A_e = 0.1085 \text{ m}^2$

환산 단면2차모멘트 $I_e = 0.00248 \text{ m}^4$

환산 단면계수 $Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$

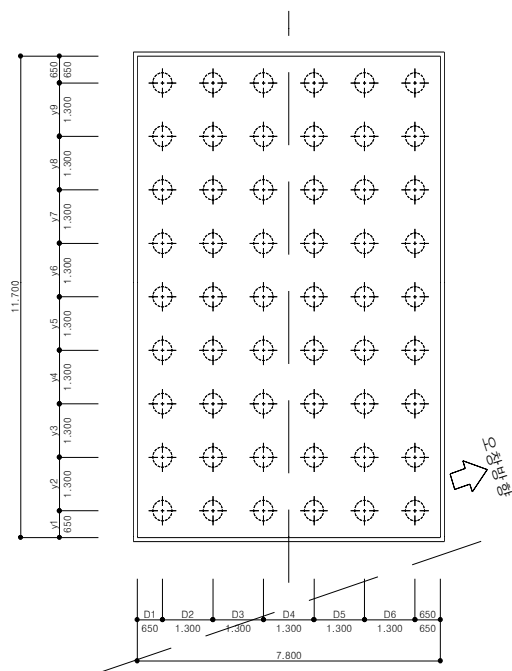
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 4$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 50$

말뚝 선단의 근입깊이 $D_f = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	23906.015	1409.472	43.196	SV010
	COMBO 2	20413.647	476.081	4323.106	SV015
	COMBO 3	20413.647	476.081	4323.106	SV015
	COMBO 4	20830.402	3515.678	17389.598	SV022
계수하중	COMBO 1	33875.153	1163.772	1395.891	UL002
	COMBO 2	19267.937	810.107	6105.201	UE015
	COMBO 3	19267.937	810.107	6105.201	UE015
	COMBO 4	20830.402	3515.678	17389.598	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &&= 0.1085 \text{ m}^2 \quad ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &&= 0.878 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &&= 284496.716 \text{ kN/m} \quad ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 4 = 4000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	3.056	9089.75
3.056	3.621	4610.48
3.621	3.679	4326.22
3.679	3.684	4300.49
3.684	3.685	4298.08
3.685	3.685	4297.86
3.685	3.685	4297.83

$$K_h = 4297.83 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.271 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.271 \times 13.4000 = 3.636 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.570	18179.51
2.570	2.996	9840.07
2.996	3.039	9289.79
3.039	3.043	9239.81
3.043	3.044	9235.13
3.044	3.044	9234.70
3.044	3.044	9234.66

$$K_h = 9234.65 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.329 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.329 \times 13.4000 = 4.403 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	7918.873	14053.732	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	14590.740	21387.638	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	14590.740	21387.638	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	53767.672	65097.452	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	427619.2	758901.5
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
A_{xa}, A_{ax}	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-787900.0	-1154932.5
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	15362822.7	15362822.7
A_{ya}, A_{ay}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
A_{aa}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	175991256.5	176603064.7
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0033240	0.0015561	0.0000151	COMBO 1	0.0027589	0.0022050	0.0000203
COMBO 2	0.0011682	0.0013288	0.0000298	COMBO 2	0.0019747	0.0012542	0.0000435
COMBO 3	0.0011682	0.0013288	0.0000298	COMBO 3	0.0019747	0.0012542	0.0000435
COMBO 4	0.0048305	0.0013559	0.0001301	COMBO 4	0.0048305	0.0013559	0.0001301

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.831 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 0.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos \theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin \theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin \theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos \theta(i)$$

$$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$$

$$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$$

$$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$Pn(i)$	$Ph(i)$	$Mt(i)$
COMBO 1	1	0.0033240	0.0016348	0.0000151	465.082	26.101	-47.686
	2	0.0033240	0.0016151	0.0000151	459.487	26.101	-47.686
	3	0.0033240	0.0015954	0.0000151	453.893	26.101	-47.686
	4	0.0033240	0.0015758	0.0000151	448.298	26.101	-47.686
	5	0.0033240	0.0015561	0.0000151	442.704	26.101	-47.686
	6	0.0033240	0.0015364	0.0000151	437.109	26.101	-47.686
	7	0.0033240	0.0015168	0.0000151	431.515	26.101	-47.686
	8	0.0033240	0.0014971	0.0000151	425.920	26.101	-47.686
	9	0.0033240	0.0014774	0.0000151	420.326	26.101	-47.686
COMBO 2	1	0.0011682	0.0014837	0.0000298	422.108	8.816	-15.443
	2	0.0011682	0.0014450	0.0000298	411.088	8.816	-15.443
	3	0.0011682	0.0014062	0.0000298	400.069	8.816	-15.443
	4	0.0011682	0.0013675	0.0000298	389.050	8.816	-15.443
	5	0.0011682	0.0013288	0.0000298	378.031	8.816	-15.443
	6	0.0011682	0.0012900	0.0000298	367.011	8.816	-15.443
	7	0.0011682	0.0012513	0.0000298	355.992	8.816	-15.443
	8	0.0011682	0.0012126	0.0000298	344.973	8.816	-15.443
	9	0.0011682	0.0011738	0.0000298	333.953	8.816	-15.443
COMBO 3	1	0.0011682	0.0014837	0.0000298	422.108	8.816	-15.443
	2	0.0011682	0.0014450	0.0000298	411.088	8.816	-15.443
	3	0.0011682	0.0014062	0.0000298	400.069	8.816	-15.443
	4	0.0011682	0.0013675	0.0000298	389.050	8.816	-15.443
	5	0.0011682	0.0013288	0.0000298	378.031	8.816	-15.443
	6	0.0011682	0.0012900	0.0000298	367.011	8.816	-15.443
	7	0.0011682	0.0012513	0.0000298	355.992	8.816	-15.443
	8	0.0011682	0.0012126	0.0000298	344.973	8.816	-15.443
	9	0.0011682	0.0011738	0.0000298	333.953	8.816	-15.443
COMBO 4	1	0.0048305	0.0020322	0.0001301	578.153	65.105	-94.847
	2	0.0048305	0.0018631	0.0001301	530.052	65.105	-94.847
	3	0.0048305	0.0016940	0.0001301	481.950	65.105	-94.847
	4	0.0048305	0.0015250	0.0001301	433.849	65.105	-94.847
	5	0.0048305	0.0013559	0.0001301	385.748	65.105	-94.847
	6	0.0048305	0.0011868	0.0001301	337.647	65.105	-94.847
	7	0.0048305	0.0010177	0.0001301	289.546	65.105	-94.847
	8	0.0048305	0.0008487	0.0001301	241.445	65.105	-94.847
	9	0.0048305	0.0006796	0.0001301	193.344	65.105	-94.847

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0027589	0.0023105	0.0000203	657.324	21.551	-39.164
	2	0.0027589	0.0022841	0.0000203	649.822	21.551	-39.164
	3	0.0027589	0.0022577	0.0000203	642.321	21.551	-39.164
	4	0.0027589	0.0022314	0.0000203	634.819	21.551	-39.164
	5	0.0027589	0.0022050	0.0000203	627.318	21.551	-39.164
	6	0.0027589	0.0021786	0.0000203	619.816	21.551	-39.164
	7	0.0027589	0.0021523	0.0000203	612.315	21.551	-39.164
	8	0.0027589	0.0021259	0.0000203	604.813	21.551	-39.164
	9	0.0027589	0.0020995	0.0000203	597.311	21.551	-39.164
COMBO 2	1	0.0019747	0.0014806	0.0000435	421.212	15.002	-26.471
	2	0.0019747	0.0014240	0.0000435	405.113	15.002	-26.471
	3	0.0019747	0.0013674	0.0000435	389.013	15.002	-26.471
	4	0.0019747	0.0013108	0.0000435	372.913	15.002	-26.471
	5	0.0019747	0.0012542	0.0000435	356.814	15.002	-26.471
	6	0.0019747	0.0011976	0.0000435	340.714	15.002	-26.471
	7	0.0019747	0.0011410	0.0000435	324.614	15.002	-26.471
	8	0.0019747	0.0010844	0.0000435	308.515	15.002	-26.471
	9	0.0019747	0.0010278	0.0000435	292.415	15.002	-26.471
COMBO 3	1	0.0019747	0.0014806	0.0000435	421.212	15.002	-26.471
	2	0.0019747	0.0014240	0.0000435	405.113	15.002	-26.471
	3	0.0019747	0.0013674	0.0000435	389.013	15.002	-26.471
	4	0.0019747	0.0013108	0.0000435	372.913	15.002	-26.471
	5	0.0019747	0.0012542	0.0000435	356.814	15.002	-26.471
	6	0.0019747	0.0011976	0.0000435	340.714	15.002	-26.471
	7	0.0019747	0.0011410	0.0000435	324.614	15.002	-26.471
	8	0.0019747	0.0010844	0.0000435	308.515	15.002	-26.471
	9	0.0019747	0.0010278	0.0000435	292.415	15.002	-26.471
COMBO 4	1	0.0048305	0.0020322	0.0001301	578.153	65.105	-94.847
	2	0.0048305	0.0018631	0.0001301	530.052	65.105	-94.847
	3	0.0048305	0.0016940	0.0001301	481.950	65.105	-94.847
	4	0.0048305	0.0015250	0.0001301	433.849	65.105	-94.847
	5	0.0048305	0.0013559	0.0001301	385.748	65.105	-94.847
	6	0.0048305	0.0011868	0.0001301	337.647	65.105	-94.847
	7	0.0048305	0.0010177	0.0001301	289.546	65.105	-94.847
	8	0.0048305	0.0008487	0.0001301	241.445	65.105	-94.847
	9	0.0048305	0.0006796	0.0001301	193.344	65.105	-94.847

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	465.082	26.101	-47.686	6
	2	3.900	0	459.487	26.101	-47.686	6
	3	2.600	0	453.893	26.101	-47.686	6
	4	1.300	0	448.298	26.101	-47.686	6
	5	0.000	0	442.704	26.101	-47.686	6
	6	-1.300	0	437.109	26.101	-47.686	6
	7	-2.600	0	431.515	26.101	-47.686	6
	8	-3.900	0	425.920	26.101	-47.686	6
	9	-5.200	0	420.326	26.101	-47.686	6
	계			23906.015	1409.472	43.196	54
COMBO 2	1	5.200	0	422.108	8.816	-15.443	6
	2	3.900	0	411.088	8.816	-15.443	6
	3	2.600	0	400.069	8.816	-15.443	6
	4	1.300	0	389.050	8.816	-15.443	6
	5	0.000	0	378.031	8.816	-15.443	6
	6	-1.300	0	367.011	8.816	-15.443	6
	7	-2.600	0	355.992	8.816	-15.443	6
	8	-3.900	0	344.973	8.816	-15.443	6
	9	-5.200	0	333.953	8.816	-15.443	6
	계			20413.647	476.081	4323.106	54
COMBO 3	1	5.200	0	422.108	8.816	-15.443	6
	2	3.900	0	411.088	8.816	-15.443	6
	3	2.600	0	400.069	8.816	-15.443	6
	4	1.300	0	389.050	8.816	-15.443	6
	5	0.000	0	378.031	8.816	-15.443	6
	6	-1.300	0	367.011	8.816	-15.443	6
	7	-2.600	0	355.992	8.816	-15.443	6
	8	-3.900	0	344.973	8.816	-15.443	6
	9	-5.200	0	333.953	8.816	-15.443	6
	계			20413.647	476.081	4323.106	54
COMBO 4	1	5.200	0	578.153	65.105	-94.847	6
	2	3.900	0	530.052	65.105	-94.847	6
	3	2.600	0	481.950	65.105	-94.847	6
	4	1.300	0	433.849	65.105	-94.847	6
	5	0.000	0	385.748	65.105	-94.847	6
	6	-1.300	0	337.647	65.105	-94.847	6
	7	-2.600	0	289.546	65.105	-94.847	6
	8	-3.900	0	241.445	65.105	-94.847	6
	9	-5.200	0	193.344	65.105	-94.847	6
	계			3857.477	65.105	-94.847	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	657.324	21.551	-39.164	6
	2	3.900	0	649.822	21.551	-39.164	6
	3	2.600	0	642.321	21.551	-39.164	6
	4	1.300	0	634.819	21.551	-39.164	6
	5	0.000	0	627.318	21.551	-39.164	6
	6	-1.300	0	619.816	21.551	-39.164	6
	7	-2.600	0	612.315	21.551	-39.164	6
	8	-3.900	0	604.813	21.551	-39.164	6
	9	-5.200	0	597.311	21.551	-39.164	6
	계			33875.153	1163.772	1395.891	54
COMBO 2	1	5.200	0	421.212	15.002	-26.471	6
	2	3.900	0	405.113	15.002	-26.471	6
	3	2.600	0	389.013	15.002	-26.471	6
	4	1.300	0	372.913	15.002	-26.471	6
	5	0.000	0	356.814	15.002	-26.471	6
	6	-1.300	0	340.714	15.002	-26.471	6
	7	-2.600	0	324.614	15.002	-26.471	6
	8	-3.900	0	308.515	15.002	-26.471	6
	9	-5.200	0	292.415	15.002	-26.471	6
	계			19267.938	810.107	6105.201	54
COMBO 3	1	5.200	0	421.212	15.002	-26.471	6
	2	3.900	0	405.113	15.002	-26.471	6
	3	2.600	0	389.013	15.002	-26.471	6
	4	1.300	0	372.913	15.002	-26.471	6
	5	0.000	0	356.814	15.002	-26.471	6
	6	-1.300	0	340.714	15.002	-26.471	6
	7	-2.600	0	324.614	15.002	-26.471	6
	8	-3.900	0	308.515	15.002	-26.471	6
	9	-5.200	0	292.415	15.002	-26.471	6
	계			19267.938	810.107	6105.201	54
COMBO 4	1	5.200	0	578.153	65.105	-94.847	6
	2	3.900	0	530.052	65.105	-94.847	6
	3	2.600	0	481.950	65.105	-94.847	6
	4	1.300	0	433.849	65.105	-94.847	6
	5	0.000	0	385.748	65.105	-94.847	6
	6	-1.300	0	337.647	65.105	-94.847	6
	7	-2.600	0	289.546	65.105	-94.847	6
	8	-3.900	0	241.445	65.105	-94.847	6
	9	-5.200	0	193.344	65.105	-94.847	6
	계			20830.402	3515.678	17389.598	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV010

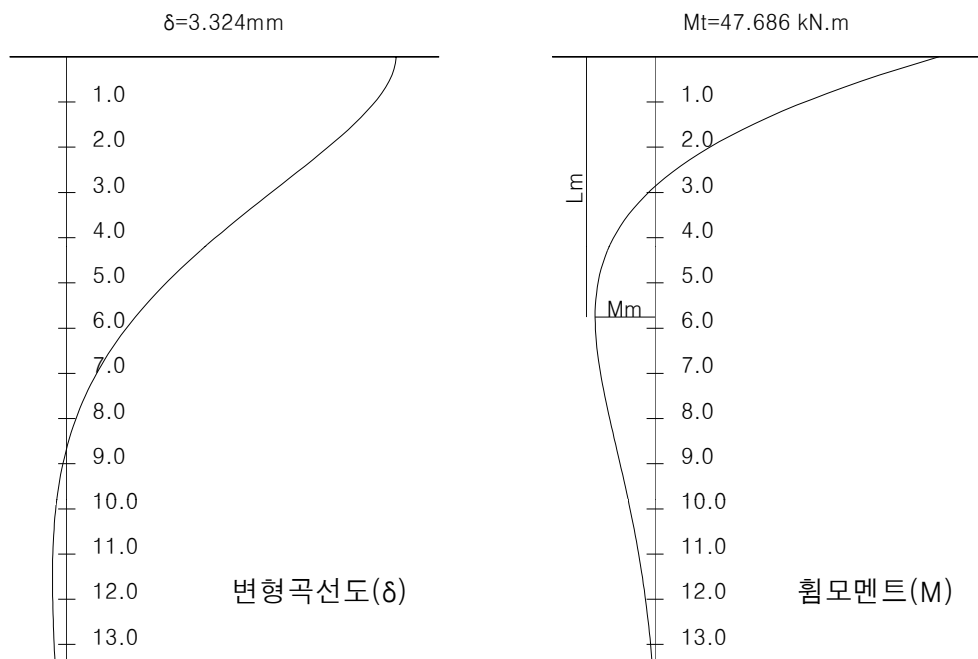
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.083 kN.m, 5.757 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.324 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.324 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	47.686	-26.101	3.324	
0.893	27.190	-19.842	3.148	
1.787	12.061	-14.157	2.749	
2.680	1.632	-9.351	2.250	
3.573	-4.940	-5.529	1.735	
4.467	-8.532	-2.665	1.258	
5.360	-9.957	-0.656	0.848	
6.253	-9.916	0.642	0.517	
7.147	-8.976	1.382	0.266	
8.040	-7.569	1.710	0.087	
8.933	-6.005	1.754	-0.032	
9.827	-4.488	1.620	-0.102	
10.720	-3.140	1.388	-0.135	
11.613	-2.020	1.117	-0.144	
12.507	-1.144	0.847	-0.135	
13.400	-0.499	0.603	-0.118	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV015

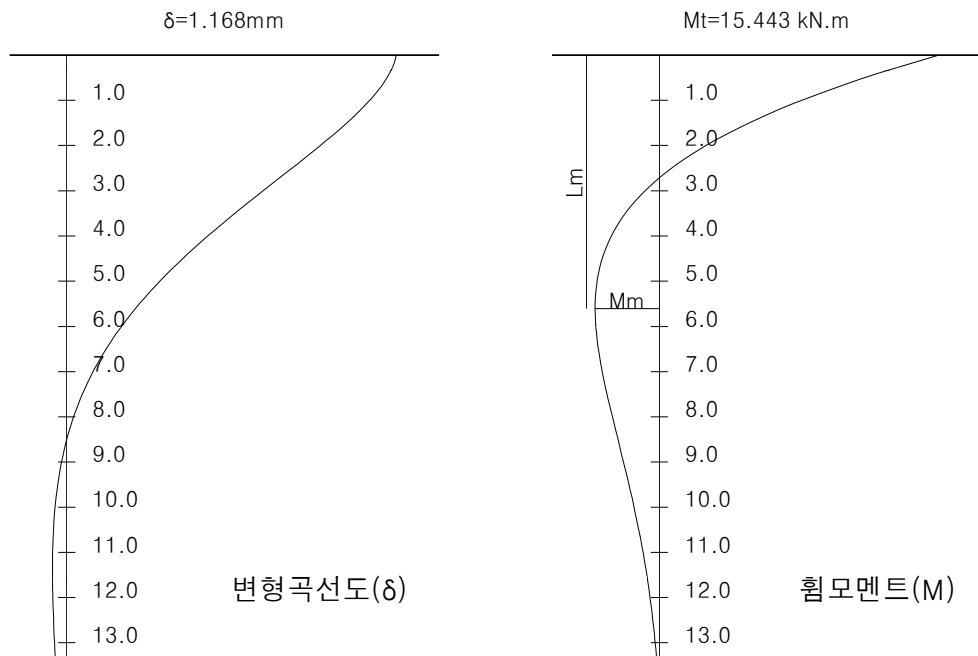
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.552 kN.m, 5.607 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.168 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.168 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	15.443	-8.816	1.168	
0.893	8.553	-6.634	1.089	
1.787	3.522	-4.679	0.940	
2.680	0.099	-3.043	0.762	
3.573	-2.019	-1.755	0.582	
4.467	-3.136	-0.800	0.417	
5.360	-3.535	-0.138	0.277	
6.253	-3.455	0.282	0.165	
7.147	-3.086	0.515	0.081	
8.040	-2.575	0.611	0.022	
8.933	-2.023	0.614	-0.016	
9.827	-1.496	0.559	-0.039	
10.720	-1.034	0.473	-0.049	
11.613	-0.654	0.377	-0.050	
12.507	-0.359	0.283	-0.047	
13.400	-0.145	0.199	-0.040	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV015

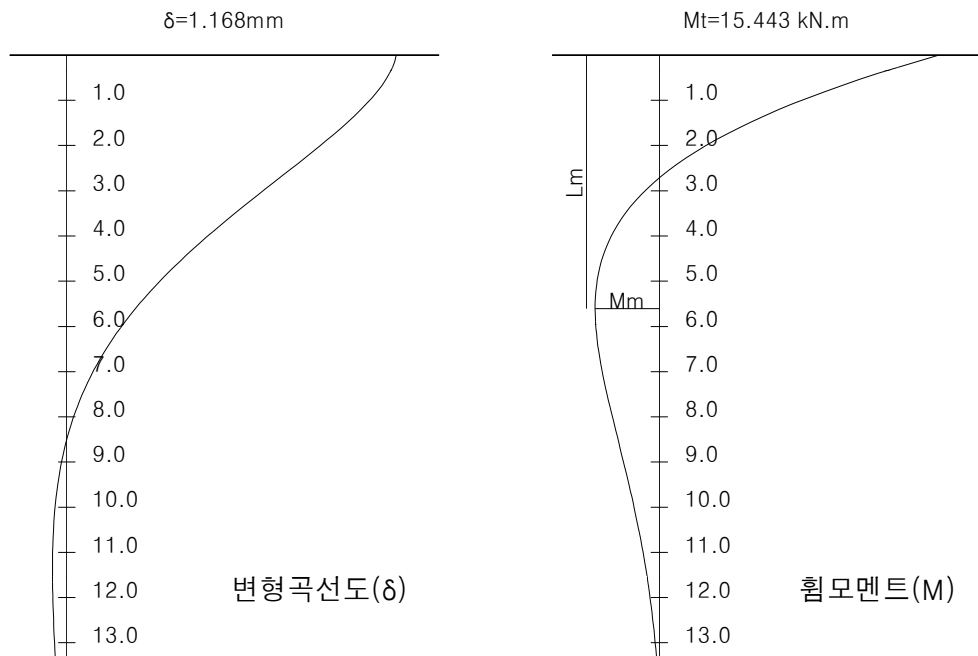
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.552 kN.m, 5.607 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.168 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.168 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	15.443	-8.816	1.168	
0.893	8.553	-6.634	1.089	
1.787	3.522	-4.679	0.940	
2.680	0.099	-3.043	0.762	
3.573	-2.019	-1.755	0.582	
4.467	-3.136	-0.800	0.417	
5.360	-3.535	-0.138	0.277	
6.253	-3.455	0.282	0.165	
7.147	-3.086	0.515	0.081	
8.040	-2.575	0.611	0.022	
8.933	-2.023	0.614	-0.016	
9.827	-1.496	0.559	-0.039	
10.720	-1.034	0.473	-0.049	
11.613	-0.654	0.377	-0.050	
12.507	-0.359	0.283	-0.047	
13.400	-0.145	0.199	-0.040	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

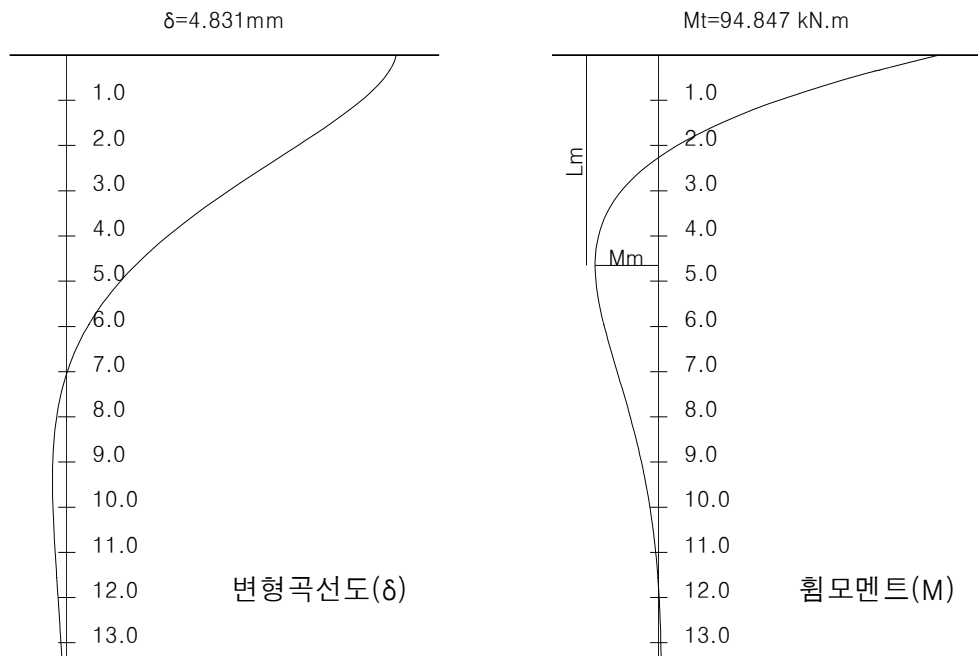
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.515 kN.m, 4.651 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.831 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.831 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	94.847	-65.105	4.831	
0.893	45.411	-45.869	4.404	
1.787	12.091	-29.282	3.602	
2.680	-7.987	-16.297	2.693	
3.573	-18.125	-6.985	1.841	
4.467	-21.433	-0.909	1.132	
5.360	-20.518	2.585	0.591	
6.253	-17.374	4.196	0.215	
7.147	-13.394	4.553	-0.022	
8.040	-9.460	4.166	-0.151	
8.933	-6.058	3.416	-0.203	
9.827	-3.388	2.560	-0.206	
10.720	-1.468	1.755	-0.181	
11.613	-0.212	1.082	-0.144	
12.507	0.513	0.569	-0.105	
13.400	0.851	0.211	-0.070	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL002

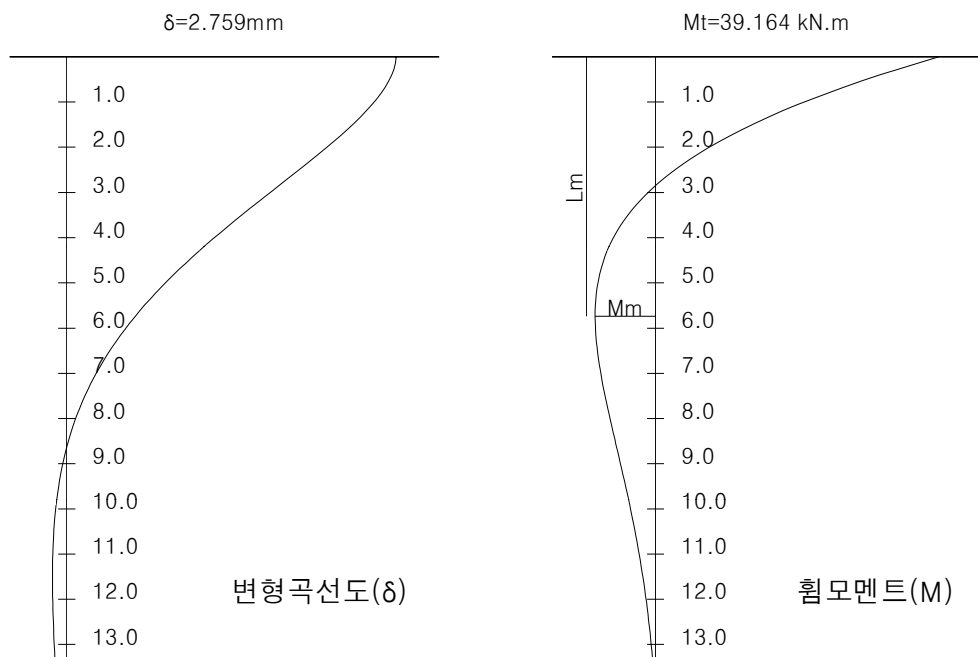
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.370 kN.m, 5.738 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.759 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.759 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	39.164	-21.551	2.759	
0.893	22.251	-16.362	2.607	
1.787	9.784	-11.657	2.273	
2.680	1.205	-7.684	1.858	
3.573	-4.190	-4.529	1.431	
4.467	-7.125	-2.169	1.036	
5.360	-8.275	-0.515	0.697	
6.253	-8.221	0.551	0.424	
7.147	-7.429	1.156	0.217	
8.040	-6.256	1.422	0.069	
8.933	-4.956	1.455	-0.028	
9.827	-3.699	1.341	-0.085	
10.720	-2.584	1.147	-0.113	
11.613	-1.659	0.922	-0.119	
12.507	-0.936	0.698	-0.112	
13.400	-0.405	0.496	-0.098	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : UE015

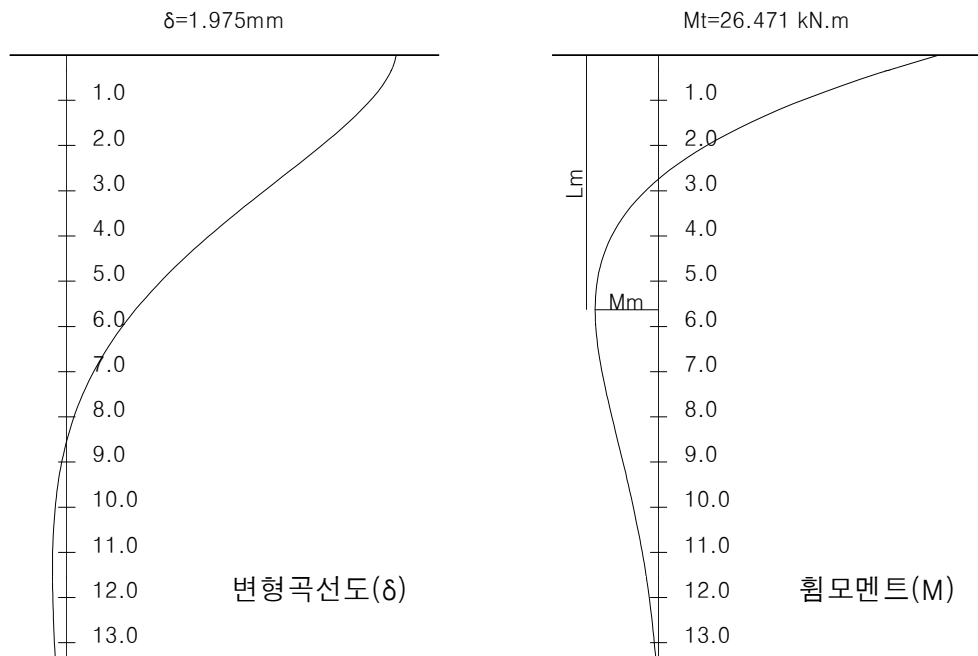
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.000 kN.m, 5.633 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.975 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.975 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	26.471	-15.002	1.975	
0.893	14.738	-11.309	1.846	
1.787	6.153	-7.991	1.597	
2.680	0.299	-5.211	1.296	
3.573	-3.333	-3.019	0.991	
4.467	-5.263	-1.390	0.712	
5.360	-5.965	-0.259	0.474	
6.253	-5.848	0.461	0.284	
7.147	-5.236	0.862	0.141	
8.040	-4.377	1.030	0.040	
8.933	-3.443	1.038	-0.026	
9.827	-2.551	0.947	-0.064	
10.720	-1.767	0.804	-0.082	
11.613	-1.120	0.642	-0.085	
12.507	-0.619	0.482	-0.079	
13.400	-0.253	0.340	-0.068	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE015

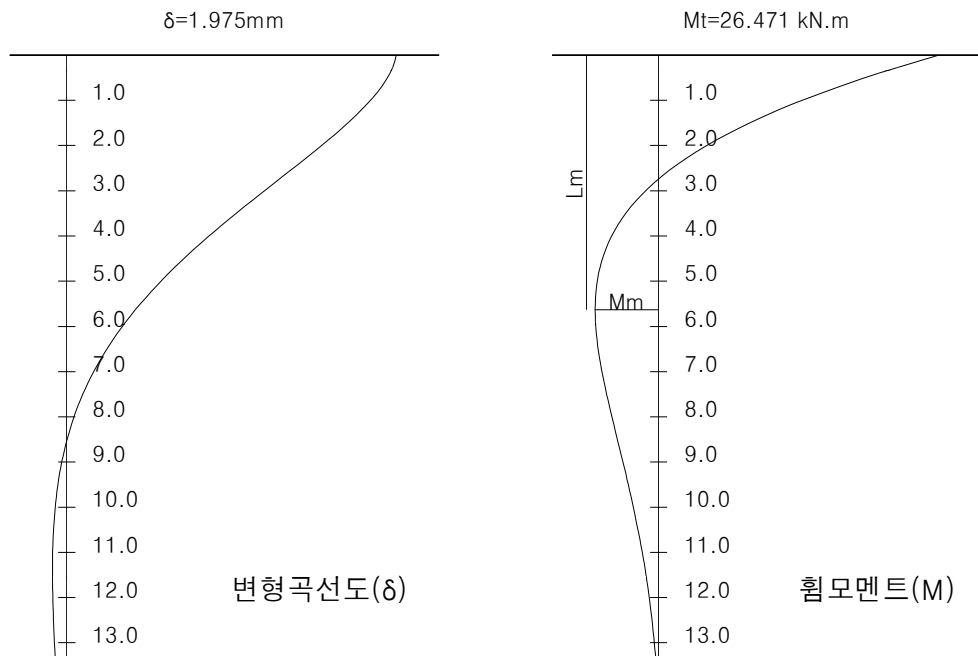
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.000 kN.m, 5.633 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.975 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.975 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	26.471	-15.002	1.975	
0.893	14.738	-11.309	1.846	
1.787	6.153	-7.991	1.597	
2.680	0.299	-5.211	1.296	
3.573	-3.333	-3.019	0.991	
4.467	-5.263	-1.390	0.712	
5.360	-5.965	-0.259	0.474	
6.253	-5.848	0.461	0.284	
7.147	-5.236	0.862	0.141	
8.040	-4.377	1.030	0.040	
8.933	-3.443	1.038	-0.026	
9.827	-2.551	0.947	-0.064	
10.720	-1.767	0.804	-0.082	
11.613	-1.120	0.642	-0.085	
12.507	-0.619	0.482	-0.079	
13.400	-0.253	0.340	-0.068	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

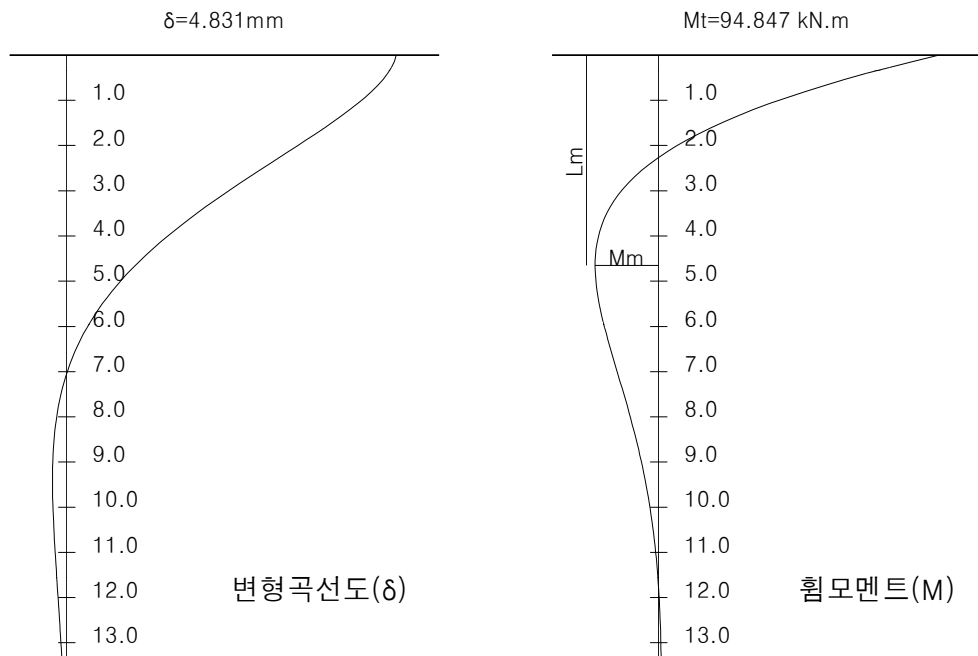
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.515 kN.m, 4.651 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.831 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.831 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	94.847	-65.105	4.831	
0.893	45.411	-45.869	4.404	
1.787	12.091	-29.282	3.602	
2.680	-7.987	-16.297	2.693	
3.573	-18.125	-6.985	1.841	
4.467	-21.433	-0.909	1.132	
5.360	-20.518	2.585	0.591	
6.253	-17.374	4.196	0.215	
7.147	-13.394	4.553	-0.022	
8.040	-9.460	4.166	-0.151	
8.933	-6.058	3.416	-0.203	
9.827	-3.388	2.560	-0.206	
10.720	-1.468	1.755	-0.181	
11.613	-0.212	1.082	-0.144	
12.507	0.513	0.569	-0.105	
13.400	0.851	0.211	-0.070	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	3959.437	7026.866	$2EI \beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	213809.6	379450.8
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
A_{xa}, A_{ax}	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0	0.0
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	15362822.7	15362822.7
A_{ya}, A_{ay}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
A_{aa}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	173087802.3	173087802.3
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0065922	0.0015561	0.0000002	COMBO 1	0.0054430	0.0022050	0.0000081
COMBO 2	0.0022267	0.0013288	0.0000250	COMBO 2	0.0037889	0.0012542	0.0000353
COMBO 3	0.0022267	0.0013288	0.0000250	COMBO 3	0.0037889	0.0012542	0.0000353
COMBO 4	0.0092652	0.0013559	0.0001005	COMBO 4	0.0092652	0.0013559	0.0001005

★ 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 9.265 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos \theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin \theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin \theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos \theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0065922	0.0015574	0.0000002	443.073	26.101	0.000
	2	0.0065922	0.0015571	0.0000002	442.981	26.101	0.000
	3	0.0065922	0.0015567	0.0000002	442.889	26.101	0.000
	4	0.0065922	0.0015564	0.0000002	442.796	26.101	0.000
	5	0.0065922	0.0015561	0.0000002	442.704	26.101	0.000
	6	0.0065922	0.0015558	0.0000002	442.612	26.101	0.000
	7	0.0065922	0.0015554	0.0000002	442.519	26.101	0.000
	8	0.0065922	0.0015551	0.0000002	442.427	26.101	0.000
	9	0.0065922	0.0015548	0.0000002	442.335	26.101	0.000
COMBO 2	1	0.0022267	0.0014586	0.0000250	414.980	8.816	0.000
	2	0.0022267	0.0014262	0.0000250	405.743	8.816	0.000
	3	0.0022267	0.0013937	0.0000250	396.505	8.816	0.000
	4	0.0022267	0.0013612	0.0000250	387.268	8.816	0.000
	5	0.0022267	0.0013288	0.0000250	378.031	8.816	0.000
	6	0.0022267	0.0012963	0.0000250	368.793	8.816	0.000
	7	0.0022267	0.0012638	0.0000250	359.556	8.816	0.000
	8	0.0022267	0.0012314	0.0000250	350.318	8.816	0.000
	9	0.0022267	0.0011989	0.0000250	341.081	8.816	0.000
COMBO 3	1	0.0022267	0.0014586	0.0000250	414.980	8.816	0.000
	2	0.0022267	0.0014262	0.0000250	405.743	8.816	0.000
	3	0.0022267	0.0013937	0.0000250	396.505	8.816	0.000
	4	0.0022267	0.0013612	0.0000250	387.268	8.816	0.000
	5	0.0022267	0.0013288	0.0000250	378.031	8.816	0.000
	6	0.0022267	0.0012963	0.0000250	368.793	8.816	0.000
	7	0.0022267	0.0012638	0.0000250	359.556	8.816	0.000
	8	0.0022267	0.0012314	0.0000250	350.318	8.816	0.000
	9	0.0022267	0.0011989	0.0000250	341.081	8.816	0.000
COMBO 4	1	0.0092652	0.0018783	0.0001005	534.377	65.105	0.000
	2	0.0092652	0.0017477	0.0001005	497.220	65.105	0.000
	3	0.0092652	0.0016171	0.0001005	460.063	65.105	0.000
	4	0.0092652	0.0014865	0.0001005	422.905	65.105	0.000
	5	0.0092652	0.0013559	0.0001005	385.748	65.105	0.000
	6	0.0092652	0.0012253	0.0001005	348.591	65.105	0.000
	7	0.0092652	0.0010947	0.0001005	311.434	65.105	0.000
	8	0.0092652	0.0009641	0.0001005	274.276	65.105	0.000
	9	0.0092652	0.0008335	0.0001005	237.119	65.105	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0054430	0.0022469	0.0000081	639.248	21.551	0.000
	2	0.0054430	0.0022365	0.0000081	636.266	21.551	0.000
	3	0.0054430	0.0022260	0.0000081	633.283	21.551	0.000
	4	0.0054430	0.0022155	0.0000081	630.300	21.551	0.000
	5	0.0054430	0.0022050	0.0000081	627.318	21.551	0.000
	6	0.0054430	0.0021945	0.0000081	624.335	21.551	0.000
	7	0.0054430	0.0021840	0.0000081	621.352	21.551	0.000
	8	0.0054430	0.0021736	0.0000081	618.370	21.551	0.000
	9	0.0054430	0.0021631	0.0000081	615.387	21.551	0.000
COMBO 2	1	0.0037889	0.0014376	0.0000353	408.995	15.002	0.000
	2	0.0037889	0.0013918	0.0000353	395.950	15.002	0.000
	3	0.0037889	0.0013459	0.0000353	382.904	15.002	0.000
	4	0.0037889	0.0013000	0.0000353	369.859	15.002	0.000
	5	0.0037889	0.0012542	0.0000353	356.814	15.002	0.000
	6	0.0037889	0.0012083	0.0000353	343.768	15.002	0.000
	7	0.0037889	0.0011625	0.0000353	330.723	15.002	0.000
	8	0.0037889	0.0011166	0.0000353	317.678	15.002	0.000
	9	0.0037889	0.0010708	0.0000353	304.632	15.002	0.000
COMBO 3	1	0.0037889	0.0014376	0.0000353	408.995	15.002	0.000
	2	0.0037889	0.0013918	0.0000353	395.950	15.002	0.000
	3	0.0037889	0.0013459	0.0000353	382.904	15.002	0.000
	4	0.0037889	0.0013000	0.0000353	369.859	15.002	0.000
	5	0.0037889	0.0012542	0.0000353	356.814	15.002	0.000
	6	0.0037889	0.0012083	0.0000353	343.768	15.002	0.000
	7	0.0037889	0.0011625	0.0000353	330.723	15.002	0.000
	8	0.0037889	0.0011166	0.0000353	317.678	15.002	0.000
	9	0.0037889	0.0010708	0.0000353	304.632	15.002	0.000
COMBO 4	1	0.0092652	0.0018783	0.0001005	534.377	65.105	0.000
	2	0.0092652	0.0017477	0.0001005	497.220	65.105	0.000
	3	0.0092652	0.0016171	0.0001005	460.063	65.105	0.000
	4	0.0092652	0.0014865	0.0001005	422.905	65.105	0.000
	5	0.0092652	0.0013559	0.0001005	385.748	65.105	0.000
	6	0.0092652	0.0012253	0.0001005	348.591	65.105	0.000
	7	0.0092652	0.0010947	0.0001005	311.434	65.105	0.000
	8	0.0092652	0.0009641	0.0001005	274.276	65.105	0.000
	9	0.0092652	0.0008335	0.0001005	237.119	65.105	0.000

■ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	443.073	26.101	0.000	6
	2	3.900	0	442.981	26.101	0.000	6
	3	2.600	0	442.889	26.101	0.000	6
	4	1.300	0	442.796	26.101	0.000	6
	5	0.000	0	442.704	26.101	0.000	6
	6	-1.300	0	442.612	26.101	0.000	6
	7	-2.600	0	442.519	26.101	0.000	6
	8	-3.900	0	442.427	26.101	0.000	6
	9	-5.200	0	442.335	26.101	0.000	6
	계			23906.015	1409.472	0.000	54
COMBO 2	1	5.200	0	414.980	8.816	0.000	6
	2	3.900	0	405.743	8.816	0.000	6
	3	2.600	0	396.505	8.816	0.000	6
	4	1.300	0	387.268	8.816	0.000	6
	5	0.000	0	378.031	8.816	0.000	6
	6	-1.300	0	368.793	8.816	0.000	6
	7	-2.600	0	359.556	8.816	0.000	6
	8	-3.900	0	350.318	8.816	0.000	6
	9	-5.200	0	341.081	8.816	0.000	6
	계			20413.647	476.081	0.000	54
COMBO 3	1	5.200	0	414.980	8.816	0.000	6
	2	3.900	0	405.743	8.816	0.000	6
	3	2.600	0	396.505	8.816	0.000	6
	4	1.300	0	387.268	8.816	0.000	6
	5	0.000	0	378.031	8.816	0.000	6
	6	-1.300	0	368.793	8.816	0.000	6
	7	-2.600	0	359.556	8.816	0.000	6
	8	-3.900	0	350.318	8.816	0.000	6
	9	-5.200	0	341.081	8.816	0.000	6
	계			20413.647	476.081	0.000	54
COMBO 4	1	5.200	0	534.377	65.105	0.000	6
	2	3.900	0	497.220	65.105	0.000	6
	3	2.600	0	460.063	65.105	0.000	6
	4	1.300	0	422.905	65.105	0.000	6
	5	0.000	0	385.748	65.105	0.000	6
	6	-1.300	0	348.591	65.105	0.000	6
	7	-2.600	0	311.434	65.105	0.000	6
	8	-3.900	0	274.276	65.105	0.000	6
	9	-5.200	0	237.119	65.105	0.000	6
	계			3827.412	255.425	0.000	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	639.248	21.551	0.000	6
	2	3.900	0	636.266	21.551	0.000	6
	3	2.600	0	633.283	21.551	0.000	6
	4	1.300	0	630.300	21.551	0.000	6
	5	0.000	0	627.318	21.551	0.000	6
	6	-1.300	0	624.335	21.551	0.000	6
	7	-2.600	0	621.352	21.551	0.000	6
	8	-3.900	0	618.370	21.551	0.000	6
	9	-5.200	0	615.387	21.551	0.000	6
	계			33875.153	1163.772	0.000	54
COMBO 2	1	5.200	0	408.995	15.002	0.000	6
	2	3.900	0	395.950	15.002	0.000	6
	3	2.600	0	382.904	15.002	0.000	6
	4	1.300	0	369.859	15.002	0.000	6
	5	0.000	0	356.814	15.002	0.000	6
	6	-1.300	0	343.768	15.002	0.000	6
	7	-2.600	0	330.723	15.002	0.000	6
	8	-3.900	0	317.678	15.002	0.000	6
	9	-5.200	0	304.632	15.002	0.000	6
	계			19267.938	810.107	0.000	54
COMBO 3	1	5.200	0	408.995	15.002	0.000	6
	2	3.900	0	395.950	15.002	0.000	6
	3	2.600	0	382.904	15.002	0.000	6
	4	1.300	0	369.859	15.002	0.000	6
	5	0.000	0	356.814	15.002	0.000	6
	6	-1.300	0	343.768	15.002	0.000	6
	7	-2.600	0	330.723	15.002	0.000	6
	8	-3.900	0	317.678	15.002	0.000	6
	9	-5.200	0	304.632	15.002	0.000	6
	계			19267.938	810.107	0.000	54
COMBO 4	1	5.200	0	534.377	65.105	0.000	6
	2	3.900	0	497.220	65.105	0.000	6
	3	2.600	0	460.063	65.105	0.000	6
	4	1.300	0	422.905	65.105	0.000	6
	5	0.000	0	385.748	65.105	0.000	6
	6	-1.300	0	348.591	65.105	0.000	6
	7	-2.600	0	311.434	65.105	0.000	6
	8	-3.900	0	274.276	65.105	0.000	6
	9	-5.200	0	237.119	65.105	0.000	6
	계			20830.402	3515.678	0.000	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV010

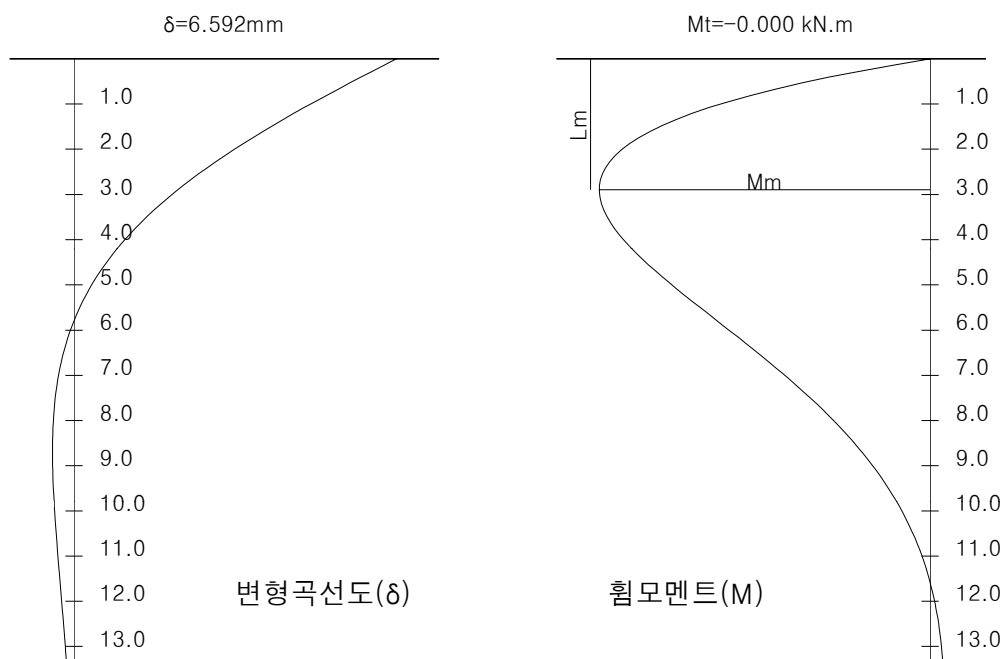
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.010 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.592 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.592 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.101	6.592	
0.893	-18.119	-14.967	5.022	
1.787	-27.605	-6.729	3.592	
2.680	-30.901	-1.036	2.380	
3.573	-30.080	2.565	1.414	
4.467	-26.800	4.546	0.689	
5.360	-22.309	5.347	0.179	
6.253	-17.485	5.347	-0.152	
7.147	-12.902	4.853	-0.342	
8.040	-8.890	4.102	-0.427	
8.933	-5.599	3.261	-0.440	
9.827	-3.056	2.442	-0.407	
10.720	-1.209	1.713	-0.350	
11.613	0.041	1.106	-0.282	
12.507	0.806	0.630	-0.214	
13.400	1.203	0.279	-0.153	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV015

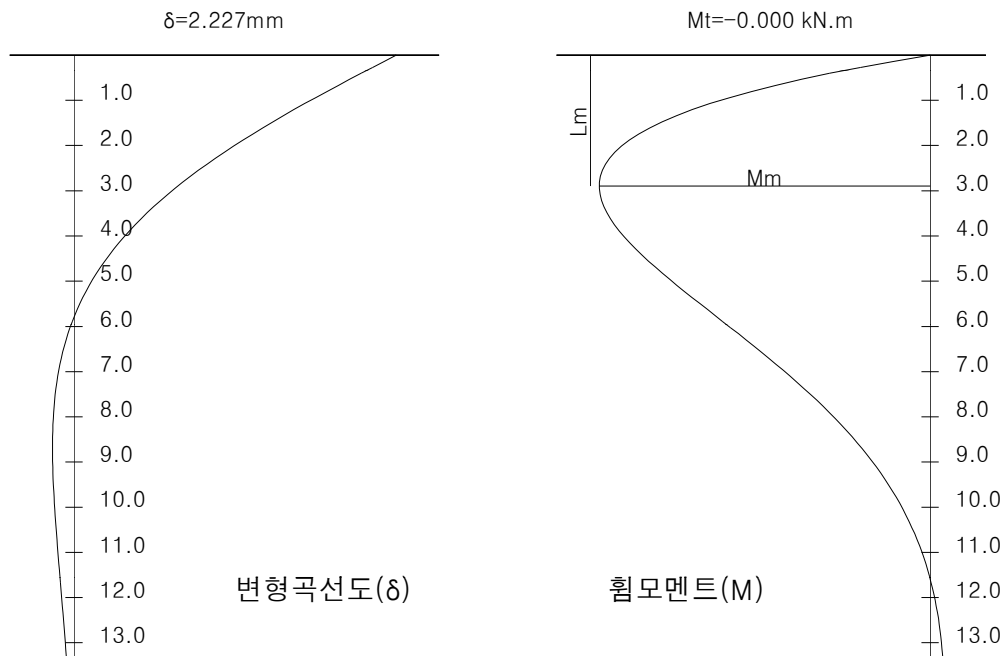
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.474 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.227 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.227 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.816	2.227	
0.893	-6.120	-5.055	1.696	
1.787	-9.324	-2.273	1.213	
2.680	-10.437	-0.350	0.804	
3.573	-10.160	0.866	0.478	
4.467	-9.052	1.536	0.233	
5.360	-7.535	1.806	0.060	
6.253	-5.906	1.806	-0.051	
7.147	-4.358	1.639	-0.115	
8.040	-3.003	1.386	-0.144	
8.933	-1.891	1.101	-0.149	
9.827	-1.032	0.825	-0.138	
10.720	-0.408	0.579	-0.118	
11.613	0.014	0.373	-0.095	
12.507	0.272	0.213	-0.072	
13.400	0.406	0.094	-0.052	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV015

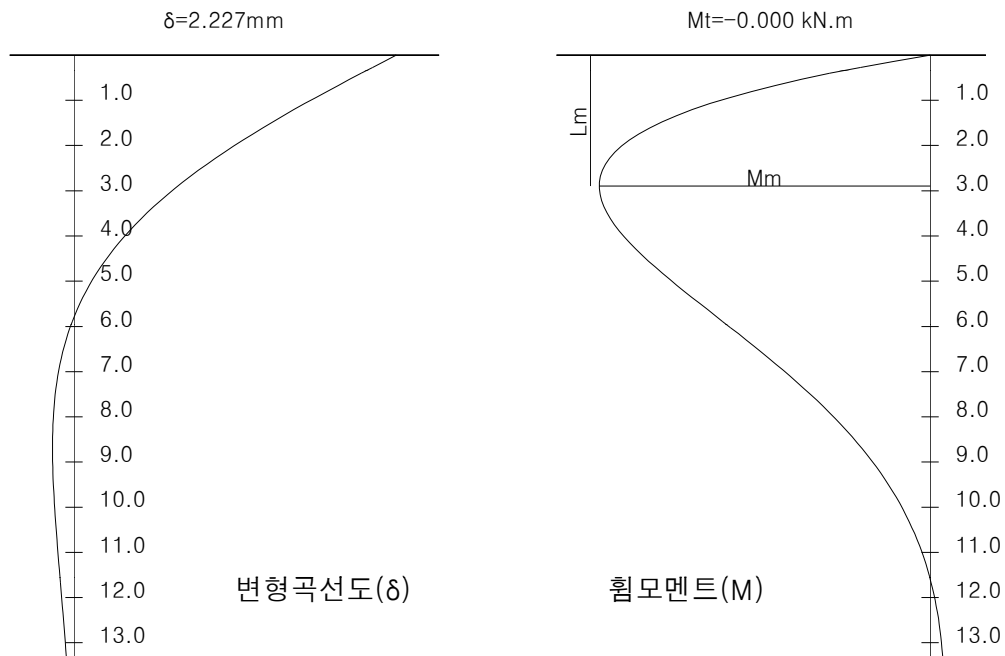
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.474 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.227 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.227 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.816	2.227	
0.893	-6.120	-5.055	1.696	
1.787	-9.324	-2.273	1.213	
2.680	-10.437	-0.350	0.804	
3.573	-10.160	0.866	0.478	
4.467	-9.052	1.536	0.233	
5.360	-7.535	1.806	0.060	
6.253	-5.906	1.806	-0.051	
7.147	-4.358	1.639	-0.115	
8.040	-3.003	1.386	-0.144	
8.933	-1.891	1.101	-0.149	
9.827	-1.032	0.825	-0.138	
10.720	-0.408	0.579	-0.118	
11.613	0.014	0.373	-0.095	
12.507	0.272	0.213	-0.072	
13.400	0.406	0.094	-0.052	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

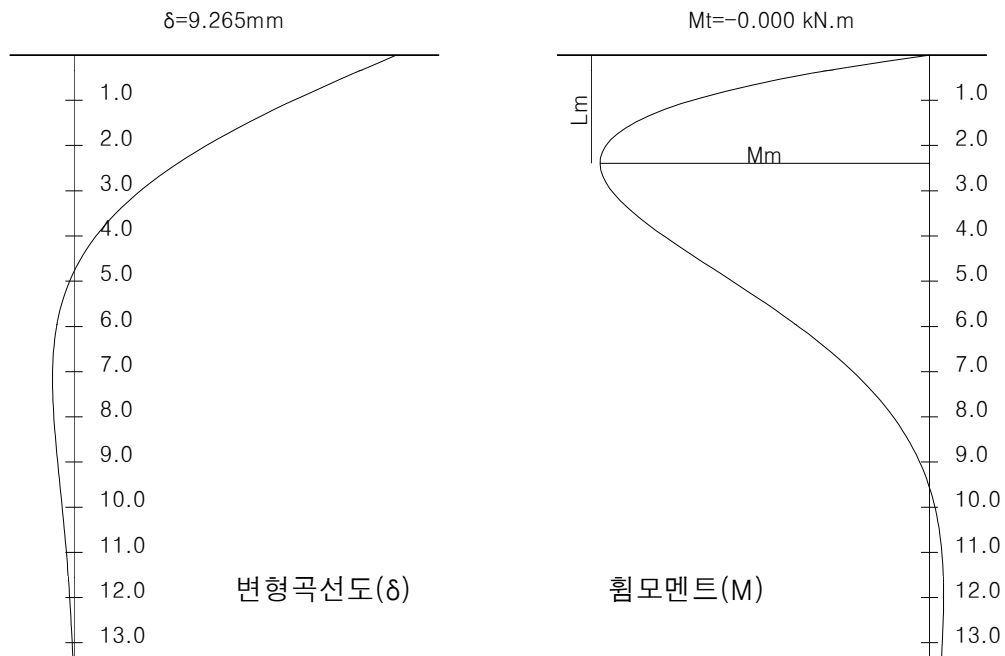
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.886 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.265 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.265 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-65.105	9.265	
0.893	-42.747	-32.425	6.613	
1.787	-61.023	-10.089	4.289	
2.680	-63.344	3.625	2.446	
3.573	-56.497	10.784	1.107	
4.467	-45.432	13.379	0.220	
5.360	-33.443	13.103	-0.301	
6.253	-22.481	11.267	-0.552	
7.147	-13.499	8.798	-0.621	
8.040	-6.770	6.295	-0.579	
8.933	-2.159	4.095	-0.482	
9.827	0.682	2.345	-0.366	
10.720	2.174	1.072	-0.254	
11.613	2.724	0.226	-0.159	
12.507	2.680	-0.274	-0.086	
13.400	2.311	-0.516	-0.035	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL002

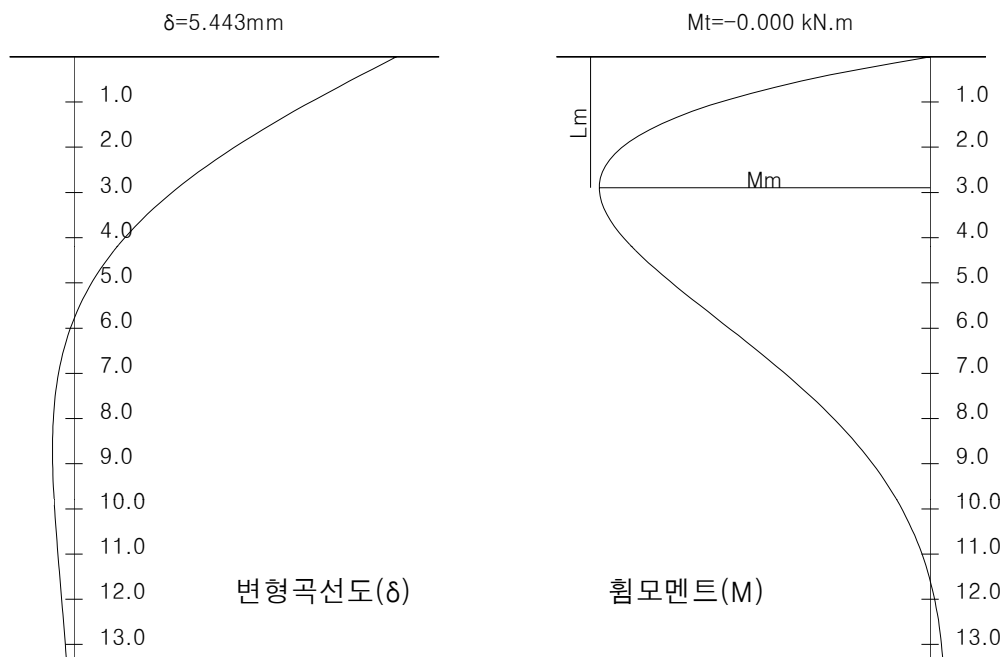
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -25.604 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.443 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.443 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-21.551	5.443	
0.893	-14.960	-12.358	4.146	
1.787	-22.793	-5.556	2.965	
2.680	-25.514	-0.856	1.965	
3.573	-24.836	2.118	1.167	
4.467	-22.128	3.754	0.569	
5.360	-18.420	4.415	0.147	
6.253	-14.437	4.415	-0.125	
7.147	-10.653	4.007	-0.282	
8.040	-7.340	3.387	-0.352	
8.933	-4.623	2.693	-0.363	
9.827	-2.524	2.017	-0.336	
10.720	-0.998	1.414	-0.289	
11.613	0.034	0.913	-0.233	
12.507	0.666	0.520	-0.177	
13.400	0.994	0.230	-0.126	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : UE015

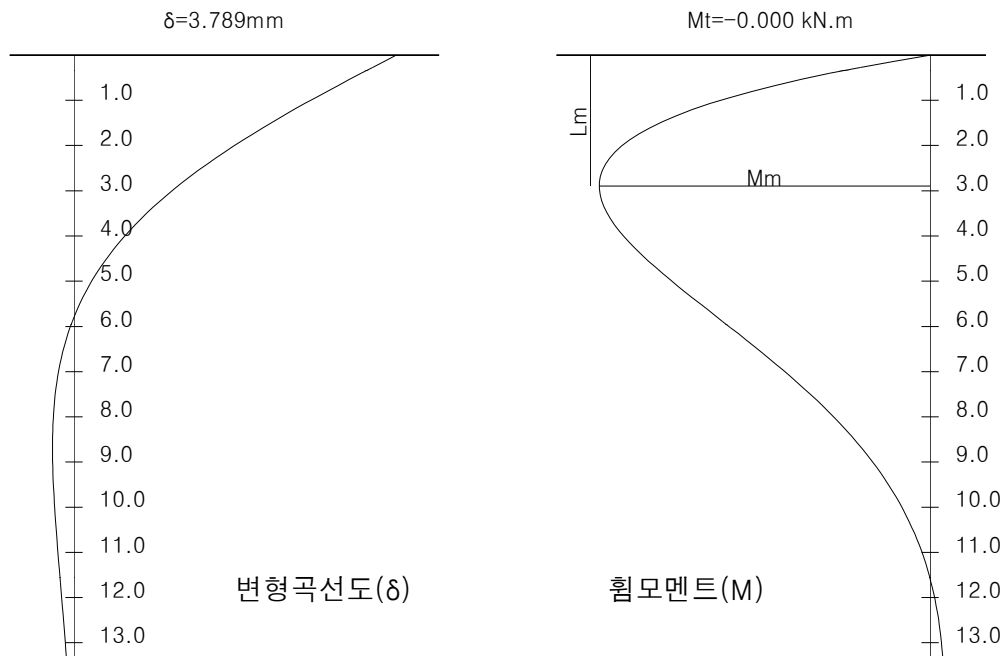
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.823 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.789 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.789 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-15.002	3.789	
0.893	-10.414	-8.602	2.886	
1.787	-15.866	-3.868	2.064	
2.680	-17.761	-0.596	1.368	
3.573	-17.289	1.474	0.813	
4.467	-15.404	2.613	0.396	
5.360	-12.822	3.073	0.103	
6.253	-10.050	3.073	-0.087	
7.147	-7.416	2.790	-0.196	
8.040	-5.110	2.358	-0.245	
8.933	-3.218	1.874	-0.253	
9.827	-1.757	1.404	-0.234	
10.720	-0.695	0.985	-0.201	
11.613	0.023	0.636	-0.162	
12.507	0.463	0.362	-0.123	
13.400	0.692	0.160	-0.088	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE015

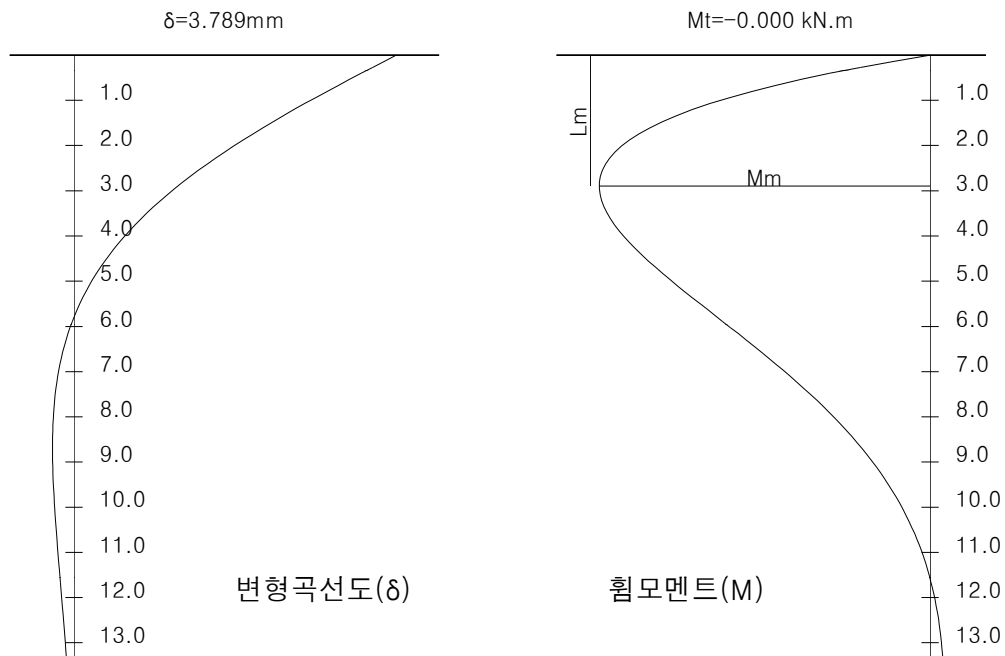
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.823 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.789 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.789 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-15.002	3.789	
0.893	-10.414	-8.602	2.886	
1.787	-15.866	-3.868	2.064	
2.680	-17.761	-0.596	1.368	
3.573	-17.289	1.474	0.813	
4.467	-15.404	2.613	0.396	
5.360	-12.822	3.073	0.103	
6.253	-10.050	3.073	-0.087	
7.147	-7.416	2.790	-0.196	
8.040	-5.110	2.358	-0.245	
8.933	-3.218	1.874	-0.253	
9.827	-1.757	1.404	-0.234	
10.720	-0.695	0.985	-0.201	
11.613	0.023	0.636	-0.162	
12.507	0.463	0.362	-0.123	
13.400	0.692	0.160	-0.088	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

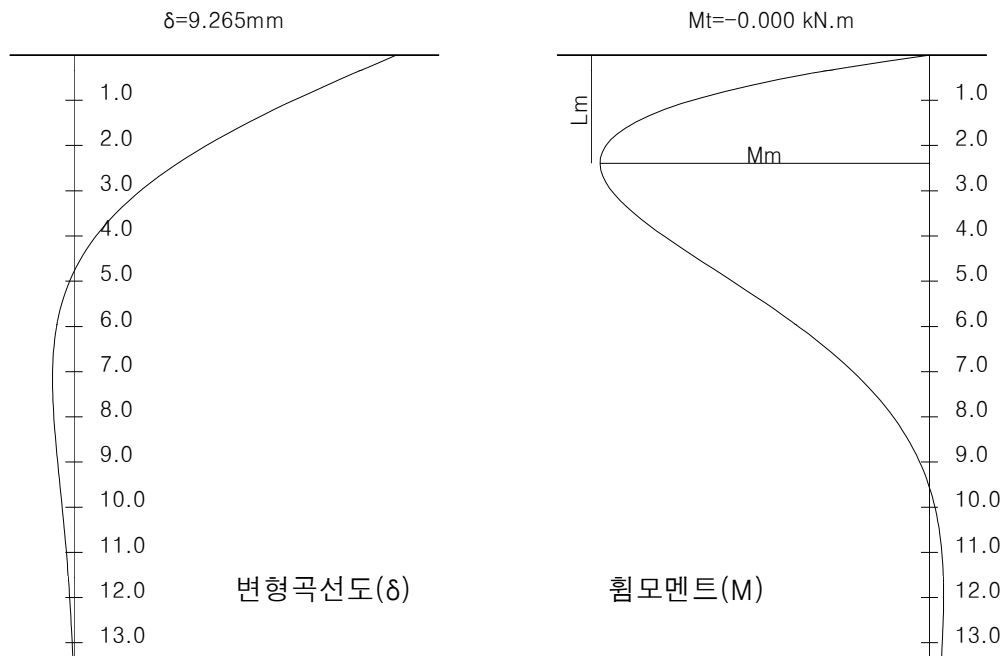
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.886 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.265 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.265 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-65.105	9.265	
0.893	-42.747	-32.425	6.613	
1.787	-61.023	-10.089	4.289	
2.680	-63.344	3.625	2.446	
3.573	-56.497	10.784	1.107	
4.467	-45.432	13.379	0.220	
5.360	-33.443	13.103	-0.301	
6.253	-22.481	11.267	-0.552	
7.147	-13.499	8.798	-0.621	
8.040	-6.770	6.295	-0.579	
8.933	-2.159	4.095	-0.482	
9.827	0.682	2.345	-0.366	
10.720	2.174	1.072	-0.254	
11.613	2.724	0.226	-0.159	
12.507	2.680	-0.274	-0.086	
13.400	2.311	-0.516	-0.035	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$R_a = 1/n \times R_u$$

$R_{a1} = 877.000 \text{ kN}$ (평상시) : 『별첨자료』 참조

$R_{a2} = 1315.500 \text{ kN}$ (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta_a = 15.000 > \delta = 6.5922 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta_a = 15.000 > \delta = 9.2652 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

$P_{a1} = 459.600 \text{ kN}$ (평상시) : 『별첨자료』 참조

$P_{a2} = 689.400 \text{ kN}$ (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	$R_a(\text{kN})$	$P_a(\text{kN})$	비 고
COMBO 1	FIX	465.082	420.326	877.000	459.600	0.K
	HINGE	443.073	442.335	877.000	459.600	0.K
COMBO 2	FIX	422.108	333.953	877.000	459.600	0.K
	HINGE	414.980	341.081	877.000	459.600	0.K
COMBO 3	FIX	422.108	333.953	877.000	459.600	0.K
	HINGE	414.980	341.081	877.000	459.600	0.K
COMBO 4	FIX	578.153	193.344	1315.500	689.400	0.K
	HINGE	534.377	237.119	1315.500	689.400	0.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 13.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.40/0.500 = 26.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

* 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

* 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 8.380 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	465.082	47.686	13.204	28.00	3.577	0.00	0.K
	HINGE	443.073	31.010	11.318	28.00	5.057	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	422.108	15.443	9.553	28.00	6.435	0.00	0.K
	HINGE	414.980	10.474	8.986	28.00	6.871	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	422.108	15.443	9.553	28.00	6.435	0.00	0.K
	HINGE	414.980	10.474	8.986	28.00	6.871	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	578.153	94.847	19.007	42.00	-0.142	-5.00	0.K
	HINGE	534.377	63.886	15.478	42.00	2.580	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

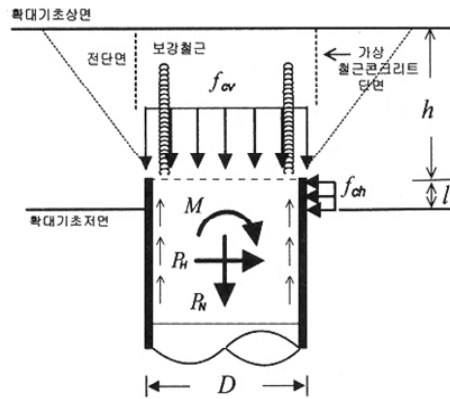
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	26.101	0.470	0.850	0.K
	HINGE	26.101	0.470	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	8.816	0.159	0.850	0.K
	HINGE	8.816	0.159	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	8.816	0.159	0.850	0.K
	HINGE	8.816	0.159	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	65.105	1.172	1.250	0.K
	HINGE	65.105	1.172	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N \max}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도 (MPa)

$P_{N \max}$: 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력 (N)

D : 말뚝의 외경 (mm)

f_{ca} : 상시, 콘크리트의 허용지압응력 = $0.25f_{ck}$ (MPa), (해설표 참고)

f_{ca}' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = $1.33 \times (0.25f_{ck})$ (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, f_{ca} (MPa)

설계기준강도 (f_{ck} , MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (f_{ca} , MPa)	상시 (f_{ca})	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (f_{ca}')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 465082.0 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 2.369 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 578152.7 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 2.945 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 8.978 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 465082.0 / \{ \pi \times (500 + 2000) \times 2000 \} \\ &= 0.030 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 578152.7 / \{ \pi \times (500 + 2000) \times 2000 \} \\ &= 0.037 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 26101.333 / (500 \times 100) \\ &= 0.522 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 65105.144 / (500 \times 100) \\ &= 1.302 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

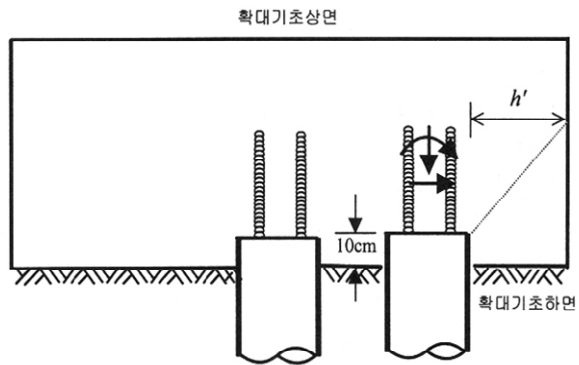
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

★ 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 26101.333 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.044 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

★ 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 65105.144 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.109 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500) \\ = 668.5 (\text{mm})$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi (0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{Nmax} = 657323.866 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : π × (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7696.9 \times 1950 \right) \\ &= 20797023.510 \text{ N} \geq P_{Nmax} = 657323.866 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

16. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

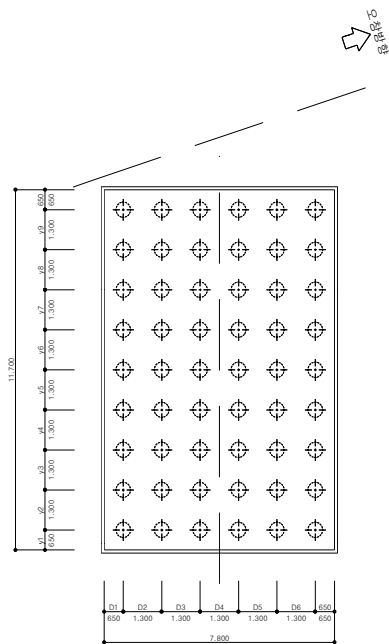
① 말뚝의 재원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	종별	길이 (m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	13.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$
콘크리트 탄성계수	$E_p = 40000.0 \text{ MPa}$
유효프리스트레스(본체)	$f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$
유효프리스트레스(두부)	$f_{ce2} = 8.38 \text{ MPa}$
콘크리트 환산단면적	$A_e = 0.1085 \text{ m}^2$
환산 단면2차모멘트	$I_e = 0.00248 \text{ m}^4$
환산 단면계수	$Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$
말뚝 머리의 평균 N치	$N = 4$
말뚝 선단의 평균 N치	$N = 50$
말뚝 선단의 근입깊이	$D_f = 1.0 \text{ m}$
원지반으로부터 돌출된 길이	$h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	23672.366	715.949	2555.381	SV021
	COMBO 2	23644.587	2080.981	10874.879	SV020
	COMBO 3	20323.795	1823.044	9591.867	SV014
	COMBO 4	19934.818	1827.442	15695.053	SV022
계수하중	COMBO 1	33191.345	1703.247	7881.173	UL003
	COMBO 2	29555.734	2601.227	13593.601	UL020
	COMBO 3	19424.297	2063.798	11075.028	UE014
	COMBO 4	19934.818	1827.442	15695.053	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &&= 0.1085 \text{ m}^2 \quad ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &&= 0.878 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &&= 284496.716 \text{ kN/m} \quad ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_O \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$\alpha = 1 \text{ (평상시)}, \quad 2 \text{ (지진시)}$$

$$E_O = 1000 \times N = 1000 \times 4 = 4000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	3.056	9089.75
3.056	3.621	4610.48
3.621	3.679	4326.22
3.679	3.684	4300.49
3.684	3.685	4298.08
3.685	3.685	4297.86
3.685	3.685	4297.83

$$K_h = 4297.83 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.271 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.271 \times 13.4000 = 3.636 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.570	18179.51
2.570	2.996	9840.07
2.996	3.039	9289.79
3.039	3.043	9239.81
3.043	3.044	9235.13
3.044	3.044	9234.70
3.044	3.044	9234.66

$$K_h = 9234.65 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.329 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.329 \times 13.4000 = 4.403 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	7918.873	14053.732	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	14590.740	21387.638	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	14590.740	21387.638	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	53767.672	65097.452	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	427619.2	758901.5
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
A_{xa}, A_{ax}	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-787900.0	-1154932.5
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	15362822.7	15362822.7
A_{ya}, A_{ay}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
A_{aa}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	175991256.5	176603064.7
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0017152	0.0015409	0.0000222	COMBO 1	0.0040994	0.0021605	0.0000631
COMBO 2	0.0050217	0.0015391	0.0000843	COMBO 2	0.0062771	0.0019238	0.0001053
COMBO 3	0.0044000	0.0013229	0.0000742	COMBO 3	0.0049833	0.0012644	0.0000852
COMBO 4	0.0025688	0.0012976	0.0001057	COMBO 4	0.0025688	0.0012976	0.0001057

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.022 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0017152	0.0016563	0.0000222	471.217	13.258	-23.832
	2	0.0017152	0.0016275	0.0000222	463.007	13.258	-23.832
	3	0.0017152	0.0015986	0.0000222	454.797	13.258	-23.832
	4	0.0017152	0.0015697	0.0000222	446.587	13.258	-23.832
	5	0.0017152	0.0015409	0.0000222	438.377	13.258	-23.832
	6	0.0017152	0.0015120	0.0000222	430.167	13.258	-23.832
	7	0.0017152	0.0014832	0.0000222	421.957	13.258	-23.832
	8	0.0017152	0.0014543	0.0000222	413.747	13.258	-23.832
	9	0.0017152	0.0014255	0.0000222	405.537	13.258	-23.832
COMBO 2	1	0.0050217	0.0019773	0.0000843	562.536	38.537	-68.739
	2	0.0050217	0.0018677	0.0000843	531.368	38.537	-68.739
	3	0.0050217	0.0017582	0.0000843	500.199	38.537	-68.739
	4	0.0050217	0.0016486	0.0000843	469.031	38.537	-68.739
	5	0.0050217	0.0015391	0.0000843	437.863	38.537	-68.739
	6	0.0050217	0.0014295	0.0000843	406.694	38.537	-68.739
	7	0.0050217	0.0013200	0.0000843	375.526	38.537	-68.739
	8	0.0050217	0.0012104	0.0000843	344.358	38.537	-68.739
	9	0.0050217	0.0011009	0.0000843	313.189	38.537	-68.739
COMBO 3	1	0.0044000	0.0017088	0.0000742	486.137	33.760	-60.209
	2	0.0044000	0.0016123	0.0000742	458.695	33.760	-60.209
	3	0.0044000	0.0015158	0.0000742	431.252	33.760	-60.209
	4	0.0044000	0.0014194	0.0000742	403.809	33.760	-60.209
	5	0.0044000	0.0013229	0.0000742	376.367	33.760	-60.209
	6	0.0044000	0.0012265	0.0000742	348.924	33.760	-60.209
	7	0.0044000	0.0011300	0.0000742	321.481	33.760	-60.209
	8	0.0044000	0.0010335	0.0000742	294.039	33.760	-60.209
	9	0.0044000	0.0009371	0.0000742	266.596	33.760	-60.209
COMBO 4	1	0.0025688	0.0018471	0.0001057	525.492	33.842	-48.062
	2	0.0025688	0.0017097	0.0001057	486.410	33.842	-48.062
	3	0.0025688	0.0015723	0.0001057	447.327	33.842	-48.062
	4	0.0025688	0.0014350	0.0001057	408.245	33.842	-48.062
	5	0.0025688	0.0012976	0.0001057	369.163	33.842	-48.062
	6	0.0025688	0.0011602	0.0001057	330.081	33.842	-48.062
	7	0.0025688	0.0010229	0.0001057	290.999	33.842	-48.062
	8	0.0025688	0.0008855	0.0001057	251.917	33.842	-48.062
	9	0.0025688	0.0007481	0.0001057	212.835	33.842	-48.062

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0040994	0.0024888	0.0000631	708.055	31.542	-56.419
	2	0.0040994	0.0024067	0.0000631	684.705	31.542	-56.419
	3	0.0040994	0.0023246	0.0000631	661.355	31.542	-56.419
	4	0.0040994	0.0022426	0.0000631	638.005	31.542	-56.419
	5	0.0040994	0.0021605	0.0000631	614.655	31.542	-56.419
	6	0.0040994	0.0020784	0.0000631	591.305	31.542	-56.419
	7	0.0040994	0.0019963	0.0000631	567.955	31.542	-56.419
	8	0.0040994	0.0019143	0.0000631	544.605	31.542	-56.419
	9	0.0040994	0.0018322	0.0000631	521.255	31.542	-56.419
COMBO 2	1	0.0062771	0.0024716	0.0001053	703.170	48.171	-85.924
	2	0.0062771	0.0023347	0.0001053	664.210	48.171	-85.924
	3	0.0062771	0.0021977	0.0001053	625.249	48.171	-85.924
	4	0.0062771	0.0020608	0.0001053	586.289	48.171	-85.924
	5	0.0062771	0.0019238	0.0001053	547.328	48.171	-85.924
	6	0.0062771	0.0017869	0.0001053	508.368	48.171	-85.924
	7	0.0062771	0.0016500	0.0001053	469.407	48.171	-85.924
	8	0.0062771	0.0015130	0.0001053	430.447	48.171	-85.924
	9	0.0062771	0.0013761	0.0001053	391.487	48.171	-85.924
COMBO 3	1	0.0049833	0.0017076	0.0000852	485.811	38.218	-68.127
	2	0.0049833	0.0015968	0.0000852	454.285	38.218	-68.127
	3	0.0049833	0.0014860	0.0000852	422.760	38.218	-68.127
	4	0.0049833	0.0013752	0.0000852	391.235	38.218	-68.127
	5	0.0049833	0.0012644	0.0000852	359.709	38.218	-68.127
	6	0.0049833	0.0011536	0.0000852	328.184	38.218	-68.127
	7	0.0049833	0.0010427	0.0000852	296.658	38.218	-68.127
	8	0.0049833	0.0009319	0.0000852	265.133	38.218	-68.127
	9	0.0049833	0.0008211	0.0000852	233.608	38.218	-68.127
COMBO 4	1	0.0025688	0.0018471	0.0001057	525.492	33.842	-48.062
	2	0.0025688	0.0017097	0.0001057	486.410	33.842	-48.062
	3	0.0025688	0.0015723	0.0001057	447.327	33.842	-48.062
	4	0.0025688	0.0014350	0.0001057	408.245	33.842	-48.062
	5	0.0025688	0.0012976	0.0001057	369.163	33.842	-48.062
	6	0.0025688	0.0011602	0.0001057	330.081	33.842	-48.062
	7	0.0025688	0.0010229	0.0001057	290.999	33.842	-48.062
	8	0.0025688	0.0008855	0.0001057	251.917	33.842	-48.062
	9	0.0025688	0.0007481	0.0001057	212.835	33.842	-48.062

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	471.217	13.258	-23.832	6
	2	3.900	0	463.007	13.258	-23.832	6
	3	2.600	0	454.797	13.258	-23.832	6
	4	1.300	0	446.587	13.258	-23.832	6
	5	0.000	0	438.377	13.258	-23.832	6
	6	-1.300	0	430.167	13.258	-23.832	6
	7	-2.600	0	421.957	13.258	-23.832	6
	8	-3.900	0	413.747	13.258	-23.832	6
	9	-5.200	0	405.537	13.258	-23.832	6
	계			23672.366	715.949	2555.381	54
COMBO 2	1	5.200	0	562.536	38.537	-68.739	6
	2	3.900	0	531.368	38.537	-68.739	6
	3	2.600	0	500.199	38.537	-68.739	6
	4	1.300	0	469.031	38.537	-68.739	6
	5	0.000	0	437.863	38.537	-68.739	6
	6	-1.300	0	406.694	38.537	-68.739	6
	7	-2.600	0	375.526	38.537	-68.739	6
	8	-3.900	0	344.358	38.537	-68.739	6
	9	-5.200	0	313.189	38.537	-68.739	6
	계			23644.587	2080.981	10874.879	54
COMBO 3	1	5.200	0	486.137	33.760	-60.209	6
	2	3.900	0	458.695	33.760	-60.209	6
	3	2.600	0	431.252	33.760	-60.209	6
	4	1.300	0	403.809	33.760	-60.209	6
	5	0.000	0	376.367	33.760	-60.209	6
	6	-1.300	0	348.924	33.760	-60.209	6
	7	-2.600	0	321.481	33.760	-60.209	6
	8	-3.900	0	294.039	33.760	-60.209	6
	9	-5.200	0	266.596	33.760	-60.209	6
	계			20323.795	1823.044	9591.867	54
COMBO 4	1	5.200	0	525.492	33.842	-48.062	6
	2	3.900	0	486.410	33.842	-48.062	6
	3	2.600	0	447.327	33.842	-48.062	6
	4	1.300	0	408.245	33.842	-48.062	6
	5	0.000	0	369.163	33.842	-48.062	6
	6	-1.300	0	330.081	33.842	-48.062	6
	7	-2.600	0	290.999	33.842	-48.062	6
	8	-3.900	0	251.917	33.842	-48.062	6
	9	-5.200	0	212.835	33.842	-48.062	6
	계			19994.818	1827.112	15605.053	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	708.055	31.542	-56.419	6
	2	3.900	0	684.705	31.542	-56.419	6
	3	2.600	0	661.355	31.542	-56.419	6
	4	1.300	0	638.005	31.542	-56.419	6
	5	0.000	0	614.655	31.542	-56.419	6
	6	-1.300	0	591.305	31.542	-56.419	6
	7	-2.600	0	567.955	31.542	-56.419	6
	8	-3.900	0	544.605	31.542	-56.419	6
	9	-5.200	0	521.255	31.542	-56.419	6
	계			33191.345	1703.247	7881.173	54
COMBO 2	1	5.200	0	703.170	48.171	-85.924	6
	2	3.900	0	664.210	48.171	-85.924	6
	3	2.600	0	625.249	48.171	-85.924	6
	4	1.300	0	586.289	48.171	-85.924	6
	5	0.000	0	547.328	48.171	-85.924	6
	6	-1.300	0	508.368	48.171	-85.924	6
	7	-2.600	0	469.407	48.171	-85.924	6
	8	-3.900	0	430.447	48.171	-85.924	6
	9	-5.200	0	391.487	48.171	-85.924	6
	계			29555.735	2601.227	13593.601	54
COMBO 3	1	5.200	0	485.811	38.218	-68.127	6
	2	3.900	0	454.285	38.218	-68.127	6
	3	2.600	0	422.760	38.218	-68.127	6
	4	1.300	0	391.235	38.218	-68.127	6
	5	0.000	0	359.709	38.218	-68.127	6
	6	-1.300	0	328.184	38.218	-68.127	6
	7	-2.600	0	296.658	38.218	-68.127	6
	8	-3.900	0	265.133	38.218	-68.127	6
	9	-5.200	0	233.608	38.218	-68.127	6
	계			19424.298	2063.798	11075.028	54
COMBO 4	1	5.200	0	525.492	33.842	-48.062	6
	2	3.900	0	486.410	33.842	-48.062	6
	3	2.600	0	447.327	33.842	-48.062	6
	4	1.300	0	408.245	33.842	-48.062	6
	5	0.000	0	369.163	33.842	-48.062	6
	6	-1.300	0	330.081	33.842	-48.062	6
	7	-2.600	0	290.999	33.842	-48.062	6
	8	-3.900	0	251.917	33.842	-48.062	6
	9	-5.200	0	212.835	33.842	-48.062	6
	계			19934.818	1827.442	15695.053	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV021

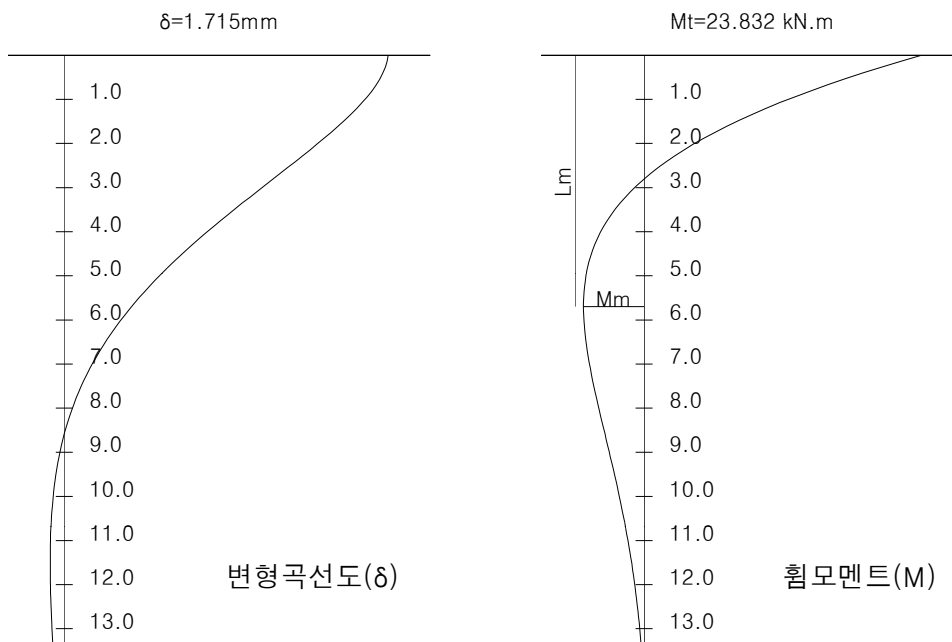
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.205 kN.m, 5.698 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.715 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.715 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	23.832	-13.258	1.715	
0.893	13.441	-10.039	1.614	
1.787	5.802	-7.130	1.403	
2.680	0.563	-4.682	1.144	
3.573	-2.715	-2.742	0.879	
4.467	-4.483	-1.295	0.634	
5.360	-5.159	-0.284	0.425	
6.253	-5.099	0.365	0.257	
7.147	-4.592	0.730	0.130	
8.040	-3.856	0.888	0.040	
8.933	-3.047	0.903	-0.019	
9.827	-2.268	0.830	-0.054	
10.720	-1.579	0.708	-0.070	
11.613	-1.009	0.567	-0.074	
12.507	-0.565	0.428	-0.069	
13.400	-0.240	0.303	-0.060	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV020

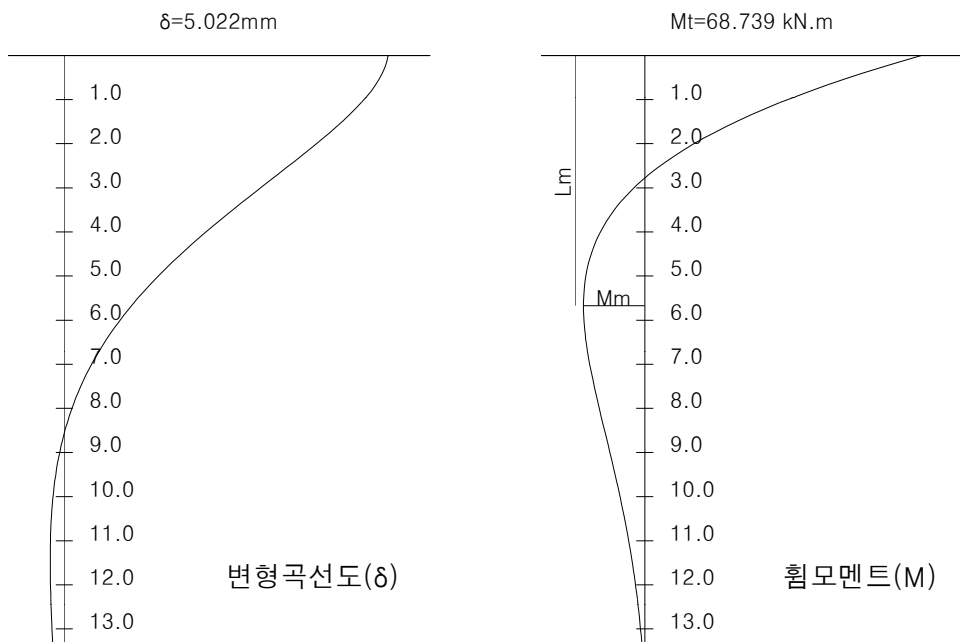
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.247 kN.m, 5.671 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.022 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.022 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	68.739	-38.537	5.022	
0.893	38.562	-29.125	4.713	
1.787	16.422	-20.643	4.088	
2.680	1.274	-13.516	3.326	
3.573	-8.172	-7.880	2.550	
4.467	-13.235	-3.683	1.837	
5.360	-15.132	-0.759	1.229	
6.253	-14.904	1.112	0.741	
7.147	-13.390	2.161	0.372	
8.040	-11.222	2.608	0.110	
8.933	-8.852	2.643	-0.061	
9.827	-6.576	2.420	-0.161	
10.720	-4.568	2.060	-0.207	
11.613	-2.910	1.648	-0.217	
12.507	-1.621	1.243	-0.203	
13.400	-0.677	0.878	-0.175	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV014

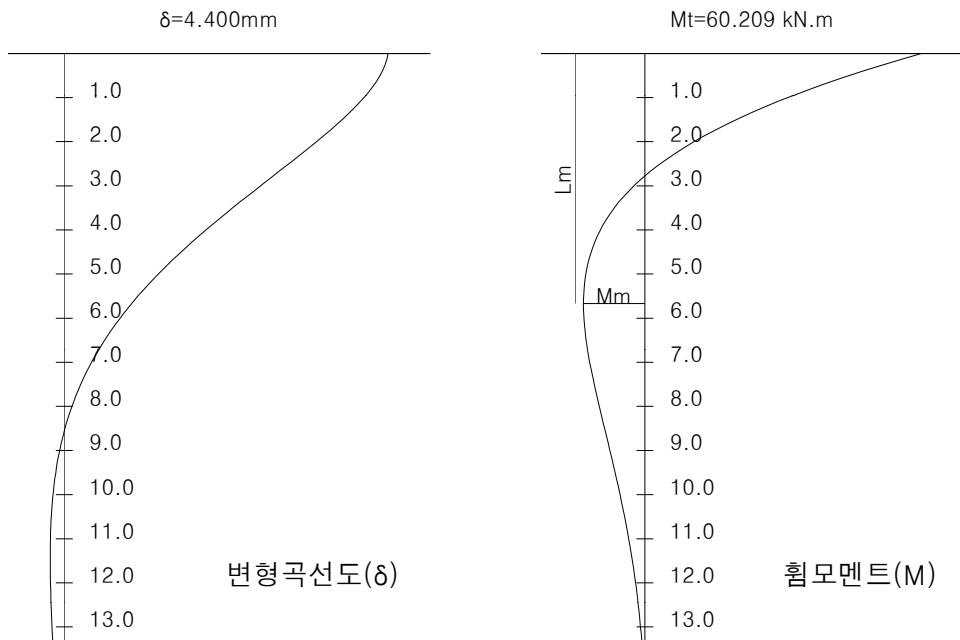
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.359 kN.m, 5.670 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.400 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.400 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	60.209	-33.760	4.400	
0.893	33.773	-25.514	4.129	
1.787	14.378	-18.083	3.582	
2.680	1.109	-11.839	2.914	
3.573	-7.164	-6.902	2.234	
4.467	-11.598	-3.225	1.609	
5.360	-13.259	-0.663	1.076	
6.253	-13.059	0.975	0.649	
7.147	-11.731	1.894	0.326	
8.040	-9.831	2.285	0.097	
8.933	-7.755	2.316	-0.053	
9.827	-5.761	2.121	-0.141	
10.720	-4.001	1.805	-0.182	
11.613	-2.549	1.444	-0.190	
12.507	-1.420	1.089	-0.178	
13.400	-0.593	0.769	-0.154	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

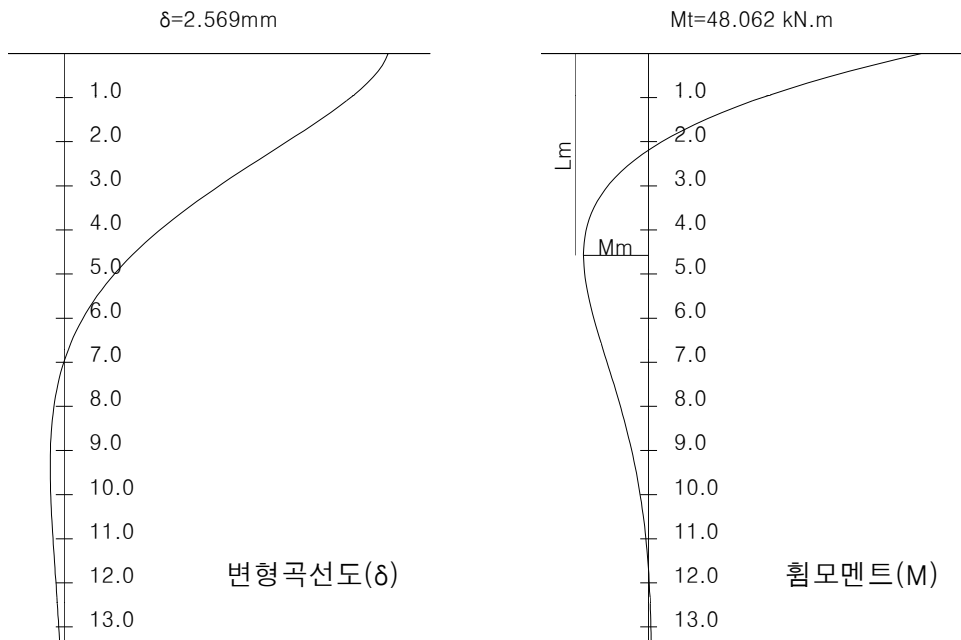
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.470 kN.m, 4.578 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.569 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.569 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	48.062	-33.842	2.569	
0.893	22.453	-23.667	2.318	
1.787	5.330	-14.970	1.881	
2.680	-4.875	-8.211	1.396	
3.573	-9.923	-3.398	0.948	
4.467	-11.454	-0.286	0.576	
5.360	-10.834	1.481	0.296	
6.253	-9.098	2.273	0.102	
7.147	-6.963	2.422	-0.019	
8.040	-4.882	2.193	-0.084	
8.933	-3.098	1.784	-0.109	
9.827	-1.708	1.328	-0.109	
10.720	-0.716	0.903	-0.095	
11.613	-0.072	0.551	-0.075	
12.507	0.295	0.285	-0.054	
13.400	0.461	0.100	-0.036	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL003

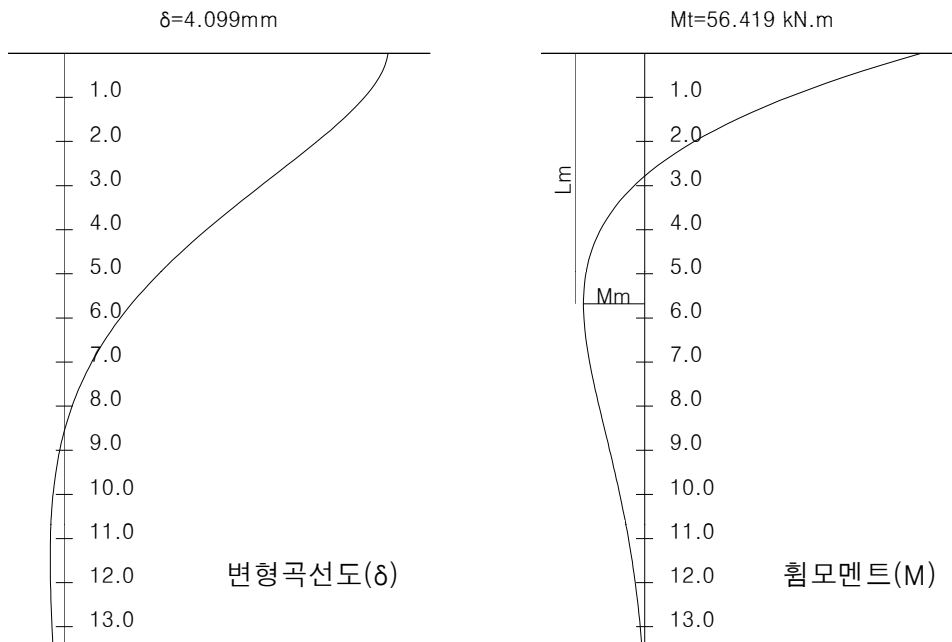
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.444 kN.m, 5.681 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.099 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.099 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	56.419	-31.542	4.099	
0.893	31.711	-23.854	3.851	
1.787	13.572	-16.920	3.343	
2.680	1.150	-11.090	2.722	
3.573	-6.606	-6.476	2.088	
4.467	-10.772	-3.038	1.506	
5.360	-12.344	-0.641	1.008	
6.253	-12.174	0.895	0.608	
7.147	-10.946	1.758	0.306	
8.040	-9.180	2.127	0.092	
8.933	-7.246	2.158	-0.048	
9.827	-5.387	1.978	-0.130	
10.720	-3.745	1.685	-0.169	
11.613	-2.389	1.349	-0.177	
12.507	-1.333	1.018	-0.166	
13.400	-0.560	0.720	-0.143	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : UL020

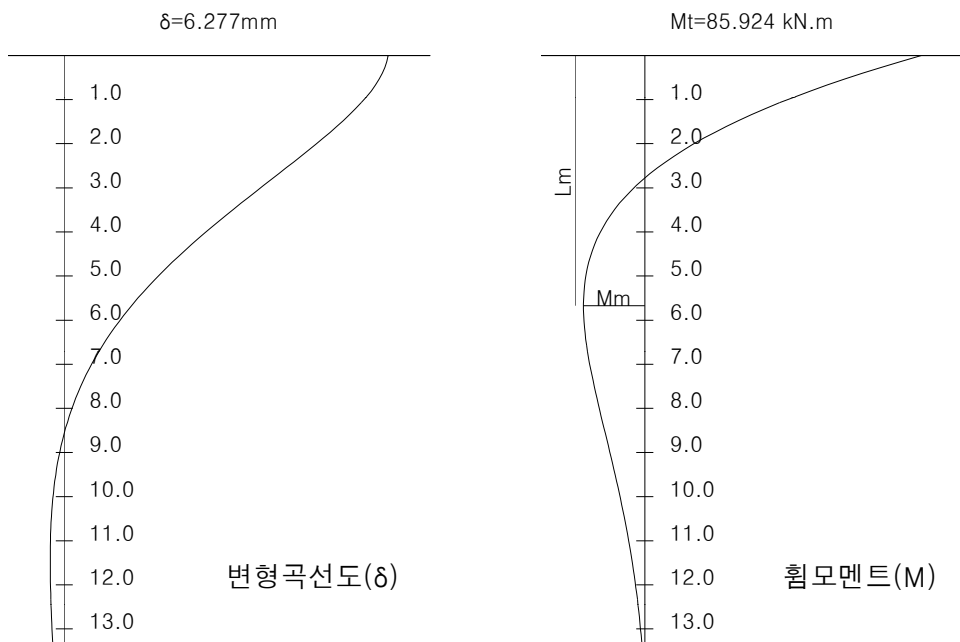
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.058 kN.m, 5.671 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.277 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.277 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	85.924	-48.171	6.277	
0.893	48.202	-36.406	5.891	
1.787	20.528	-25.804	5.110	
2.680	1.592	-16.895	4.158	
3.573	-10.215	-9.850	3.188	
4.467	-16.544	-4.604	2.297	
5.360	-18.915	-0.948	1.536	
6.253	-18.630	1.390	0.926	
7.147	-16.737	2.702	0.465	
8.040	-14.027	3.260	0.138	
8.933	-11.065	3.304	-0.076	
9.827	-8.220	3.026	-0.201	
10.720	-5.710	2.575	-0.259	
11.613	-3.638	2.060	-0.271	
12.507	-2.026	1.553	-0.253	
13.400	-0.847	1.098	-0.219	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE014

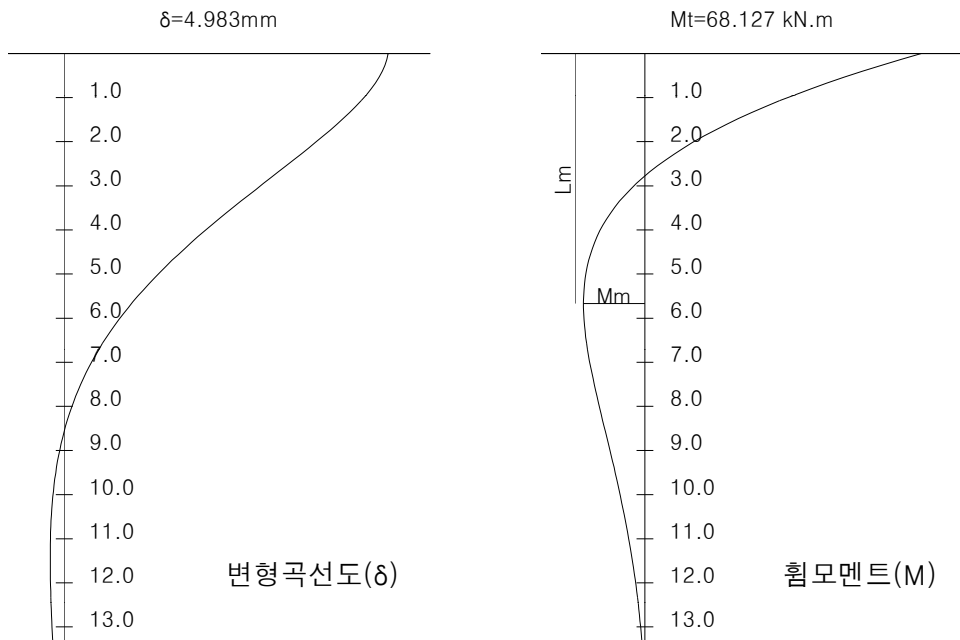
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.131 kN.m, 5.669 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.983 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.983 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	68.127	-38.218	4.983	
0.893	38.201	-28.880	4.676	
1.787	16.249	-20.465	4.055	
2.680	1.233	-13.396	3.299	
3.573	-8.128	-7.807	2.529	
4.467	-13.143	-3.646	1.822	
5.360	-15.018	-0.747	1.218	
6.253	-14.788	1.107	0.734	
7.147	-13.283	2.147	0.368	
8.040	-11.130	2.589	0.109	
8.933	-8.778	2.622	-0.061	
9.827	-6.520	2.401	-0.160	
10.720	-4.528	2.043	-0.206	
11.613	-2.884	1.635	-0.215	
12.507	-1.606	1.232	-0.201	
13.400	-0.670	0.871	-0.174	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

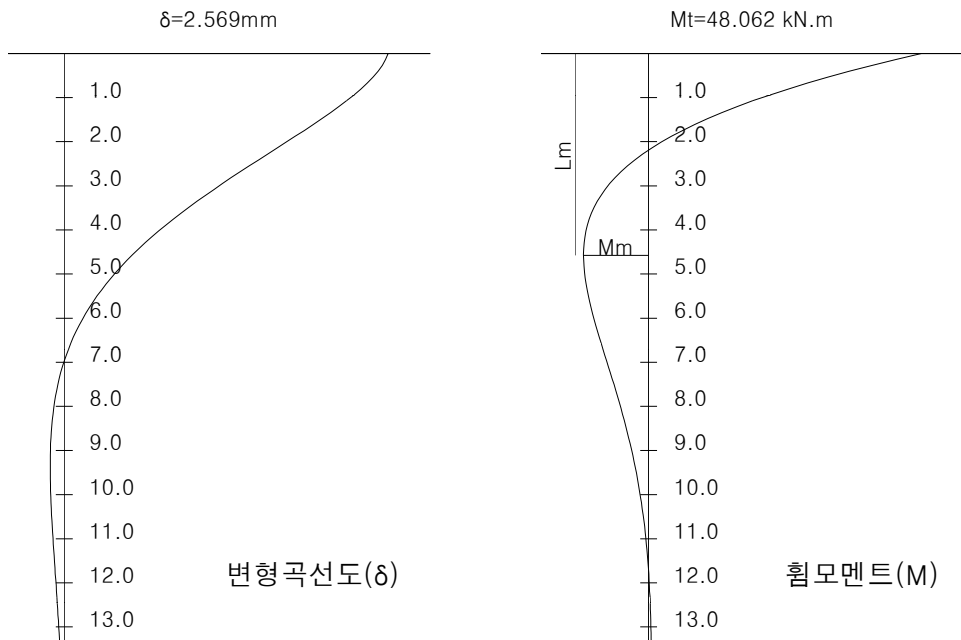
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.470 kN.m, 4.578 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.569 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.569 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	48.062	-33.842	2.569	
0.893	22.453	-23.667	2.318	
1.787	5.330	-14.970	1.881	
2.680	-4.875	-8.211	1.396	
3.573	-9.923	-3.398	0.948	
4.467	-11.454	-0.286	0.576	
5.360	-10.834	1.481	0.296	
6.253	-9.098	2.273	0.102	
7.147	-6.963	2.422	-0.019	
8.040	-4.882	2.193	-0.084	
8.933	-3.098	1.784	-0.109	
9.827	-1.708	1.328	-0.109	
10.720	-0.716	0.903	-0.095	
11.613	-0.072	0.551	-0.075	
12.507	0.295	0.285	-0.054	
13.400	0.461	0.100	-0.036	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	3959.437	7026.866	$2EI \beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	213809.6	379450.8
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
A_{xa}, A_{ax}	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0	0.0
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	15362822.7	15362822.7
A_{ya}, A_{ay}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
A_{aa}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	173087802.3	173087802.3
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0033485	0.0015409	0.0000148	COMBO 1	0.0079662	0.0021605	0.0000455
COMBO 2	0.0097329	0.0015391	0.0000628	COMBO 2	0.0121661	0.0019238	0.0000785
COMBO 3	0.0085265	0.0013229	0.0000554	COMBO 3	0.0096525	0.0012644	0.0000640
COMBO 4	0.0048160	0.0012976	0.0000907	COMBO 4	0.0048160	0.0012976	0.0000907

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 9.733 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 0.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0033485	0.0016177	0.0000148	460.218	13.258	0.000
	2	0.0033485	0.0015985	0.0000148	454.758	13.258	0.000
	3	0.0033485	0.0015793	0.0000148	449.298	13.258	0.000
	4	0.0033485	0.0015601	0.0000148	443.837	13.258	0.000
	5	0.0033485	0.0015409	0.0000148	438.377	13.258	0.000
	6	0.0033485	0.0015217	0.0000148	432.917	13.258	0.000
	7	0.0033485	0.0015025	0.0000148	427.457	13.258	0.000
	8	0.0033485	0.0014833	0.0000148	421.997	13.258	0.000
	9	0.0033485	0.0014641	0.0000148	416.536	13.258	0.000
COMBO 2	1	0.0097329	0.0018658	0.0000628	530.810	38.537	0.000
	2	0.0097329	0.0017841	0.0000628	507.573	38.537	0.000
	3	0.0097329	0.0017024	0.0000628	484.337	38.537	0.000
	4	0.0097329	0.0016208	0.0000628	461.100	38.537	0.000
	5	0.0097329	0.0015391	0.0000628	437.863	38.537	0.000
	6	0.0097329	0.0014574	0.0000628	414.626	38.537	0.000
	7	0.0097329	0.0013757	0.0000628	391.389	38.537	0.000
	8	0.0097329	0.0012940	0.0000628	368.152	38.537	0.000
	9	0.0097329	0.0012124	0.0000628	344.915	38.537	0.000
COMBO 3	1	0.0085265	0.0016111	0.0000554	458.348	33.760	0.000
	2	0.0085265	0.0015390	0.0000554	437.853	33.760	0.000
	3	0.0085265	0.0014670	0.0000554	417.357	33.760	0.000
	4	0.0085265	0.0013950	0.0000554	396.862	33.760	0.000
	5	0.0085265	0.0013229	0.0000554	376.367	33.760	0.000
	6	0.0085265	0.0012509	0.0000554	355.871	33.760	0.000
	7	0.0085265	0.0011788	0.0000554	335.376	33.760	0.000
	8	0.0085265	0.0011068	0.0000554	314.880	33.760	0.000
	9	0.0085265	0.0010348	0.0000554	294.385	33.760	0.000
COMBO 4	1	0.0048160	0.0017691	0.0000907	503.309	33.842	0.000
	2	0.0048160	0.0016512	0.0000907	469.773	33.842	0.000
	3	0.0048160	0.0015334	0.0000907	436.236	33.842	0.000
	4	0.0048160	0.0014155	0.0000907	402.700	33.842	0.000
	5	0.0048160	0.0012976	0.0000907	369.163	33.842	0.000
	6	0.0048160	0.0011797	0.0000907	335.627	33.842	0.000
	7	0.0048160	0.0010618	0.0000907	302.090	33.842	0.000
	8	0.0048160	0.0009440	0.0000907	268.554	33.842	0.000
	9	0.0048160	0.0008261	0.0000907	235.018	33.842	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0079662	0.0023973	0.0000455	682.015	31.542	0.000
	2	0.0079662	0.0023381	0.0000455	665.175	31.542	0.000
	3	0.0079662	0.0022789	0.0000455	648.335	31.542	0.000
	4	0.0079662	0.0022197	0.0000455	631.495	31.542	0.000
	5	0.0079662	0.0021605	0.0000455	614.655	31.542	0.000
	6	0.0079662	0.0021013	0.0000455	597.814	31.542	0.000
	7	0.0079662	0.0020421	0.0000455	580.974	31.542	0.000
	8	0.0079662	0.0019829	0.0000455	564.134	31.542	0.000
	9	0.0079662	0.0019237	0.0000455	547.294	31.542	0.000
COMBO 2	1	0.0121661	0.0023322	0.0000785	663.513	48.171	0.000
	2	0.0121661	0.0022301	0.0000785	634.467	48.171	0.000
	3	0.0121661	0.0021280	0.0000785	605.421	48.171	0.000
	4	0.0121661	0.0020259	0.0000785	576.375	48.171	0.000
	5	0.0121661	0.0019238	0.0000785	547.328	48.171	0.000
	6	0.0121661	0.0018218	0.0000785	518.282	48.171	0.000
	7	0.0121661	0.0017197	0.0000785	489.236	48.171	0.000
	8	0.0121661	0.0016176	0.0000785	460.190	48.171	0.000
	9	0.0121661	0.0015155	0.0000785	431.144	48.171	0.000
COMBO 3	1	0.0096525	0.0015971	0.0000640	454.368	38.218	0.000
	2	0.0096525	0.0015139	0.0000640	430.703	38.218	0.000
	3	0.0096525	0.0014307	0.0000640	407.038	38.218	0.000
	4	0.0096525	0.0013476	0.0000640	383.374	38.218	0.000
	5	0.0096525	0.0012644	0.0000640	359.709	38.218	0.000
	6	0.0096525	0.0011812	0.0000640	336.045	38.218	0.000
	7	0.0096525	0.0010980	0.0000640	312.380	38.218	0.000
	8	0.0096525	0.0010148	0.0000640	288.715	38.218	0.000
	9	0.0096525	0.0009316	0.0000640	265.051	38.218	0.000
COMBO 4	1	0.0048160	0.0017691	0.0000907	503.309	33.842	0.000
	2	0.0048160	0.0016512	0.0000907	469.773	33.842	0.000
	3	0.0048160	0.0015334	0.0000907	436.236	33.842	0.000
	4	0.0048160	0.0014155	0.0000907	402.700	33.842	0.000
	5	0.0048160	0.0012976	0.0000907	369.163	33.842	0.000
	6	0.0048160	0.0011797	0.0000907	335.627	33.842	0.000
	7	0.0048160	0.0010618	0.0000907	302.090	33.842	0.000
	8	0.0048160	0.0009440	0.0000907	268.554	33.842	0.000
	9	0.0048160	0.0008261	0.0000907	235.018	33.842	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	460.218	13.258	0.000	6
	2	3.900	0	454.758	13.258	0.000	6
	3	2.600	0	449.298	13.258	0.000	6
	4	1.300	0	443.837	13.258	0.000	6
	5	0.000	0	438.377	13.258	0.000	6
	6	-1.300	0	432.917	13.258	0.000	6
	7	-2.600	0	427.457	13.258	0.000	6
	8	-3.900	0	421.997	13.258	0.000	6
	9	-5.200	0	416.536	13.258	0.000	6
	계			23672.366	715.949	0.000	54
COMBO 2	1	5.200	0	530.810	38.537	0.000	6
	2	3.900	0	507.573	38.537	0.000	6
	3	2.600	0	484.337	38.537	0.000	6
	4	1.300	0	461.100	38.537	0.000	6
	5	0.000	0	437.863	38.537	0.000	6
	6	-1.300	0	414.626	38.537	0.000	6
	7	-2.600	0	391.389	38.537	0.000	6
	8	-3.900	0	368.152	38.537	0.000	6
	9	-5.200	0	344.915	38.537	0.000	6
	계			23644.587	2080.981	0.000	54
COMBO 3	1	5.200	0	458.348	33.760	0.000	6
	2	3.900	0	437.853	33.760	0.000	6
	3	2.600	0	417.357	33.760	0.000	6
	4	1.300	0	396.862	33.760	0.000	6
	5	0.000	0	376.367	33.760	0.000	6
	6	-1.300	0	355.871	33.760	0.000	6
	7	-2.600	0	335.376	33.760	0.000	6
	8	-3.900	0	314.880	33.760	0.000	6
	9	-5.200	0	294.385	33.760	0.000	6
	계			20323.795	1823.044	0.000	54
COMBO 4	1	5.200	0	503.309	33.842	0.000	6
	2	3.900	0	469.773	33.842	0.000	6
	3	2.600	0	436.236	33.842	0.000	6
	4	1.300	0	402.700	33.842	0.000	6
	5	0.000	0	369.163	33.842	0.000	6
	6	-1.300	0	335.627	33.842	0.000	6
	7	-2.600	0	302.090	33.842	0.000	6
	8	-3.900	0	268.554	33.842	0.000	6
	9	-5.200	0	235.018	33.842	0.000	6
	계			19994.818	1827.112	0.000	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	682.015	31.542	0.000	6
	2	3.900	0	665.175	31.542	0.000	6
	3	2.600	0	648.335	31.542	0.000	6
	4	1.300	0	631.495	31.542	0.000	6
	5	0.000	0	614.655	31.542	0.000	6
	6	-1.300	0	597.814	31.542	0.000	6
	7	-2.600	0	580.974	31.542	0.000	6
	8	-3.900	0	564.134	31.542	0.000	6
	9	-5.200	0	547.294	31.542	0.000	6
	계			33191.345	1703.247	0.000	54
COMBO 2	1	5.200	0	663.513	48.171	0.000	6
	2	3.900	0	634.467	48.171	0.000	6
	3	2.600	0	605.421	48.171	0.000	6
	4	1.300	0	576.375	48.171	0.000	6
	5	0.000	0	547.328	48.171	0.000	6
	6	-1.300	0	518.282	48.171	0.000	6
	7	-2.600	0	489.236	48.171	0.000	6
	8	-3.900	0	460.190	48.171	0.000	6
	9	-5.200	0	431.144	48.171	0.000	6
	계			29555.735	2601.227	0.000	54
COMBO 3	1	5.200	0	454.368	38.218	0.000	6
	2	3.900	0	430.703	38.218	0.000	6
	3	2.600	0	407.038	38.218	0.000	6
	4	1.300	0	383.374	38.218	0.000	6
	5	0.000	0	359.709	38.218	0.000	6
	6	-1.300	0	336.045	38.218	0.000	6
	7	-2.600	0	312.380	38.218	0.000	6
	8	-3.900	0	288.715	38.218	0.000	6
	9	-5.200	0	265.051	38.218	0.000	6
	계			19424.298	2063.798	0.000	54
COMBO 4	1	5.200	0	503.309	33.842	0.000	6
	2	3.900	0	469.773	33.842	0.000	6
	3	2.600	0	436.236	33.842	0.000	6
	4	1.300	0	402.700	33.842	0.000	6
	5	0.000	0	369.163	33.842	0.000	6
	6	-1.300	0	335.627	33.842	0.000	6
	7	-2.600	0	302.090	33.842	0.000	6
	8	-3.900	0	268.554	33.842	0.000	6
	9	-5.200	0	235.018	33.842	0.000	6
	계			19934.818	1827.442	0.000	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV021

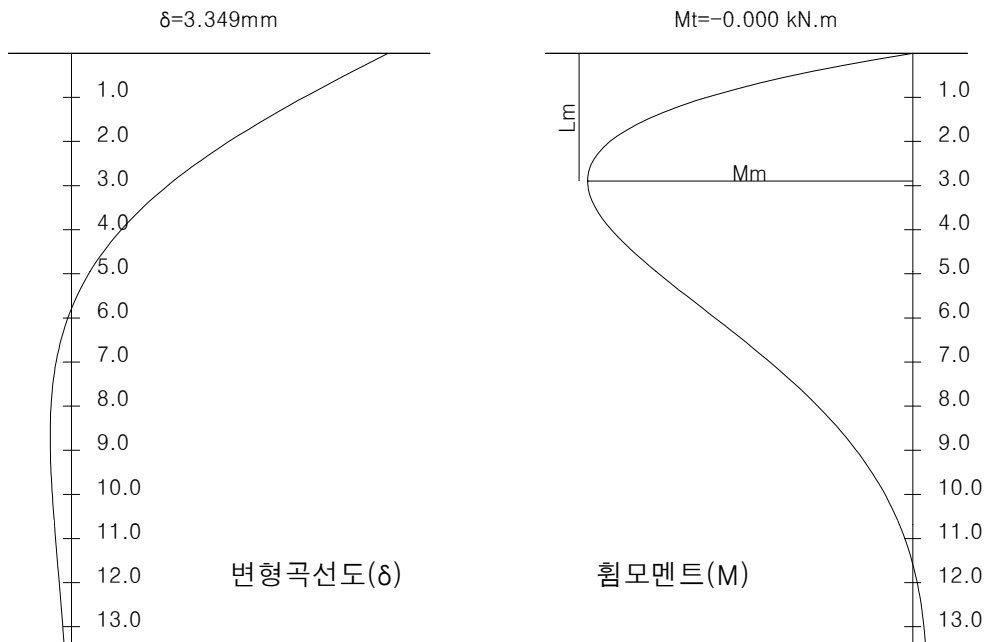
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.752 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.349 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.349 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.258	3.349	
0.893	-9.204	-7.602	2.551	
1.787	-14.022	-3.418	1.824	
2.680	-15.696	-0.526	1.209	
3.573	-15.279	1.303	0.718	
4.467	-13.613	2.309	0.350	
5.360	-11.332	2.716	0.091	
6.253	-8.882	2.716	-0.077	
7.147	-6.554	2.465	-0.173	
8.040	-4.516	2.084	-0.217	
8.933	-2.844	1.656	-0.223	
9.827	-1.553	1.241	-0.207	
10.720	-0.614	0.870	-0.178	
11.613	0.021	0.562	-0.143	
12.507	0.410	0.320	-0.109	
13.400	0.611	0.142	-0.078	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV020

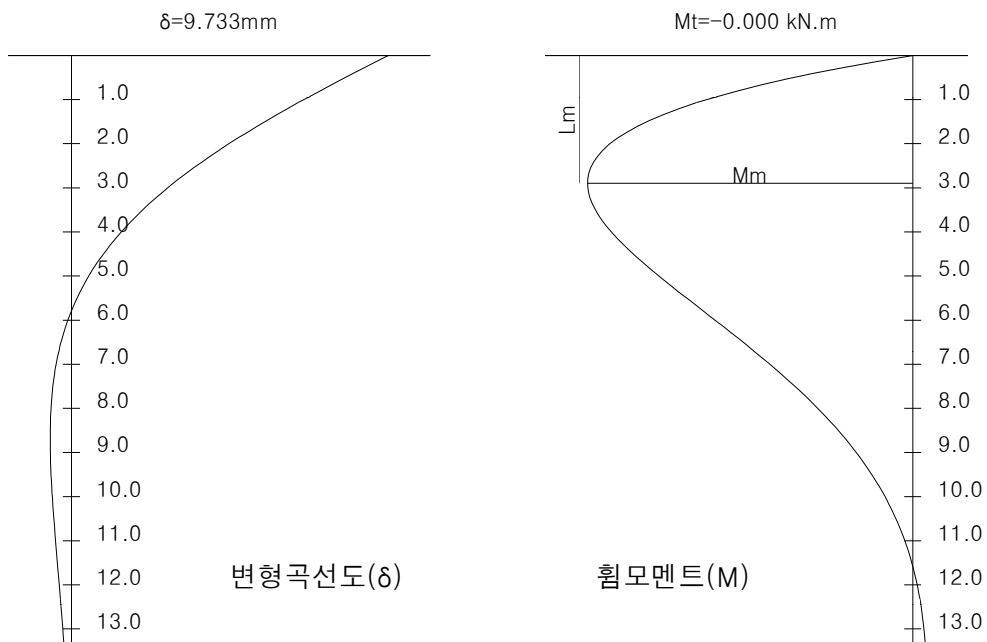
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.784 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.733 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.733 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-38.537	9.733	
0.893	-26.751	-22.097	7.414	
1.787	-40.757	-9.936	5.303	
2.680	-45.623	-1.530	3.513	
3.573	-44.411	3.787	2.087	
4.467	-39.569	6.712	1.017	
5.360	-32.937	7.894	0.264	
6.253	-25.815	7.894	-0.224	
7.147	-19.049	7.166	-0.504	
8.040	-13.125	6.056	-0.630	
8.933	-8.267	4.815	-0.649	
9.827	-4.513	3.606	-0.601	
10.720	-1.785	2.529	-0.516	
11.613	0.060	1.633	-0.416	
12.507	1.190	0.930	-0.316	
13.400	1.777	0.412	-0.226	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV014

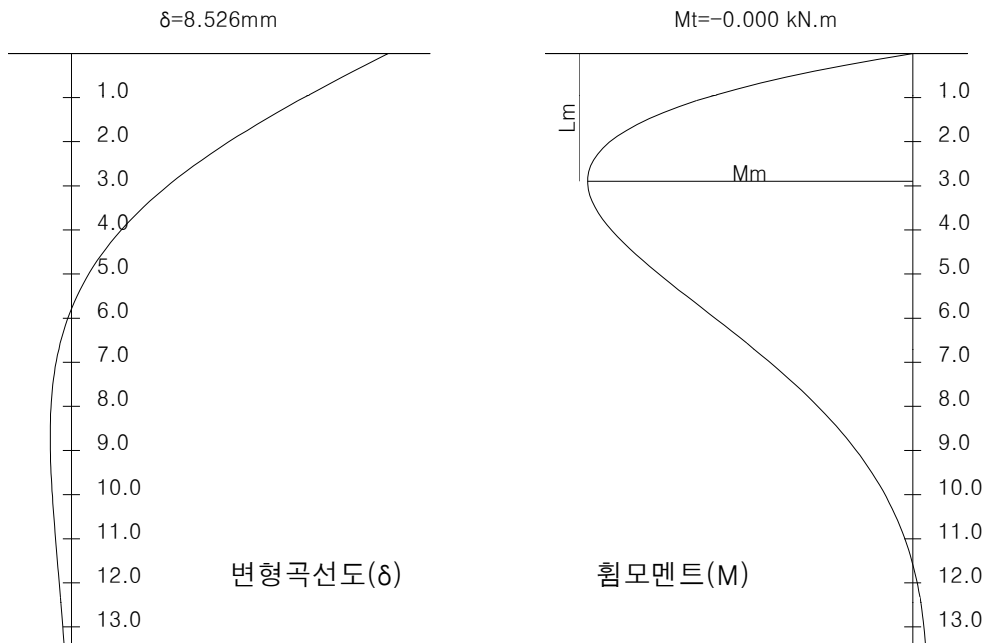
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.109 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.526 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.526 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.760	8.526	
0.893	-23.435	-19.358	6.495	
1.787	-35.705	-8.704	4.645	
2.680	-39.968	-1.341	3.078	
3.573	-38.906	3.318	1.829	
4.467	-34.664	5.880	0.891	
5.360	-28.854	6.916	0.231	
6.253	-22.616	6.915	-0.197	
7.147	-16.688	6.278	-0.442	
8.040	-11.498	5.306	-0.552	
8.933	-7.242	4.218	-0.569	
9.827	-3.953	3.159	-0.527	
10.720	-1.563	2.216	-0.452	
11.613	0.053	1.430	-0.365	
12.507	1.043	0.815	-0.277	
13.400	1.556	0.361	-0.198	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

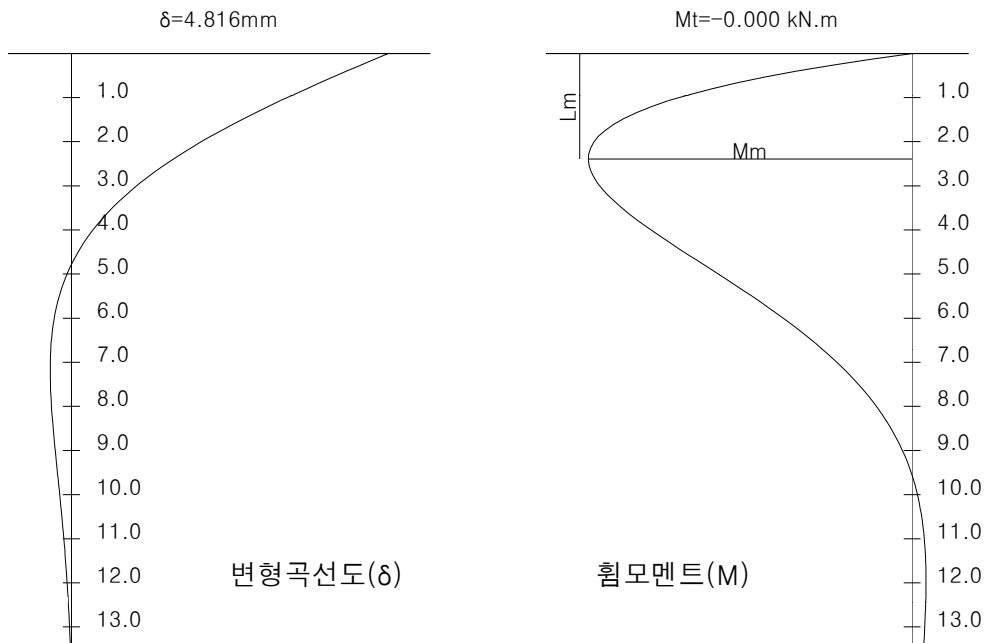
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.208 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.816 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.816 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.842	4.816	
0.893	-22.220	-16.854	3.437	
1.787	-31.719	-5.244	2.229	
2.680	-32.926	1.884	1.271	
3.573	-29.367	5.606	0.575	
4.467	-23.616	6.955	0.114	
5.360	-17.384	6.811	-0.157	
6.253	-11.686	5.856	-0.287	
7.147	-7.017	4.573	-0.323	
8.040	-3.519	3.272	-0.301	
8.933	-1.122	2.129	-0.250	
9.827	0.354	1.219	-0.190	
10.720	1.130	0.557	-0.132	
11.613	1.416	0.117	-0.083	
12.507	1.393	-0.142	-0.045	
13.400	1.201	-0.268	-0.018	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉞ COMBO 1 : UL003

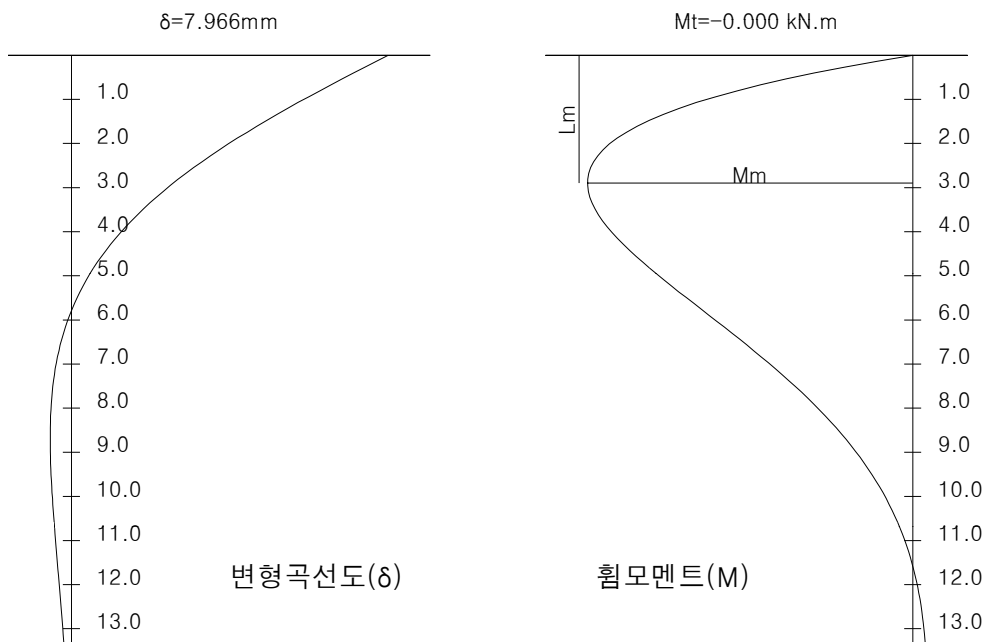
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.473 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.966 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.966 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-31.542	7.966	
0.893	-21.895	-18.086	6.068	
1.787	-33.359	-8.132	4.340	
2.680	-37.341	-1.252	2.876	
3.573	-36.350	3.100	1.708	
4.467	-32.386	5.494	0.832	
5.360	-26.958	6.461	0.216	
6.253	-21.130	6.461	-0.184	
7.147	-15.591	5.865	-0.413	
8.040	-10.743	4.957	-0.516	
8.933	-6.766	3.941	-0.532	
9.827	-3.693	2.951	-0.492	
10.720	-1.461	2.070	-0.423	
11.613	0.049	1.336	-0.341	
12.507	0.974	0.761	-0.259	
13.400	1.454	0.337	-0.185	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : UL020

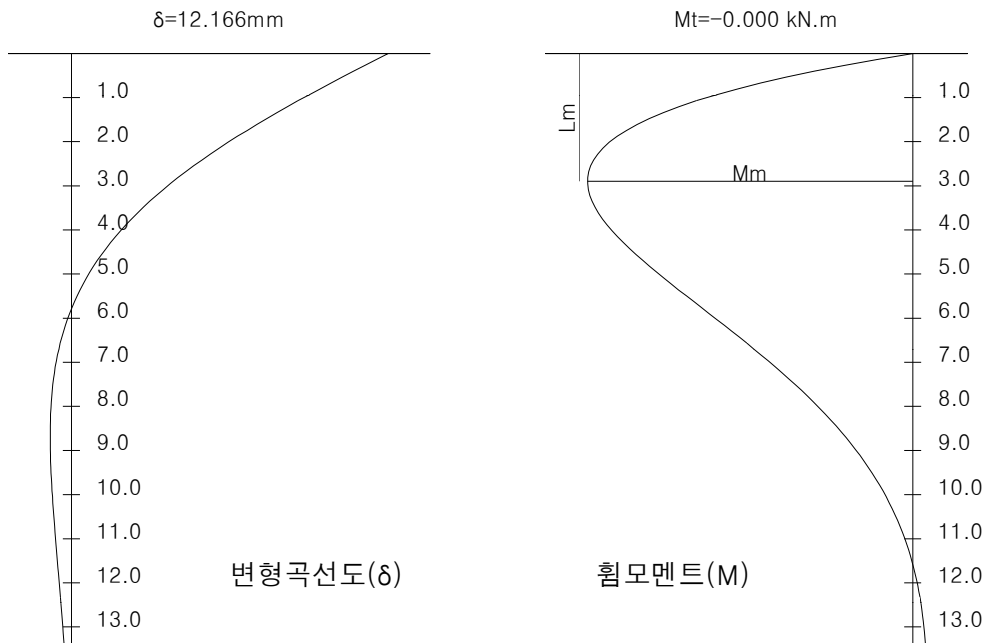
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -57.229 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.166 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.166 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-48.171	12.166	
0.893	-33.439	-27.621	9.268	
1.787	-50.946	-12.419	6.628	
2.680	-57.028	-1.913	4.392	
3.573	-55.514	4.734	2.609	
4.467	-49.461	8.390	1.271	
5.360	-41.171	9.868	0.330	
6.253	-32.269	9.867	-0.280	
7.147	-23.811	8.957	-0.630	
8.040	-16.407	7.570	-0.788	
8.933	-10.334	6.018	-0.812	
9.827	-5.641	4.507	-0.752	
10.720	-2.231	3.161	-0.646	
11.613	0.075	2.041	-0.521	
12.507	1.488	1.162	-0.396	
13.400	2.221	0.514	-0.282	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE014

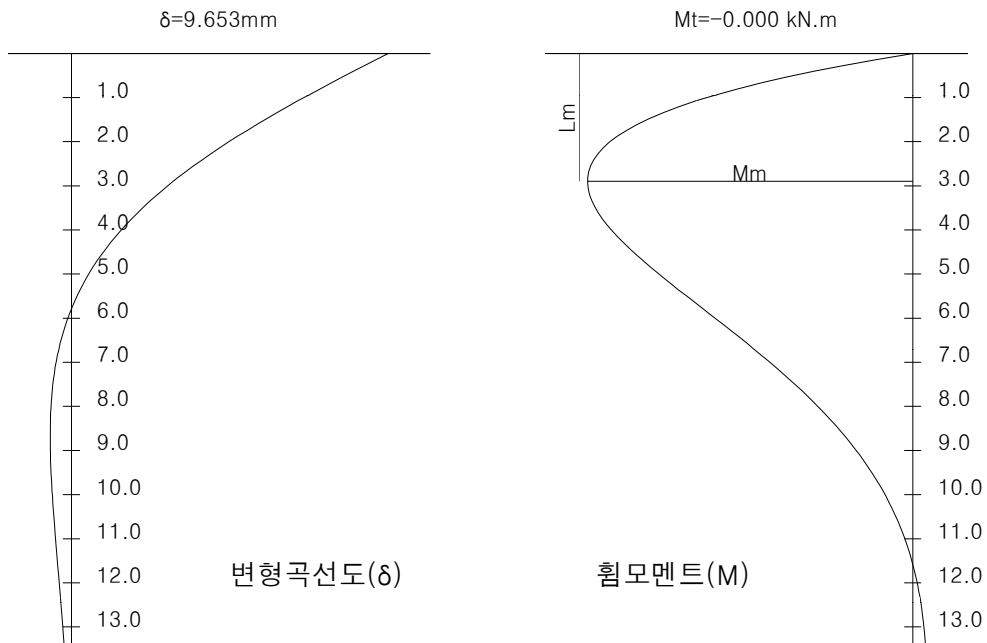
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.405 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.653 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.653 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-38.218	9.653	
0.893	-26.530	-21.915	7.353	
1.787	-40.421	-9.854	5.259	
2.680	-45.246	-1.518	3.484	
3.573	-44.044	3.756	2.070	
4.467	-39.242	6.657	1.008	
5.360	-32.665	7.829	0.261	
6.253	-25.602	7.829	-0.223	
7.147	-18.892	7.107	-0.500	
8.040	-13.017	6.006	-0.625	
8.933	-8.199	4.775	-0.644	
9.827	-4.475	3.576	-0.596	
10.720	-1.770	2.508	-0.512	
11.613	0.060	1.619	-0.413	
12.507	1.180	0.922	-0.314	
13.400	1.762	0.408	-0.224	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

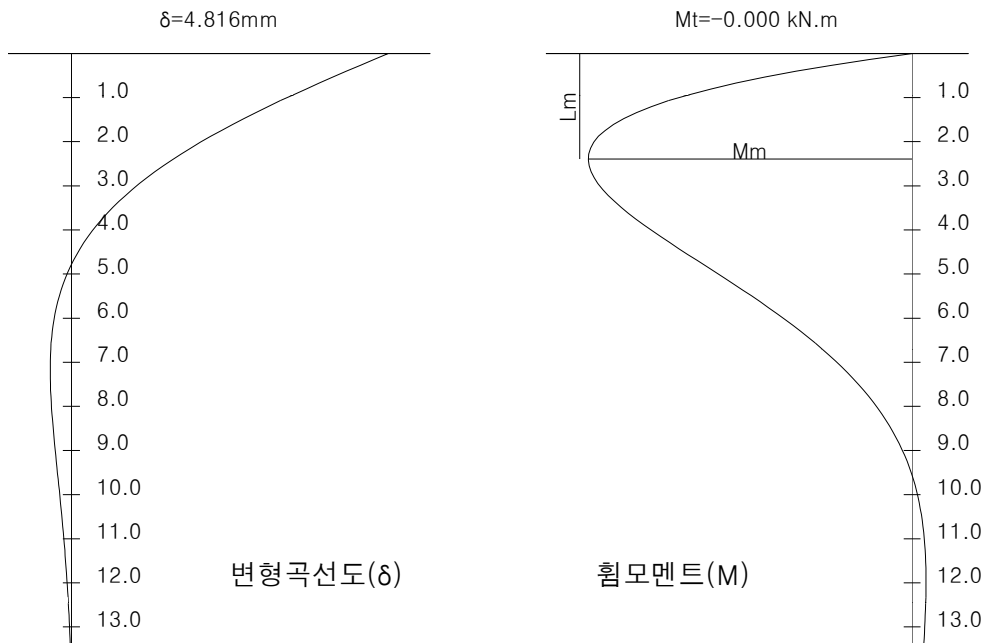
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.208 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.816 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.816 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.842	4.816	
0.893	-22.220	-16.854	3.437	
1.787	-31.719	-5.244	2.229	
2.680	-32.926	1.884	1.271	
3.573	-29.367	5.606	0.575	
4.467	-23.616	6.955	0.114	
5.360	-17.384	6.811	-0.157	
6.253	-11.686	5.856	-0.287	
7.147	-7.017	4.573	-0.323	
8.040	-3.519	3.272	-0.301	
8.933	-1.122	2.129	-0.250	
9.827	0.354	1.219	-0.190	
10.720	1.130	0.557	-0.132	
11.613	1.416	0.117	-0.083	
12.507	1.393	-0.142	-0.045	
13.400	1.201	-0.268	-0.018	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$R_a = 1/n \times R_u$$

$$R_{a1} = 877.000 \text{ kN (평상시) : 『별첨자료』 참조}$$

$$R_{a2} = 1315.500 \text{ kN (지진시) : 『별첨자료』 참조}$$

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

$$\text{평상시의 말뚝의 허용 수평변위 } \delta a = 15.000 > \delta = 9.7329 \text{ mm } 0.K$$

$$\text{지진시의 말뚝의 허용 수평변위 } \delta a = 15.000 > \delta = 4.8160 \text{ mm } 0.K$$

다) 말뚝의 허용인발력

$$P_{a1} = 459.600 \text{ kN (평상시) : 『별첨자료』 참조}$$

$$P_{a2} = 689.400 \text{ kN (지진시) : 『별첨자료』 참조}$$

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	471.217	405.537	877.000	459.600	0.K
	HINGE	460.218	416.536	877.000	459.600	0.K
COMBO 2	FIX	562.536	313.189	877.000	459.600	0.K
	HINGE	530.810	344.915	877.000	459.600	0.K
COMBO 3	FIX	486.137	266.596	877.000	459.600	0.K
	HINGE	458.348	294.385	877.000	459.600	0.K
COMBO 4	FIX	525.492	212.835	1315.500	689.400	0.K
	HINGE	503.309	235.018	1315.500	689.400	0.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 13.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.40/0.500 = 26.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 향타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

* 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

* 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 8.380 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	471.217	23.832	10.853	28.00	6.041	0.00	0.K
	HINGE	460.218	15.752	9.936	28.00	6.756	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	562.536	68.739	16.228	28.00	2.350	0.00	0.K
	HINGE	530.810	45.784	13.618	28.00	4.374	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	486.137	60.209	14.663	28.00	2.506	0.00	0.K
	HINGE	458.348	40.109	12.377	28.00	4.279	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	525.492	48.062	13.799	42.00	4.095	-5.00	0.K
	HINGE	503.309	33.208	12.095	42.00	5.390	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

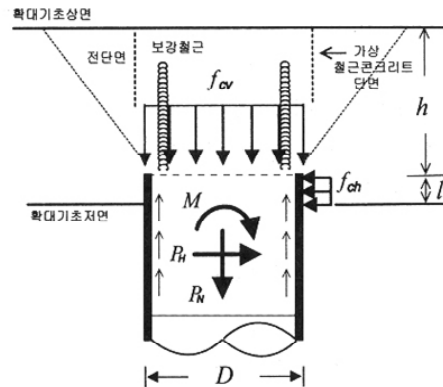
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	13.258	0.239	0.850	0.K
	HINGE	13.258	0.239	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	38.537	0.694	0.850	0.K
	HINGE	38.537	0.694	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	33.760	0.608	0.850	0.K
	HINGE	33.760	0.608	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	33.842	0.609	1.250	0.K
	HINGE	33.842	0.609	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N \max}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

$P_{N \max}$: 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)

D : 말뚝의 외경(mm)

f_{ca} : 상시, 콘크리트의 허용지압응력 = $0.25f_{ck}$ (MPa), (해설표 참고)

f_{ca}' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = $1.33 \times (0.25f_{ck})$ (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, f_{ca} (MPa)

설계기준강도 (f_{ck} , MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (f_{ca} , MPa)	상시 (f_{ca})	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (f_{ca}')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 562536.2 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 2.865 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 525491.6 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 2.676 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 8.978 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 562536.2 / \{ \pi \times (500 + 2000) \times 2000 \} \\ &= 0.036 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 525491.6 / \{ \pi \times (500 + 2000) \times 2000 \} \\ &= 0.033 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 38536.685 / (500 \times 100) \\ &= 0.771 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 33841.522 / (500 \times 100) \\ &= 0.677 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l + D + 2h)} \leq \tau_{a3}$$

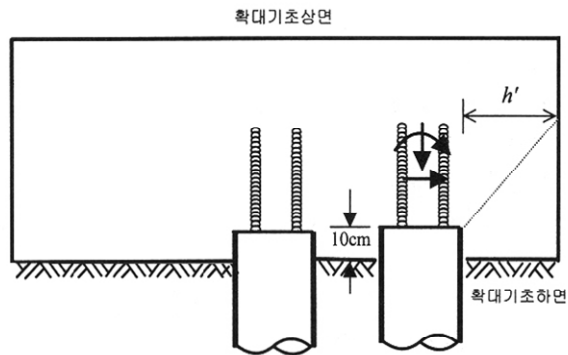
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 38536.685 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.064 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 33841.522 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.056 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500)$

$= 668.5 \text{ (mm)}$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{Nmax} = 708054.518 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7696.9 \times 1950 \right) \\ &= 20797023.510 \text{ N} \geq P_{Nmax} = 708054.518 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

17. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	종별	길이 (m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	13.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$

콘크리트 탄성계수 $E_p = 40000.0 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(본체) $f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(두부) $f_{ce2} = 8.38 \text{ MPa}$

콘크리트 환산단면적 $A_e = 0.1085 \text{ m}^2$

환산 단면2차모멘트 $I_e = 0.00248 \text{ m}^4$

환산 단면계수 $Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$

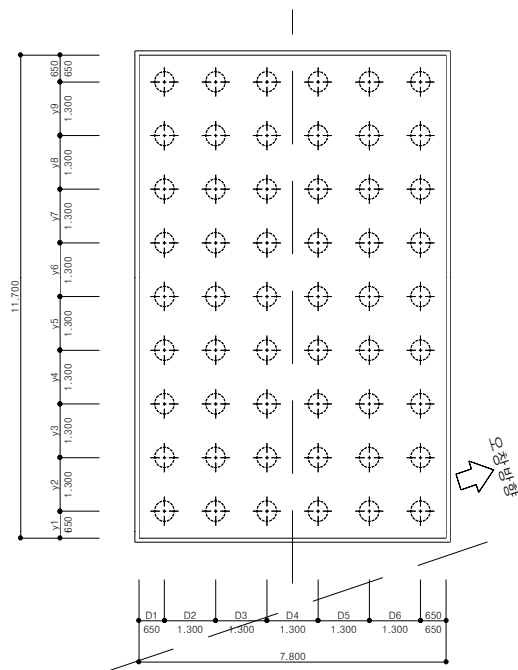
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 4$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 50$

말뚝 선단의 근입깊이 $D_f = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	23892.126	499.210	17.903	SVB24
	COMBO 2	20830.402	617.834	394.367	SVB26
	COMBO 3	20830.402	617.834	394.367	SVB26
	COMBO 4	20830.402	2857.229	21253.109	SVB22
계수하중	COMBO 1	33875.153	1.179	12.319	ULB02
	COMBO 2	24996.482	741.401	473.239	ULB26
	COMBO 3	18747.362	741.585	470.787	UEB26
	COMBO 4	20830.402	2857.229	21253.109	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &&= 0.1085 \text{ m}^2 \quad ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &&= 0.878 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &&= 284496.716 \text{ kN/m} \quad ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 4 = 4000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	3.056	9089.75
3.056	3.621	4610.48
3.621	3.679	4326.22
3.679	3.684	4300.49
3.684	3.685	4298.08
3.685	3.685	4297.86
3.685	3.685	4297.83

$$K_h = 4297.83 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.271 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.271 \times 13.4000 = 3.636 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.570	18179.51
2.570	2.996	9840.07
2.996	3.039	9289.79
3.039	3.043	9239.81
3.043	3.044	9235.13
3.044	3.044	9234.70
3.044	3.044	9234.66

$$K_h = 9234.65 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.329 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.329 \times 13.4000 = 4.403 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	7918.873	14053.732	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	14590.740	21387.638	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	14590.740	21387.638	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	53767.672	65097.452	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	427619.2	758901.5
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-787900.0	-1154932.5
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	15362822.7	15362822.7
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	78629367.8	79241175.9
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0011898	0.0015552	0.0000122	COMBO 1	0.0000031	0.0022050	0.0000002
COMBO 2	0.0014814	0.0013559	0.0000199	COMBO 2	0.0017777	0.0016271	0.0000238
COMBO 3	0.0014814	0.0013559	0.0000199	COMBO 3	0.0017781	0.0012203	0.0000238
COMBO 4	0.0042678	0.0013559	0.0003304	COMBO 4	0.0042678	0.0013559	0.0003304

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.268 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 0.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos \theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin \theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin \theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos \theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0011898	0.0015947	0.0000122	453.681	9.245	-16.707
	2	0.0011898	0.0015789	0.0000122	449.187	9.245	-16.707
	3	0.0011898	0.0015631	0.0000122	444.694	9.245	-16.707
	4	0.0011898	0.0015473	0.0000122	440.200	9.245	-16.707
	5	0.0011898	0.0015315	0.0000122	435.706	9.245	-16.707
	6	0.0011898	0.0015157	0.0000122	431.213	9.245	-16.707
COMBO 2	1	0.0014814	0.0014204	0.0000199	404.111	11.441	-20.547
	2	0.0014814	0.0013946	0.0000199	396.766	11.441	-20.547
	3	0.0014814	0.0013688	0.0000199	389.421	11.441	-20.547
	4	0.0014814	0.0013430	0.0000199	382.076	11.441	-20.547
	5	0.0014814	0.0013172	0.0000199	374.731	11.441	-20.547
	6	0.0014814	0.0012914	0.0000199	367.385	11.441	-20.547
COMBO 3	1	0.0014814	0.0014204	0.0000199	404.111	11.441	-20.547
	2	0.0014814	0.0013946	0.0000199	396.766	11.441	-20.547
	3	0.0014814	0.0013688	0.0000199	389.421	11.441	-20.547
	4	0.0014814	0.0013430	0.0000199	382.076	11.441	-20.547
	5	0.0014814	0.0013172	0.0000199	374.731	11.441	-20.547
	6	0.0014814	0.0012914	0.0000199	367.385	11.441	-20.547
COMBO 4	1	0.0042678	0.0024297	0.0003304	691.250	52.912	-69.769
	2	0.0042678	0.0020002	0.0003304	569.050	52.912	-69.769
	3	0.0042678	0.0015707	0.0003304	446.849	52.912	-69.769
	4	0.0042678	0.0011411	0.0003304	324.648	52.912	-69.769
	5	0.0042678	0.0007116	0.0003304	202.447	52.912	-69.769
	6	0.0042678	0.0002821	0.0003304	80.246	52.912	-69.769

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000031	0.0022056	0.0000002	627.491	0.022	-0.035
	2	0.0000031	0.0022054	0.0000002	627.422	0.022	-0.035
	3	0.0000031	0.0022051	0.0000002	627.352	0.022	-0.035
	4	0.0000031	0.0022049	0.0000002	627.283	0.022	-0.035
	5	0.0000031	0.0022046	0.0000002	627.213	0.022	-0.035
	6	0.0000031	0.0022044	0.0000002	627.144	0.022	-0.035
COMBO 2	1	0.0017777	0.0017045	0.0000238	484.933	13.730	-24.657
	2	0.0017777	0.0016735	0.0000238	476.119	13.730	-24.657
	3	0.0017777	0.0016426	0.0000238	467.305	13.730	-24.657
	4	0.0017777	0.0016116	0.0000238	458.491	13.730	-24.657
	5	0.0017777	0.0015806	0.0000238	449.677	13.730	-24.657
	6	0.0017777	0.0015496	0.0000238	440.862	13.730	-24.657
COMBO 3	1	0.0017781	0.0012977	0.0000238	369.183	13.733	-24.664
	2	0.0017781	0.0012667	0.0000238	360.379	13.733	-24.664
	3	0.0017781	0.0012358	0.0000238	351.575	13.733	-24.664
	4	0.0017781	0.0012048	0.0000238	342.771	13.733	-24.664
	5	0.0017781	0.0011739	0.0000238	333.967	13.733	-24.664
	6	0.0017781	0.0011429	0.0000238	325.163	13.733	-24.664
COMBO 4	1	0.0042678	0.0024297	0.0003304	691.250	52.912	-69.769
	2	0.0042678	0.0020002	0.0003304	569.050	52.912	-69.769
	3	0.0042678	0.0015707	0.0003304	446.849	52.912	-69.769
	4	0.0042678	0.0011411	0.0003304	324.648	52.912	-69.769
	5	0.0042678	0.0007116	0.0003304	202.447	52.912	-69.769
	6	0.0042678	0.0002821	0.0003304	80.246	52.912	-69.769

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	453.681	9.245	-16.707	9
	2	1.950	0	449.187	9.245	-16.707	9
	3	0.650	0	444.694	9.245	-16.707	9
	4	-0.650	0	440.200	9.245	-16.707	9
	5	-1.950	0	435.706	9.245	-16.707	9
	6	-3.250	0	431.213	9.245	-16.707	9
	계			23892.126	499.210	17.903	54
COMBO 2	1	3.250	0	404.111	11.441	-20.547	9
	2	1.950	0	396.766	11.441	-20.547	9
	3	0.650	0	389.421	11.441	-20.547	9
	4	-0.650	0	382.076	11.441	-20.547	9
	5	-1.950	0	374.731	11.441	-20.547	9
	6	-3.250	0	367.385	11.441	-20.547	9
	계			20830.402	617.834	394.367	54
COMBO 3	1	3.250	0	404.111	11.441	-20.547	9
	2	1.950	0	396.766	11.441	-20.547	9
	3	0.650	0	389.421	11.441	-20.547	9
	4	-0.650	0	382.076	11.441	-20.547	9
	5	-1.950	0	374.731	11.441	-20.547	9
	6	-3.250	0	367.385	11.441	-20.547	9
	계			20830.402	617.834	394.367	54
COMBO 4	1	3.250	0	691.250	52.912	-69.769	9
	2	1.950	0	569.050	52.912	-69.769	9
	3	0.650	0	446.849	52.912	-69.769	9
	4	-0.650	0	324.648	52.912	-69.769	9
	5	-1.950	0	202.447	52.912	-69.769	9
	6	-3.250	0	80.246	52.912	-69.769	9
	계			20830.402	2857.229	21253.109	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	627.491	0.022	-0.035	9
	2	1.950	0	627.422	0.022	-0.035	9
	3	0.650	0	627.352	0.022	-0.035	9
	4	-0.650	0	627.283	0.022	-0.035	9
	5	-1.950	0	627.213	0.022	-0.035	9
	6	-3.250	0	627.144	0.022	-0.035	9
	계			33875.153	1.179	12.319	54
COMBO 2	1	3.250	0	484.933	13.730	-24.657	9
	2	1.950	0	476.119	13.730	-24.657	9
	3	0.650	0	467.305	13.730	-24.657	9
	4	-0.650	0	458.491	13.730	-24.657	9
	5	-1.950	0	449.677	13.730	-24.657	9
	6	-3.250	0	440.862	13.730	-24.657	9
	계			24996.482	741.401	473.239	54
COMBO 3	1	3.250	0	369.183	13.733	-24.664	9
	2	1.950	0	360.379	13.733	-24.664	9
	3	0.650	0	351.575	13.733	-24.664	9
	4	-0.650	0	342.771	13.733	-24.664	9
	5	-1.950	0	333.967	13.733	-24.664	9
	6	-3.250	0	325.163	13.733	-24.664	9
	계			18747.362	741.585	470.787	54
COMBO 4	1	3.250	0	691.250	52.912	-69.769	9
	2	1.950	0	569.050	52.912	-69.769	9
	3	0.650	0	446.849	52.912	-69.769	9
	4	-0.650	0	324.648	52.912	-69.769	9
	5	-1.950	0	202.447	52.912	-69.769	9
	6	-3.250	0	80.246	52.912	-69.769	9
	계			20830.402	2857.229	21253.109	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB24

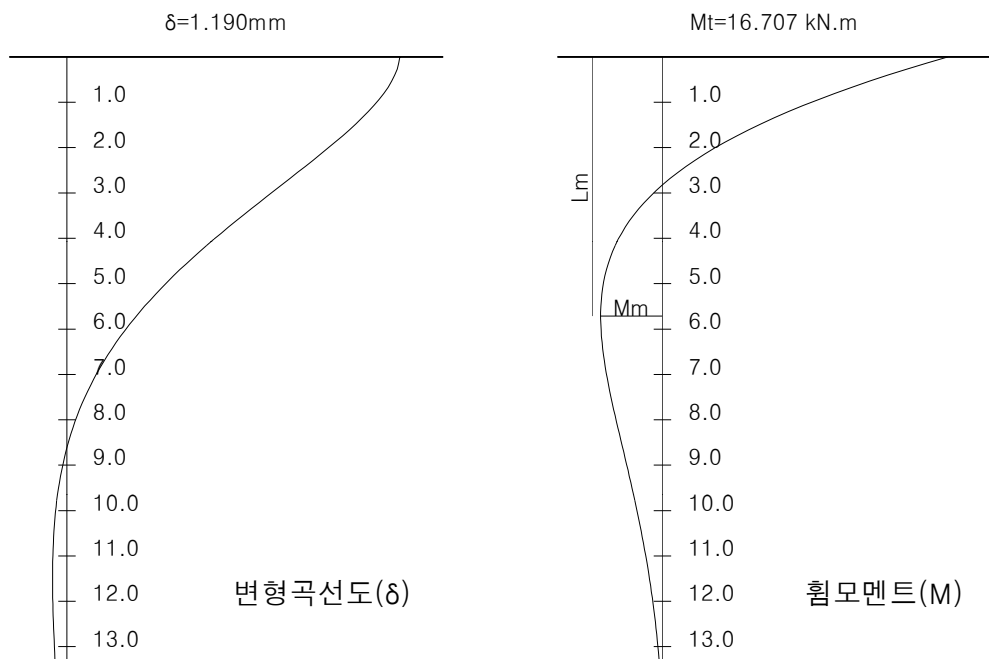
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.610 kN.m, 5.718 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.190 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.190 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.707	-9.245	1.190	
0.893	9.457	-7.009	1.122	
1.787	4.120	-4.986	0.977	
2.680	0.454	-3.280	0.797	
3.573	-1.846	-1.927	0.613	
4.467	-3.092	-0.916	0.443	
5.360	-3.574	-0.209	0.298	
6.253	-3.541	0.245	0.181	
7.147	-3.194	0.503	0.092	
8.040	-2.686	0.615	0.029	
8.933	-2.125	0.627	-0.013	
9.827	-1.584	0.577	-0.037	
10.720	-1.105	0.493	-0.049	
11.613	-0.708	0.395	-0.051	
12.507	-0.398	0.299	-0.048	
13.400	-0.170	0.212	-0.042	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB26

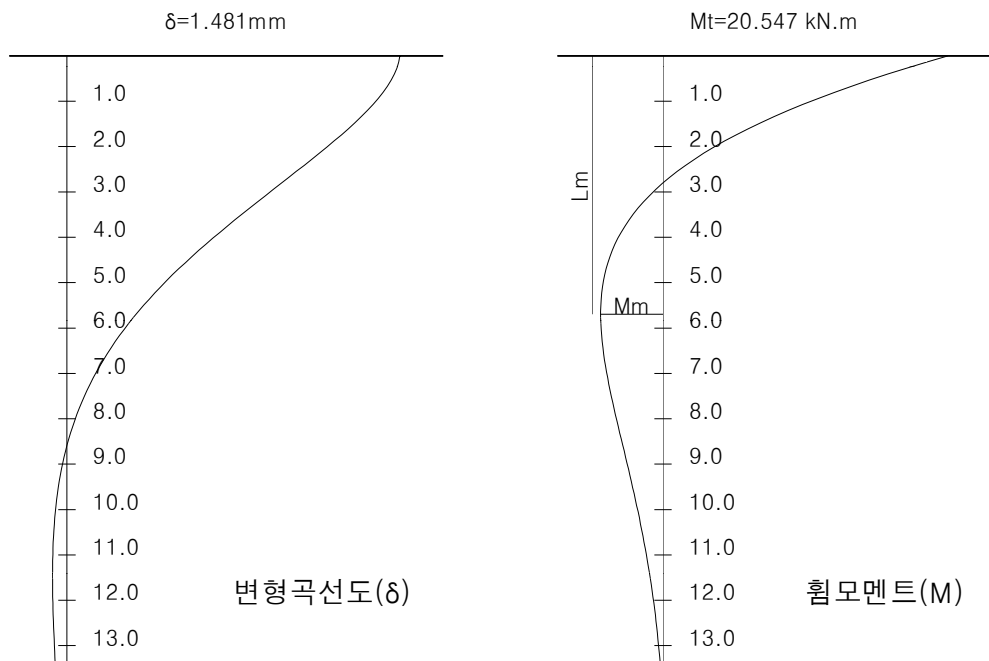
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.496 kN.m, 5.695 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.481 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.481 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	20.547	-11.441	1.481	
0.893	11.581	-8.661	1.394	
1.787	4.991	-6.150	1.211	
2.680	0.473	-4.037	0.987	
3.573	-2.353	-2.363	0.758	
4.467	-3.876	-1.114	0.547	
5.360	-4.457	-0.243	0.367	
6.253	-4.403	0.316	0.222	
7.147	-3.964	0.632	0.112	
8.040	-3.328	0.767	0.034	
8.933	-2.629	0.780	-0.017	
9.827	-1.957	0.716	-0.047	
10.720	-1.362	0.611	-0.061	
11.613	-0.870	0.489	-0.064	
12.507	-0.487	0.370	-0.060	
13.400	-0.206	0.262	-0.052	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB26

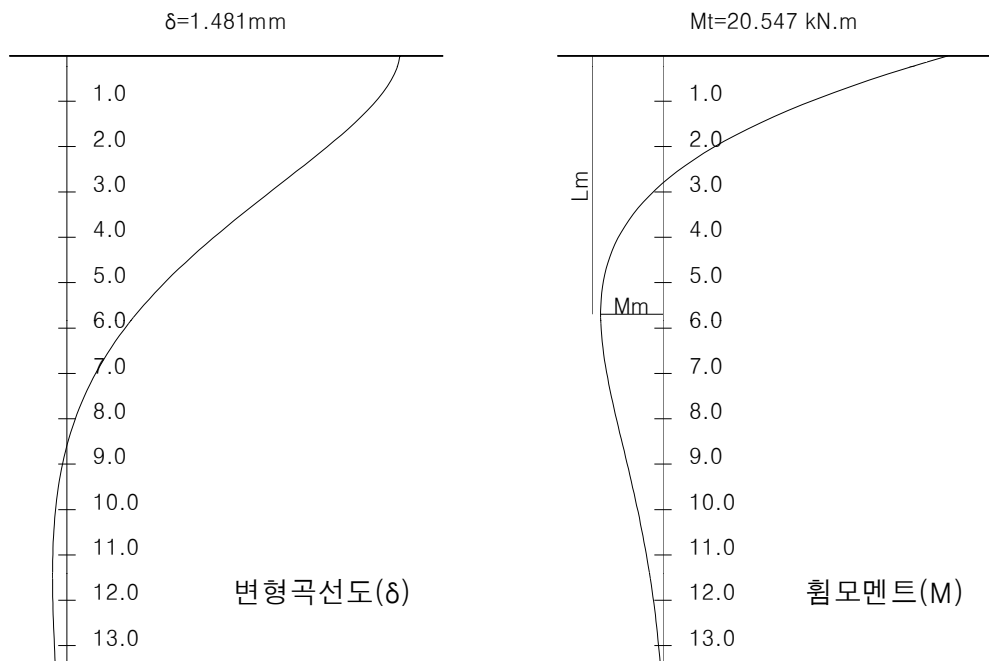
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.496 kN.m, 5.695 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.481 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.481 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	20.547	-11.441	1.481	
0.893	11.581	-8.661	1.394	
1.787	4.991	-6.150	1.211	
2.680	0.473	-4.037	0.987	
3.573	-2.353	-2.363	0.758	
4.467	-3.876	-1.114	0.547	
5.360	-4.457	-0.243	0.367	
6.253	-4.403	0.316	0.222	
7.147	-3.964	0.632	0.112	
8.040	-3.328	0.767	0.034	
8.933	-2.629	0.780	-0.017	
9.827	-1.957	0.716	-0.047	
10.720	-1.362	0.611	-0.061	
11.613	-0.870	0.489	-0.064	
12.507	-0.487	0.370	-0.060	
13.400	-0.206	0.262	-0.052	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

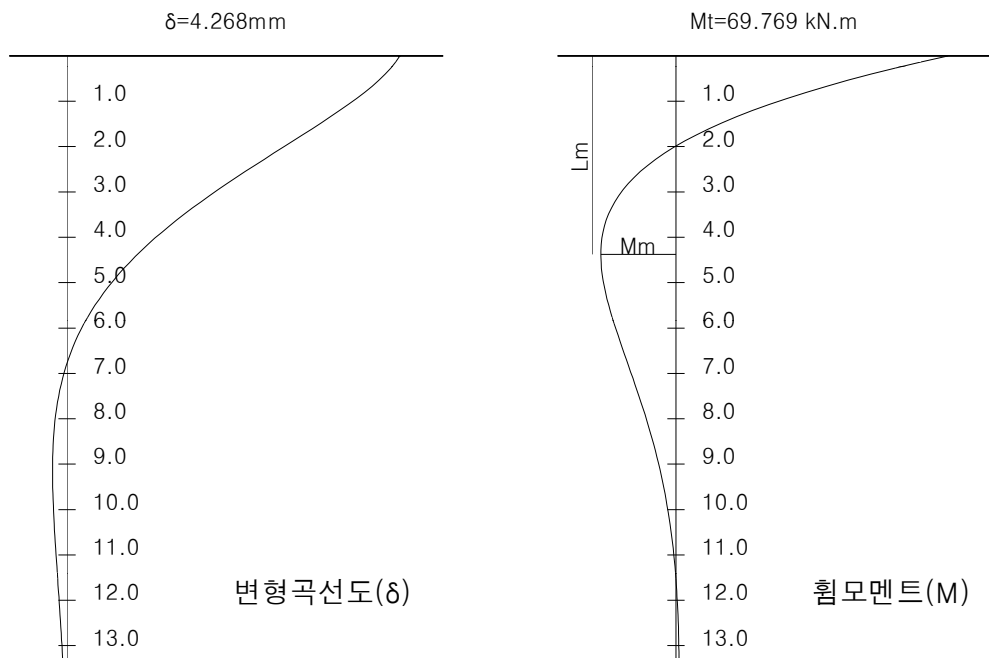
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.286 kN.m, 4.377 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.268 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.268 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	69.769	-52.912	4.268	
0.893	30.108	-36.242	3.750	
1.787	4.189	-22.318	2.980	
2.680	-10.760	-11.709	2.169	
3.573	-17.689	-4.306	1.440	
4.467	-19.269	0.363	0.849	
5.360	-17.672	2.912	0.412	
6.253	-14.514	3.955	0.116	
7.147	-10.893	4.027	-0.064	
8.040	-7.481	3.550	-0.155	
8.933	-4.623	2.828	-0.186	
9.827	-2.440	2.064	-0.180	
10.720	-0.912	1.374	-0.153	
11.613	0.054	0.813	-0.118	
12.507	0.584	0.398	-0.084	
13.400	0.804	0.115	-0.054	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : ULB02

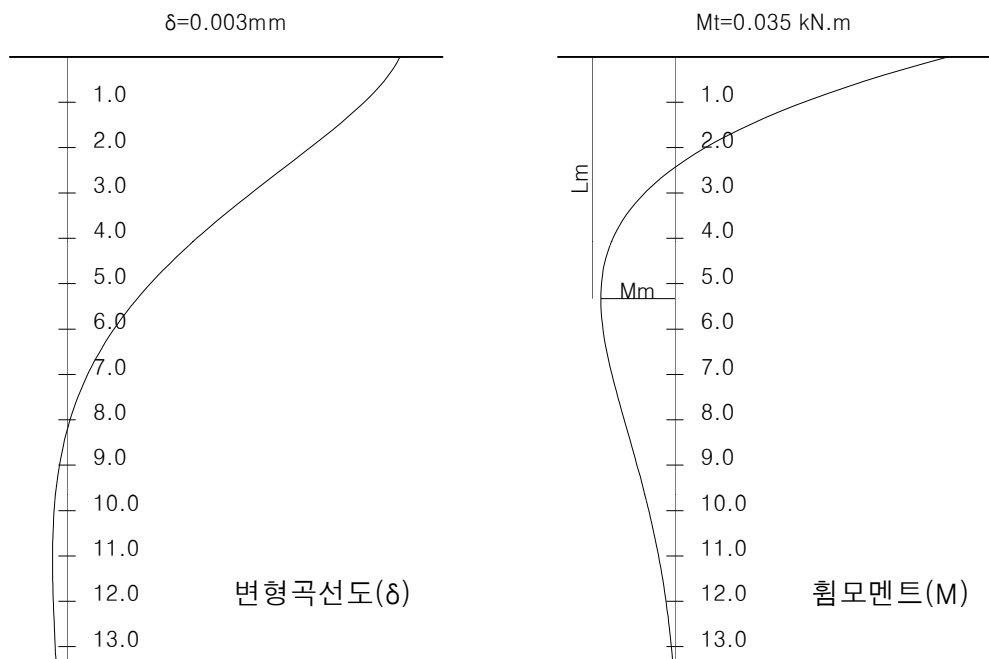
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.010 kN.m, 5.329 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.003 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.003 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.035	-0.022	0.003	
0.893	0.018	-0.016	0.003	
1.787	0.006	-0.011	0.002	
2.680	-0.002	-0.007	0.002	
3.573	-0.007	-0.004	0.001	
4.467	-0.009	-0.002	0.001	
5.360	-0.010	0.000	0.001	
6.253	-0.009	0.001	0.000	
7.147	-0.008	0.001	0.000	
8.040	-0.006	0.002	0.000	
8.933	-0.005	0.002	0.000	
9.827	-0.004	0.001	0.000	
10.720	-0.002	0.001	0.000	
11.613	-0.001	0.001	0.000	
12.507	-0.001	0.001	0.000	
13.400	0.000	0.000	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : ULB26

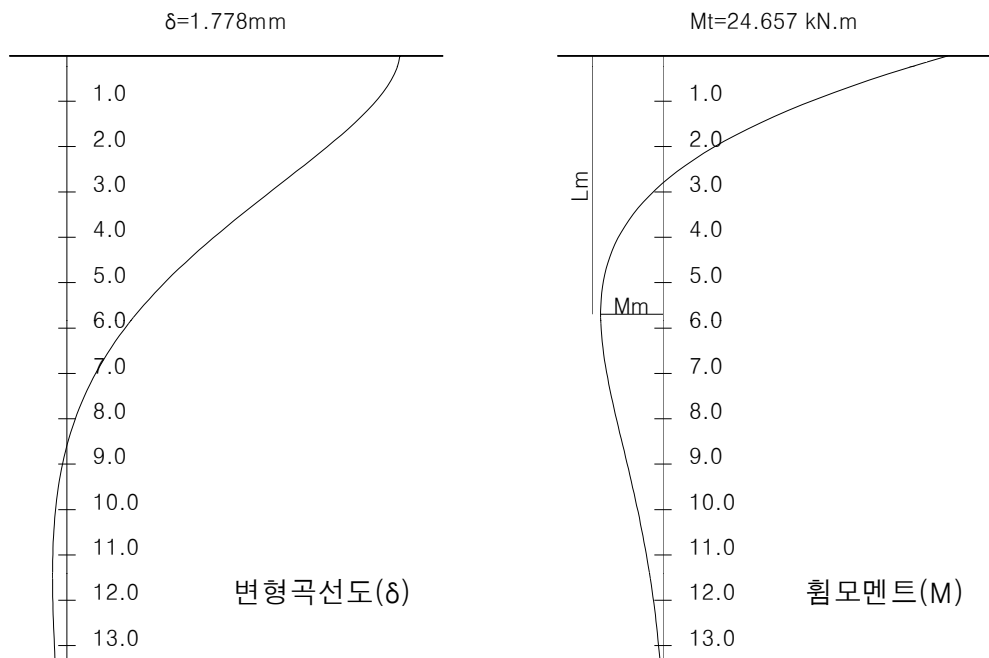
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.395 kN.m, 5.695 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.778 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.778 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.657	-13.730	1.778	
0.893	13.897	-10.393	1.673	
1.787	5.989	-7.380	1.454	
2.680	0.567	-4.844	1.185	
3.573	-2.824	-2.836	0.910	
4.467	-4.651	-1.337	0.657	
5.360	-5.348	-0.291	0.440	
6.253	-5.284	0.380	0.266	
7.147	-4.757	0.758	0.135	
8.040	-3.993	0.921	0.041	
8.933	-3.155	0.936	-0.020	
9.827	-2.348	0.859	-0.056	
10.720	-1.634	0.733	-0.073	
11.613	-1.044	0.587	-0.077	
12.507	-0.584	0.444	-0.072	
13.400	-0.247	0.314	-0.062	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UEB26

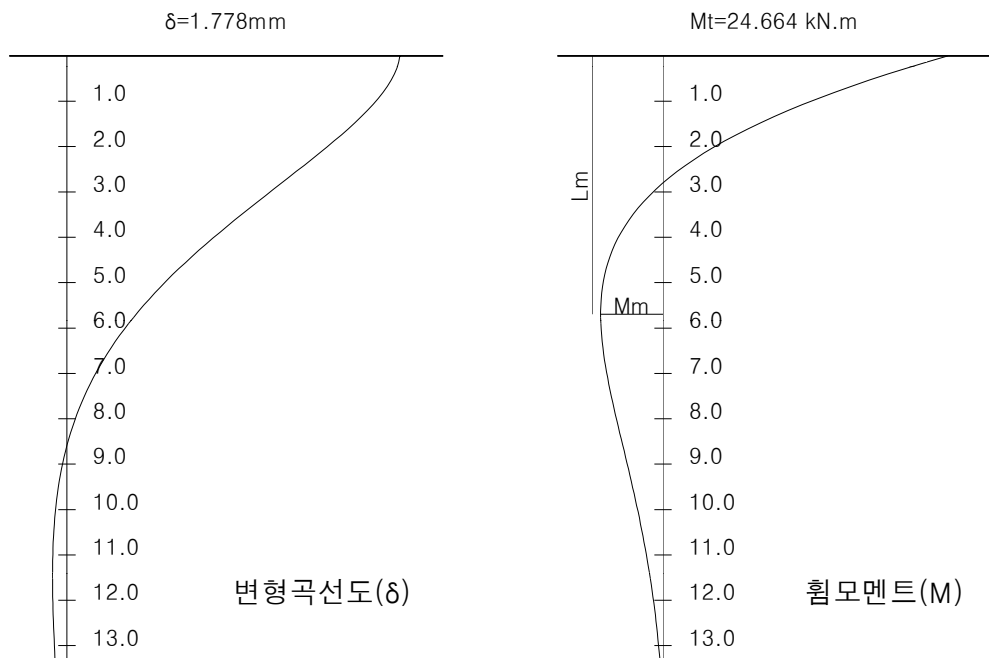
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.397 kN.m, 5.695 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.778 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.778 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.664	-13.733	1.778	
0.893	13.901	-10.396	1.673	
1.787	5.991	-7.382	1.454	
2.680	0.568	-4.846	1.185	
3.573	-2.824	-2.837	0.910	
4.467	-4.652	-1.338	0.657	
5.360	-5.349	-0.291	0.440	
6.253	-5.285	0.380	0.266	
7.147	-4.758	0.758	0.135	
8.040	-3.994	0.921	0.041	
8.933	-3.156	0.937	-0.020	
9.827	-2.348	0.860	-0.056	
10.720	-1.635	0.733	-0.073	
11.613	-1.044	0.587	-0.077	
12.507	-0.584	0.444	-0.072	
13.400	-0.247	0.314	-0.062	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

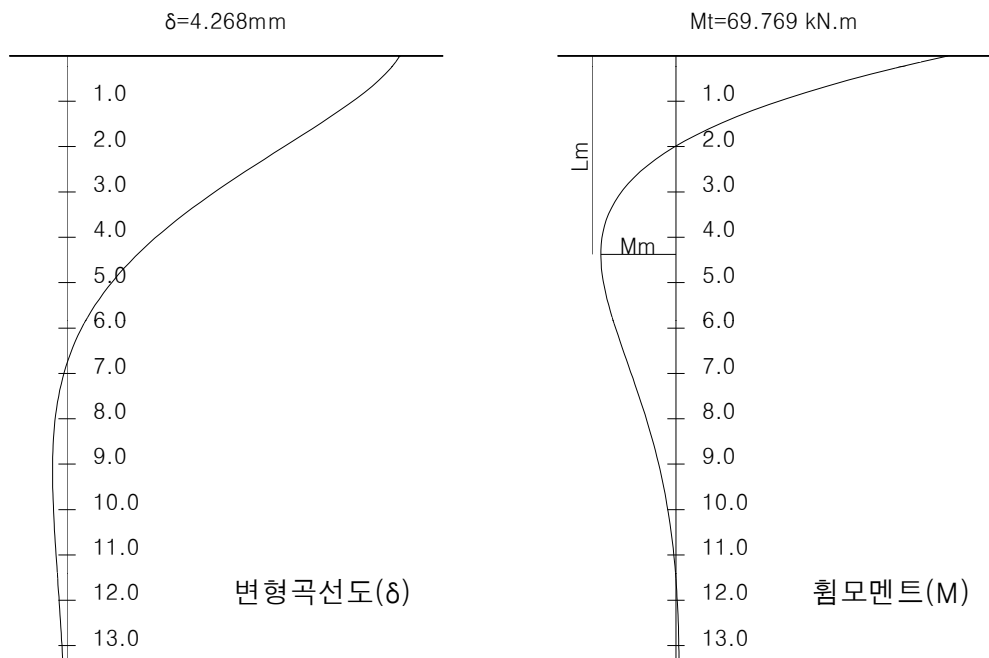
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.286 kN.m, 4.377 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.268 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.268 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	69.769	-52.912	4.268	
0.893	30.108	-36.242	3.750	
1.787	4.189	-22.318	2.980	
2.680	-10.760	-11.709	2.169	
3.573	-17.689	-4.306	1.440	
4.467	-19.269	0.363	0.849	
5.360	-17.672	2.912	0.412	
6.253	-14.514	3.955	0.116	
7.147	-10.893	4.027	-0.064	
8.040	-7.481	3.550	-0.155	
8.933	-4.623	2.828	-0.186	
9.827	-2.440	2.064	-0.180	
10.720	-0.912	1.374	-0.153	
11.613	0.054	0.813	-0.118	
12.507	0.584	0.398	-0.084	
13.400	0.804	0.115	-0.054	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	3959.437	7026.866	$2EI \beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	213809.6	379450.8
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	15362822.7	15362822.7
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	75725913.5	75725913.5
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0023348	0.0015552	0.0000002	COMBO 1	0.0000055	0.0022050	0.0000002
COMBO 2	0.0028896	0.0013559	0.0000052	COMBO 2	0.0034676	0.0016271	0.0000062
COMBO 3	0.0028896	0.0013559	0.0000052	COMBO 3	0.0034684	0.0012203	0.0000062
COMBO 4	0.0075299	0.0013559	0.0002807	COMBO 4	0.0075299	0.0013559	0.0002807

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.530 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 0.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos \theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin \theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin \theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos \theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0023348	0.0015560	0.0000002	442.665	9.245	0.000
	2	0.0023348	0.0015557	0.0000002	442.578	9.245	0.000
	3	0.0023348	0.0015553	0.0000002	442.490	9.245	0.000
	4	0.0023348	0.0015550	0.0000002	442.403	9.245	0.000
	5	0.0023348	0.0015547	0.0000002	442.316	9.245	0.000
	6	0.0023348	0.0015544	0.0000002	442.228	9.245	0.000
COMBO 2	1	0.0028896	0.0013728	0.0000052	390.563	11.441	0.000
	2	0.0028896	0.0013661	0.0000052	388.637	11.441	0.000
	3	0.0028896	0.0013593	0.0000052	386.711	11.441	0.000
	4	0.0028896	0.0013525	0.0000052	384.785	11.441	0.000
	5	0.0028896	0.0013457	0.0000052	382.859	11.441	0.000
	6	0.0028896	0.0013390	0.0000052	380.933	11.441	0.000
COMBO 3	1	0.0028896	0.0013728	0.0000052	390.563	11.441	0.000
	2	0.0028896	0.0013661	0.0000052	388.637	11.441	0.000
	3	0.0028896	0.0013593	0.0000052	386.711	11.441	0.000
	4	0.0028896	0.0013525	0.0000052	384.785	11.441	0.000
	5	0.0028896	0.0013457	0.0000052	382.859	11.441	0.000
	6	0.0028896	0.0013390	0.0000052	380.933	11.441	0.000
COMBO 4	1	0.0075299	0.0022680	0.0002807	645.249	52.912	0.000
	2	0.0075299	0.0019032	0.0002807	541.449	52.912	0.000
	3	0.0075299	0.0015383	0.0002807	437.648	52.912	0.000
	4	0.0075299	0.0011735	0.0002807	333.848	52.912	0.000
	5	0.0075299	0.0008086	0.0002807	230.048	52.912	0.000
	6	0.0075299	0.0004438	0.0002807	126.247	52.912	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000055	0.0022055	0.0000002	627.468	0.022	0.000
	2	0.0000055	0.0022053	0.0000002	627.408	0.022	0.000
	3	0.0000055	0.0022051	0.0000002	627.348	0.022	0.000
	4	0.0000055	0.0022049	0.0000002	627.288	0.022	0.000
	5	0.0000055	0.0022047	0.0000002	627.227	0.022	0.000
	6	0.0000055	0.0022045	0.0000002	627.167	0.022	0.000
COMBO 2	1	0.0034676	0.0016474	0.0000062	468.676	13.730	0.000
	2	0.0034676	0.0016393	0.0000062	466.365	13.730	0.000
	3	0.0034676	0.0016311	0.0000062	464.053	13.730	0.000
	4	0.0034676	0.0016230	0.0000062	461.742	13.730	0.000
	5	0.0034676	0.0016149	0.0000062	459.431	13.730	0.000
	6	0.0034676	0.0016068	0.0000062	457.120	13.730	0.000
COMBO 3	1	0.0034684	0.0012405	0.0000062	352.922	13.733	0.000
	2	0.0034684	0.0012324	0.0000062	350.622	13.733	0.000
	3	0.0034684	0.0012243	0.0000062	348.323	13.733	0.000
	4	0.0034684	0.0012163	0.0000062	346.024	13.733	0.000
	5	0.0034684	0.0012082	0.0000062	343.724	13.733	0.000
	6	0.0034684	0.0012001	0.0000062	341.425	13.733	0.000
COMBO 4	1	0.0075299	0.0022680	0.0002807	645.249	52.912	0.000
	2	0.0075299	0.0019032	0.0002807	541.449	52.912	0.000
	3	0.0075299	0.0015383	0.0002807	437.648	52.912	0.000
	4	0.0075299	0.0011735	0.0002807	333.848	52.912	0.000
	5	0.0075299	0.0008086	0.0002807	230.048	52.912	0.000
	6	0.0075299	0.0004438	0.0002807	126.247	52.912	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	442.665	9.245	0.000	9
	2	1.950	0	442.578	9.245	0.000	9
	3	0.650	0	442.490	9.245	0.000	9
	4	-0.650	0	442.403	9.245	0.000	9
	5	-1.950	0	442.316	9.245	0.000	9
	6	-3.250	0	442.228	9.245	0.000	9
	계			23892.126	499.210	0.000	54
COMBO 2	1	3.250	0	390.563	11.441	0.000	9
	2	1.950	0	388.637	11.441	0.000	9
	3	0.650	0	386.711	11.441	0.000	9
	4	-0.650	0	384.785	11.441	0.000	9
	5	-1.950	0	382.859	11.441	0.000	9
	6	-3.250	0	380.933	11.441	0.000	9
	계			20830.402	617.834	0.000	54
COMBO 3	1	3.250	0	390.563	11.441	0.000	9
	2	1.950	0	388.637	11.441	0.000	9
	3	0.650	0	386.711	11.441	0.000	9
	4	-0.650	0	384.785	11.441	0.000	9
	5	-1.950	0	382.859	11.441	0.000	9
	6	-3.250	0	380.933	11.441	0.000	9
	계			20830.402	617.834	0.000	54
COMBO 4	1	3.250	0	645.249	52.912	0.000	9
	2	1.950	0	541.449	52.912	0.000	9
	3	0.650	0	437.648	52.912	0.000	9
	4	-0.650	0	333.848	52.912	0.000	9
	5	-1.950	0	230.048	52.912	0.000	9
	6	-3.250	0	126.247	52.912	0.000	9
	계			20830.402	2857.229	0.000	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	627.468	0.022	0.000	9
	2	1.950	0	627.408	0.022	0.000	9
	3	0.650	0	627.348	0.022	0.000	9
	4	-0.650	0	627.288	0.022	0.000	9
	5	-1.950	0	627.227	0.022	0.000	9
	6	-3.250	0	627.167	0.022	0.000	9
	계			33875.153	1.179	0.000	54
COMBO 2	1	3.250	0	468.676	13.730	0.000	9
	2	1.950	0	466.365	13.730	0.000	9
	3	0.650	0	464.053	13.730	0.000	9
	4	-0.650	0	461.742	13.730	0.000	9
	5	-1.950	0	459.431	13.730	0.000	9
	6	-3.250	0	457.120	13.730	0.000	9
	계			24996.482	741.401	0.000	54
COMBO 3	1	3.250	0	352.922	13.733	0.000	9
	2	1.950	0	350.622	13.733	0.000	9
	3	0.650	0	348.323	13.733	0.000	9
	4	-0.650	0	346.024	13.733	0.000	9
	5	-1.950	0	343.724	13.733	0.000	9
	6	-3.250	0	341.425	13.733	0.000	9
	계			18747.362	741.585	0.000	54
COMBO 4	1	3.250	0	645.249	52.912	0.000	9
	2	1.950	0	541.449	52.912	0.000	9
	3	0.650	0	437.648	52.912	0.000	9
	4	-0.650	0	333.848	52.912	0.000	9
	5	-1.950	0	230.048	52.912	0.000	9
	6	-3.250	0	126.247	52.912	0.000	9
	계			20830.402	2857.229	0.000	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB24

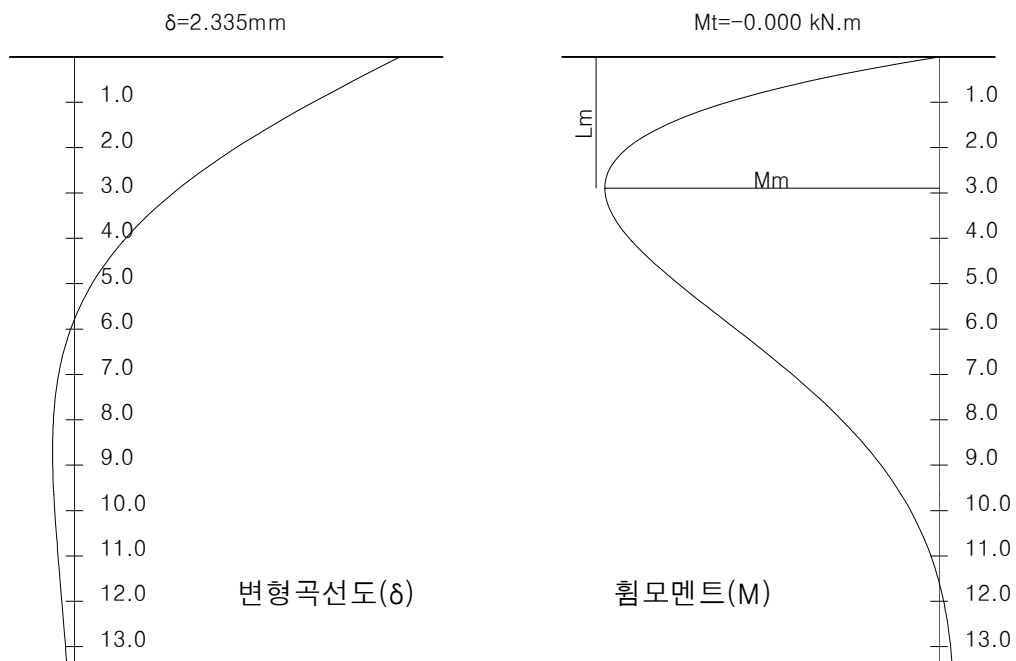
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.983 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.335 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.335 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.245	2.335	
0.893	-6.417	-5.301	1.779	
1.787	-9.777	-2.383	1.272	
2.680	-10.945	-0.367	0.843	
3.573	-10.654	0.908	0.501	
4.467	-9.492	1.610	0.244	
5.360	-7.901	1.894	0.063	
6.253	-6.193	1.894	-0.054	
7.147	-4.570	1.719	-0.121	
8.040	-3.149	1.453	-0.151	
8.933	-1.983	1.155	-0.156	
9.827	-1.083	0.865	-0.144	
10.720	-0.428	0.607	-0.124	
11.613	0.014	0.392	-0.100	
12.507	0.286	0.223	-0.076	
13.400	0.426	0.099	-0.054	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB26

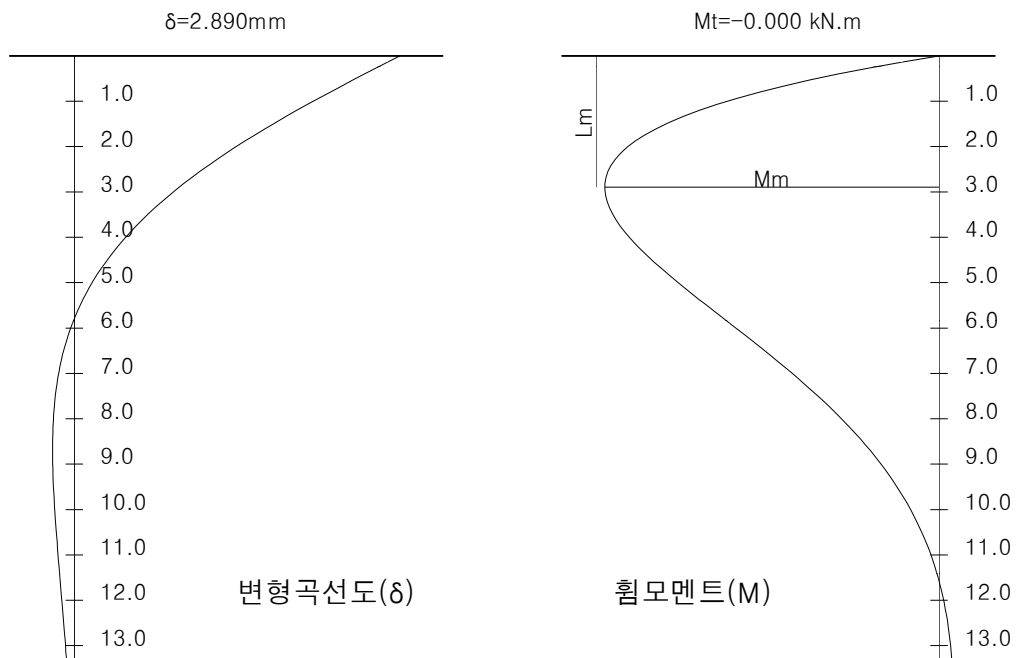
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.593 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.890 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.890 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-11.441	2.890	
0.893	-7.942	-6.561	2.201	
1.787	-12.101	-2.950	1.574	
2.680	-13.545	-0.454	1.043	
3.573	-13.185	1.124	0.620	
4.467	-11.748	1.993	0.302	
5.360	-9.779	2.344	0.078	
6.253	-7.664	2.344	-0.067	
7.147	-5.656	2.127	-0.150	
8.040	-3.897	1.798	-0.187	
8.933	-2.454	1.429	-0.193	
9.827	-1.340	1.071	-0.179	
10.720	-0.530	0.751	-0.153	
11.613	0.018	0.485	-0.124	
12.507	0.353	0.276	-0.094	
13.400	0.527	0.122	-0.067	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB26

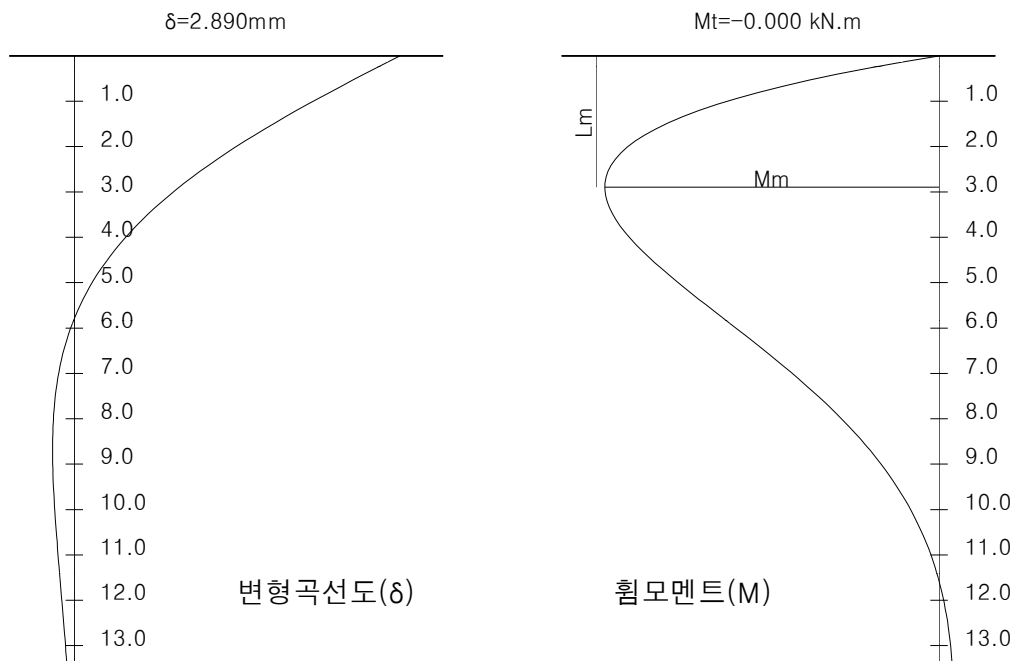
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.593 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.890 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.890 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-11.441	2.890	
0.893	-7.942	-6.561	2.201	
1.787	-12.101	-2.950	1.574	
2.680	-13.545	-0.454	1.043	
3.573	-13.185	1.124	0.620	
4.467	-11.748	1.993	0.302	
5.360	-9.779	2.344	0.078	
6.253	-7.664	2.344	-0.067	
7.147	-5.656	2.127	-0.150	
8.040	-3.897	1.798	-0.187	
8.933	-2.454	1.429	-0.193	
9.827	-1.340	1.071	-0.179	
10.720	-0.530	0.751	-0.153	
11.613	0.018	0.485	-0.124	
12.507	0.353	0.276	-0.094	
13.400	0.527	0.122	-0.067	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

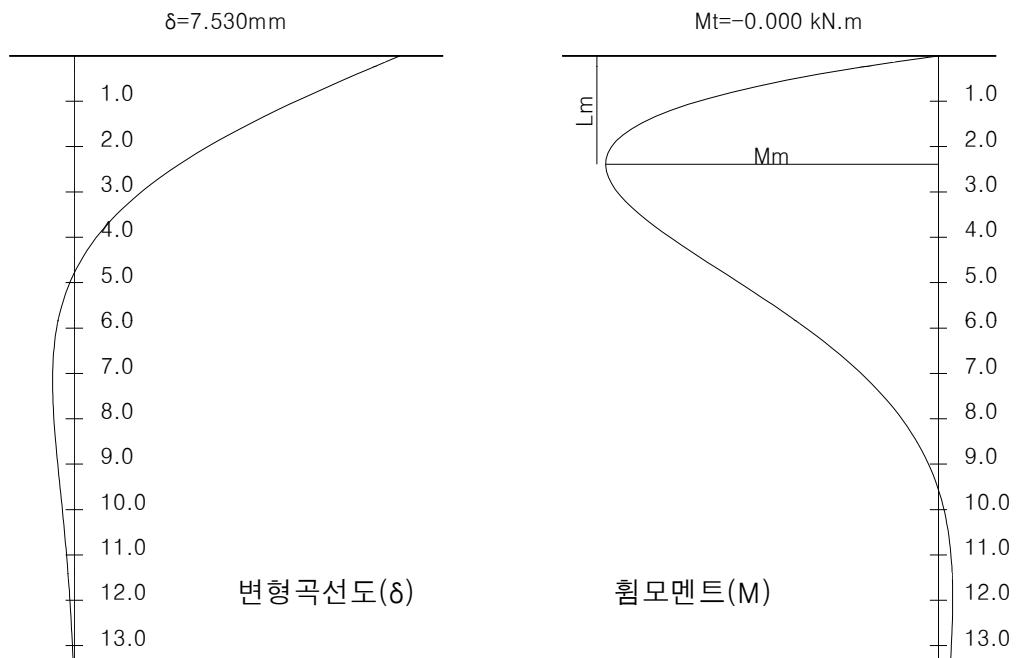
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -51.921 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.530 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.530 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-52.912	7.530	
0.893	-34.741	-26.352	5.375	
1.787	-49.594	-8.200	3.486	
2.680	-51.480	2.946	1.988	
3.573	-45.916	8.765	0.900	
4.467	-36.923	10.874	0.179	
5.360	-27.180	10.649	-0.245	
6.253	-18.271	9.157	-0.449	
7.147	-10.970	7.150	-0.505	
8.040	-5.502	5.116	-0.471	
8.933	-1.755	3.328	-0.392	
9.827	0.554	1.906	-0.297	
10.720	1.766	0.871	-0.207	
11.613	2.214	0.183	-0.130	
12.507	2.178	-0.222	-0.070	
13.400	1.878	-0.420	-0.028	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : ULB02

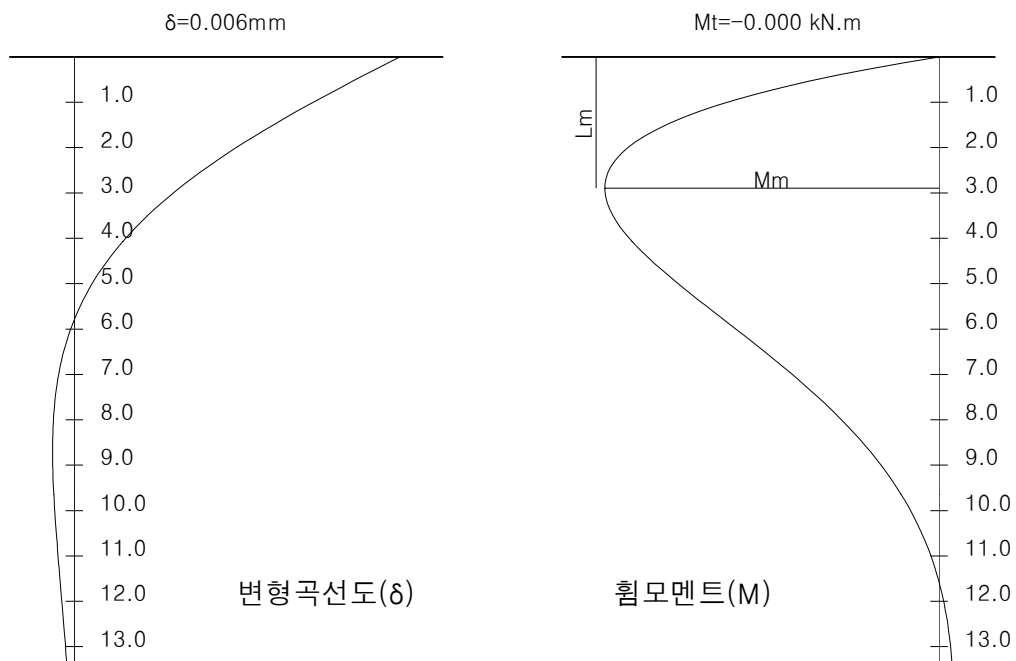
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.026 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.006 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.006 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.022	0.006	
0.893	-0.015	-0.013	0.004	
1.787	-0.023	-0.006	0.003	
2.680	-0.026	-0.001	0.002	
3.573	-0.025	0.002	0.001	
4.467	-0.022	0.004	0.001	
5.360	-0.019	0.004	0.000	
6.253	-0.015	0.004	0.000	
7.147	-0.011	0.004	0.000	
8.040	-0.007	0.003	0.000	
8.933	-0.005	0.003	0.000	
9.827	-0.003	0.002	0.000	
10.720	-0.001	0.001	0.000	
11.613	0.000	0.001	0.000	
12.507	0.001	0.001	0.000	
13.400	0.001	0.000	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : ULB26

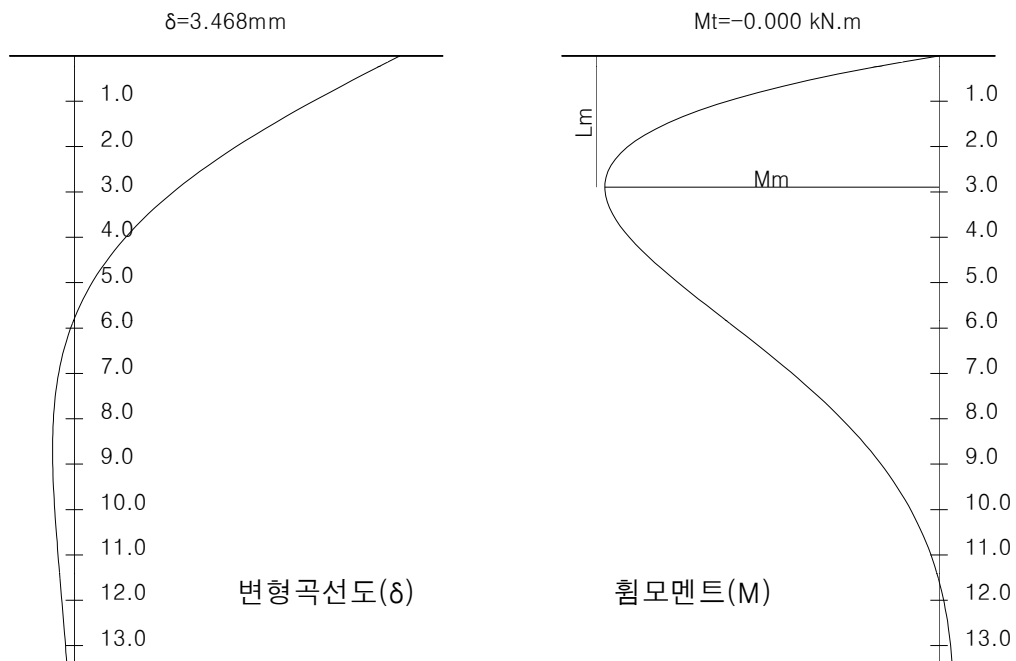
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.312 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.468 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.468 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.730	3.468	
0.893	-9.531	-7.873	2.642	
1.787	-14.521	-3.540	1.889	
2.680	-16.254	-0.545	1.252	
3.573	-15.822	1.349	0.744	
4.467	-14.097	2.391	0.362	
5.360	-11.735	2.812	0.094	
6.253	-9.197	2.812	-0.080	
7.147	-6.787	2.553	-0.180	
8.040	-4.676	2.158	-0.224	
8.933	-2.945	1.715	-0.231	
9.827	-1.608	1.285	-0.214	
10.720	-0.636	0.901	-0.184	
11.613	0.021	0.582	-0.148	
12.507	0.424	0.331	-0.113	
13.400	0.633	0.147	-0.080	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UEB26

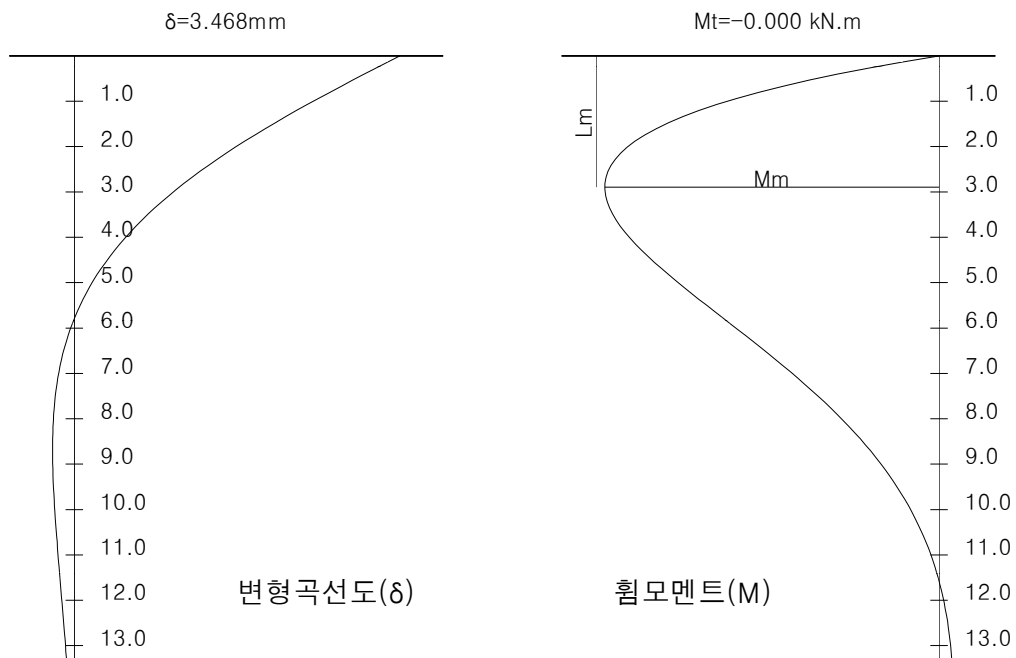
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.316 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.468 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.468 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.733	3.468	
0.893	-9.533	-7.875	2.642	
1.787	-14.524	-3.541	1.890	
2.680	-16.258	-0.545	1.252	
3.573	-15.826	1.350	0.744	
4.467	-14.101	2.392	0.362	
5.360	-11.738	2.813	0.094	
6.253	-9.200	2.813	-0.080	
7.147	-6.788	2.554	-0.180	
8.040	-4.677	2.158	-0.225	
8.933	-2.946	1.716	-0.231	
9.827	-1.608	1.285	-0.214	
10.720	-0.636	0.901	-0.184	
11.613	0.021	0.582	-0.148	
12.507	0.424	0.331	-0.113	
13.400	0.633	0.147	-0.080	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

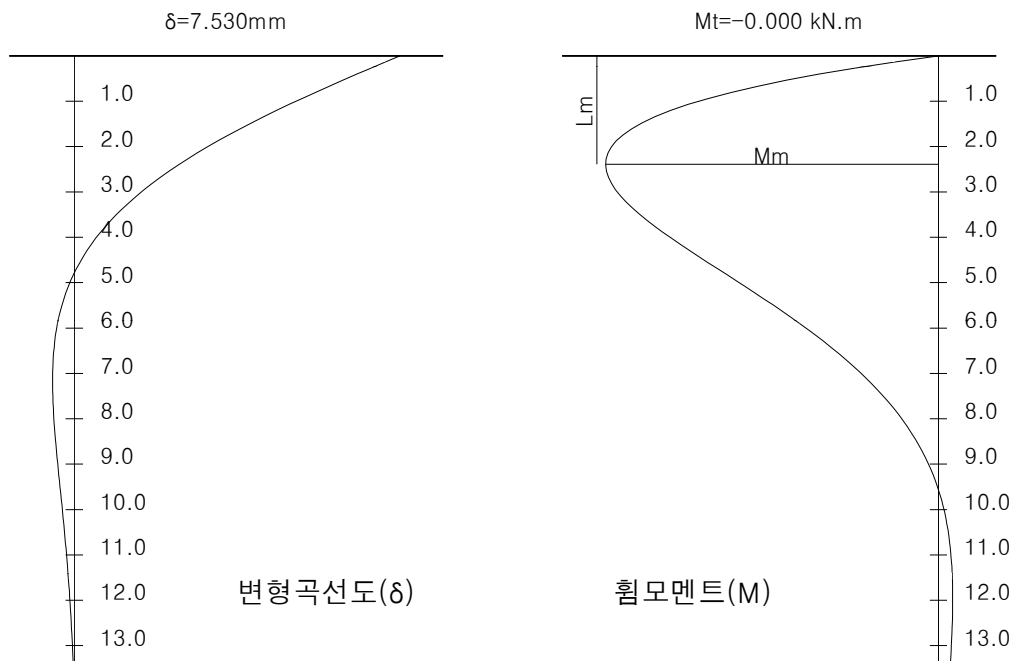
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -51.921 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.530 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.530 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-52.912	7.530	
0.893	-34.741	-26.352	5.375	
1.787	-49.594	-8.200	3.486	
2.680	-51.480	2.946	1.988	
3.573	-45.916	8.765	0.900	
4.467	-36.923	10.874	0.179	
5.360	-27.180	10.649	-0.245	
6.253	-18.271	9.157	-0.449	
7.147	-10.970	7.150	-0.505	
8.040	-5.502	5.116	-0.471	
8.933	-1.755	3.328	-0.392	
9.827	0.554	1.906	-0.297	
10.720	1.766	0.871	-0.207	
11.613	2.214	0.183	-0.130	
12.507	2.178	-0.222	-0.070	
13.400	1.878	-0.420	-0.028	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 877.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1315.500 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 2.8896 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 7.5299 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 459.600 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 689.400 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	453.681	431.213	877.000	459.600	0.K
	HINGE	442.665	442.228	877.000	459.600	0.K
COMBO 2	FIX	404.111	367.385	877.000	459.600	0.K
	HINGE	390.563	380.933	877.000	459.600	0.K
COMBO 3	FIX	404.111	367.385	877.000	459.600	0.K
	HINGE	390.563	380.933	877.000	459.600	0.K
COMBO 4	FIX	691.250	80.246	1315.500	689.400	0.K
	HINGE	645.249	126.247	1315.500	689.400	0.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 13.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.40/0.500 = 26.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지 이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)
= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)
= -5.000 MPa (지진시)

* 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

* 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 8.380 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	453.681	16.707	9.972	28.00	6.599	0.00	0.K
	HINGE	442.665	10.983	9.293	28.00	7.075	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	404.111	20.547	9.903	28.00	5.754	0.00	0.K
	HINGE	390.563	13.593	9.076	28.00	6.331	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	404.111	20.547	9.903	28.00	5.754	0.00	0.K
	HINGE	390.563	13.593	9.076	28.00	6.331	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	691.250	69.769	17.518	42.00	3.432	-5.00	0.K
	HINGE	645.249	51.921	15.292	42.00	4.810	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

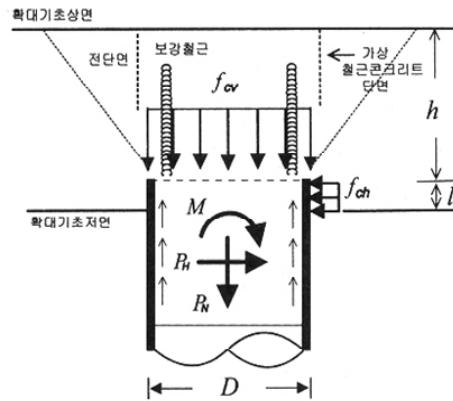
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	9.245	0.166	0.850	0.K
	HINGE	9.245	0.166	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	11.441	0.206	0.850	0.K
	HINGE	11.441	0.206	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	11.441	0.206	0.850	0.K
	HINGE	11.441	0.206	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	52.912	0.953	1.250	0.K
	HINGE	52.912	0.953	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

$P_{N\max}$: 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)

D : 말뚝의 외경(mm)

f_{ca} : 상시, 콘크리트의 허용지압응력 = $0.25f_{ck}$ (MPa), (해설표 참고)

$f_{ca'}$: 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = $1.33 \times (0.25f_{ck})$ (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, f_{ca} (MPa)

설계기준강도 (f_{ck} , MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (f_{ca} , MPa)	상시 (f_{ca})	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 ($f_{ca'}$)	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 453680.9 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 2.311 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 691250.5 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 3.521 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

τ_{a3}' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 453680.9 / \{ \pi \times (500 + 2000) \times 2000 \} \\ &= 0.029 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 691250.5 / \{ \pi \times (500 + 2000) \times 2000 \} \\ &= 0.044 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 11441.377 / (500 \times 100) \\ &= 0.229 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 52911.643 / (500 \times 100) \\ &= 1.058 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l+D+2h)} \leq \tau_{a3}$$

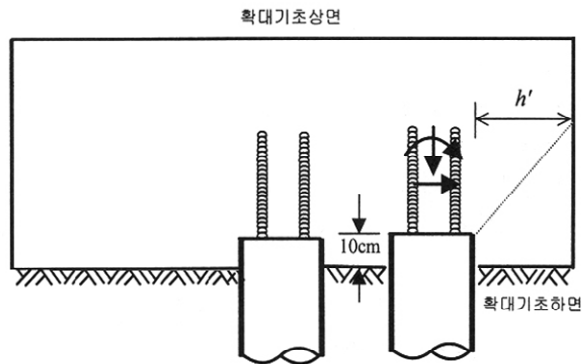
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 11441.377 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.019 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 52911.643 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.088 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm²) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

d₁ : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d ₁ (mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, A _{st} (mm ²)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f _{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ _{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, L_o ≥ L_{omin} = 35d₁ 로 하는 것이 좋다. L_{omin} = 35 x 19.1 = 668.5 mm

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500) \\ = 668.5 \text{ (mm)}$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 627491.264 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7696.9 \times 1950 \right) \\ &= 20797023.510 \text{ N} \geq P_{N\max} = 627491.264 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

18. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

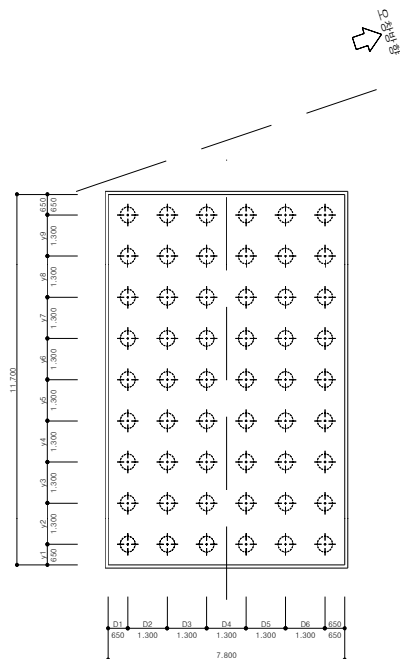
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	종별	길이 (m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	13.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$
콘크리트 탄성계수	$E_p = 40000.0 \text{ MPa}$
유효프리스트레스(본체)	$f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$
유효프리스트레스(두부)	$f_{ce2} = 8.38 \text{ MPa}$
콘크리트 환산단면적	$A_e = 0.1085 \text{ m}^2$
환산 단면2차모멘트	$I_e = 0.00248 \text{ m}^4$
환산 단면계수	$Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$
말뚝 머리의 평균 N치	$N = 4$
말뚝 선단의 평균 N치	$N = 50$
말뚝 선단의 근입깊이	$D_f = 1.0 \text{ m}$
원지반으로부터 돌출된 길이	$h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	23418.077	500.797	55.472	SVB25
	COMBO 2	19934.818	596.595	322.770	SVB26
	COMBO 3	19934.818	596.595	322.770	SVB26
	COMBO 4	19934.818	2619.751	20126.420	SVB22
계수하중	COMBO 1	33191.345	1.193	38.503	ULB03
	COMBO 2	17941.336	715.731	393.694	UEB26
	COMBO 3	17941.336	715.731	393.694	UEB26
	COMBO 4	19934.818	2619.751	20126.420	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &&= 0.1085 \text{ m}^2 \quad ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &&= 0.878 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &&= 284496.716 \text{ kN/m} \quad ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 4 = 4000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	3.056	9089.75
3.056	3.621	4610.48
3.621	3.679	4326.22
3.679	3.684	4300.49
3.684	3.685	4298.08
3.685	3.685	4297.86
3.685	3.685	4297.83

$$K_h = 4297.83 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.271 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.271 \times 13.4000 = 3.636 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.570	18179.51
2.570	2.996	9840.07
2.996	3.039	9289.79
3.039	3.043	9239.81
3.043	3.044	9235.13
3.044	3.044	9234.70
3.044	3.044	9234.66

$$K_h = 9234.65 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.329 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.329 \times 13.4000 = 4.403 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	7918.873	14053.732	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	14590.740	21387.638	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	14590.740	21387.638	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	53767.672	65097.452	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	427619.2	758901.5
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-787900.0	-1154932.5
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	15362822.7	15362822.7
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	78629367.8	79241175.9
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0011945	0.0015243	0.0000127	COMBO 1	0.0000038	0.0021605	0.0000005
COMBO 2	0.0014291	0.0012976	0.0000184	COMBO 2	0.0017146	0.0011678	0.0000222
COMBO 3	0.0014291	0.0012976	0.0000184	COMBO 3	0.0017146	0.0011678	0.0000222
COMBO 4	0.0039256	0.0012976	0.0003112	COMBO 4	0.0039256	0.0012976	0.0003112

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.926 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 0.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos \theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin \theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin \theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos \theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0011945	0.0015655	0.0000127	445.387	9.274	-16.747
	2	0.0011945	0.0015490	0.0000127	440.700	9.274	-16.747
	3	0.0011945	0.0015326	0.0000127	436.012	9.274	-16.747
	4	0.0011945	0.0015161	0.0000127	431.324	9.274	-16.747
	5	0.0011945	0.0014996	0.0000127	426.637	9.274	-16.747
	6	0.0011945	0.0014831	0.0000127	421.949	9.274	-16.747
COMBO 2	1	0.0014291	0.0013575	0.0000184	386.199	11.048	-19.861
	2	0.0014291	0.0013335	0.0000184	379.385	11.048	-19.861
	3	0.0014291	0.0013096	0.0000184	372.571	11.048	-19.861
	4	0.0014291	0.0012856	0.0000184	365.756	11.048	-19.861
	5	0.0014291	0.0012617	0.0000184	358.942	11.048	-19.861
	6	0.0014291	0.0012377	0.0000184	352.127	11.048	-19.861
COMBO 3	1	0.0014291	0.0013575	0.0000184	386.199	11.048	-19.861
	2	0.0014291	0.0013335	0.0000184	379.385	11.048	-19.861
	3	0.0014291	0.0013096	0.0000184	372.571	11.048	-19.861
	4	0.0014291	0.0012856	0.0000184	365.756	11.048	-19.861
	5	0.0014291	0.0012617	0.0000184	358.942	11.048	-19.861
	6	0.0014291	0.0012377	0.0000184	352.127	11.048	-19.861
COMBO 4	1	0.0039256	0.0023090	0.0003112	656.908	48.514	-63.701
	2	0.0039256	0.0019045	0.0003112	541.810	48.514	-63.701
	3	0.0039256	0.0014999	0.0003112	426.712	48.514	-63.701
	4	0.0039256	0.0010953	0.0003112	311.614	48.514	-63.701
	5	0.0039256	0.0006908	0.0003112	196.516	48.514	-63.701
	6	0.0039256	0.0002862	0.0003112	81.419	48.514	-63.701

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000038	0.0021622	0.0000005	615.142	0.022	-0.027
	2	0.0000038	0.0021615	0.0000005	614.947	0.022	-0.027
	3	0.0000038	0.0021608	0.0000005	614.752	0.022	-0.027
	4	0.0000038	0.0021602	0.0000005	614.557	0.022	-0.027
	5	0.0000038	0.0021595	0.0000005	614.362	0.022	-0.027
	6	0.0000038	0.0021588	0.0000005	614.167	0.022	-0.027
COMBO 2	1	0.0017146	0.0012400	0.0000222	352.763	13.254	-23.825
	2	0.0017146	0.0012111	0.0000222	344.556	13.254	-23.825
	3	0.0017146	0.0011823	0.0000222	336.350	13.254	-23.825
	4	0.0017146	0.0011534	0.0000222	328.144	13.254	-23.825
	5	0.0017146	0.0011246	0.0000222	319.938	13.254	-23.825
	6	0.0017146	0.0010957	0.0000222	311.731	13.254	-23.825
COMBO 3	1	0.0017146	0.0012400	0.0000222	352.763	13.254	-23.825
	2	0.0017146	0.0012111	0.0000222	344.556	13.254	-23.825
	3	0.0017146	0.0011823	0.0000222	336.350	13.254	-23.825
	4	0.0017146	0.0011534	0.0000222	328.144	13.254	-23.825
	5	0.0017146	0.0011246	0.0000222	319.938	13.254	-23.825
	6	0.0017146	0.0010957	0.0000222	311.731	13.254	-23.825
COMBO 4	1	0.0039256	0.0023090	0.0003112	656.908	48.514	-63.701
	2	0.0039256	0.0019045	0.0003112	541.810	48.514	-63.701
	3	0.0039256	0.0014999	0.0003112	426.712	48.514	-63.701
	4	0.0039256	0.0010953	0.0003112	311.614	48.514	-63.701
	5	0.0039256	0.0006908	0.0003112	196.516	48.514	-63.701
	6	0.0039256	0.0002862	0.0003112	81.419	48.514	-63.701

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	445.387	9.274	-16.747	9
	2	1.950	0	440.700	9.274	-16.747	9
	3	0.650	0	436.012	9.274	-16.747	9
	4	-0.650	0	431.324	9.274	-16.747	9
	5	-1.950	0	426.637	9.274	-16.747	9
	6	-3.250	0	421.949	9.274	-16.747	9
	계			23418.077	500.797	55.472	54
COMBO 2	1	3.250	0	386.199	11.048	-19.861	9
	2	1.950	0	379.385	11.048	-19.861	9
	3	0.650	0	372.571	11.048	-19.861	9
	4	-0.650	0	365.756	11.048	-19.861	9
	5	-1.950	0	358.942	11.048	-19.861	9
	6	-3.250	0	352.127	11.048	-19.861	9
	계			19934.818	596.595	322.770	54
COMBO 3	1	3.250	0	386.199	11.048	-19.861	9
	2	1.950	0	379.385	11.048	-19.861	9
	3	0.650	0	372.571	11.048	-19.861	9
	4	-0.650	0	365.756	11.048	-19.861	9
	5	-1.950	0	358.942	11.048	-19.861	9
	6	-3.250	0	352.127	11.048	-19.861	9
	계			19934.818	596.595	322.770	54
COMBO 4	1	3.250	0	656.908	48.514	-63.701	9
	2	1.950	0	541.810	48.514	-63.701	9
	3	0.650	0	426.712	48.514	-63.701	9
	4	-0.650	0	311.614	48.514	-63.701	9
	5	-1.950	0	196.516	48.514	-63.701	9
	6	-3.250	0	81.419	48.514	-63.701	9
	계			19934.818	2619.751	20126.420	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	615.142	0.022	-0.027	9
	2	1.950	0	614.947	0.022	-0.027	9
	3	0.650	0	614.752	0.022	-0.027	9
	4	-0.650	0	614.557	0.022	-0.027	9
	5	-1.950	0	614.362	0.022	-0.027	9
	6	-3.250	0	614.167	0.022	-0.027	9
	계			33191.345	1.193	38.503	54
COMBO 2	1	3.250	0	352.763	13.254	-23.825	9
	2	1.950	0	344.556	13.254	-23.825	9
	3	0.650	0	336.350	13.254	-23.825	9
	4	-0.650	0	328.144	13.254	-23.825	9
	5	-1.950	0	319.938	13.254	-23.825	9
	6	-3.250	0	311.731	13.254	-23.825	9
	계			17941.336	715.731	393.694	54
COMBO 3	1	3.250	0	352.763	13.254	-23.825	9
	2	1.950	0	344.556	13.254	-23.825	9
	3	0.650	0	336.350	13.254	-23.825	9
	4	-0.650	0	328.144	13.254	-23.825	9
	5	-1.950	0	319.938	13.254	-23.825	9
	6	-3.250	0	311.731	13.254	-23.825	9
	계			17941.336	715.731	393.694	54
COMBO 4	1	3.250	0	656.908	48.514	-63.701	9
	2	1.950	0	541.810	48.514	-63.701	9
	3	0.650	0	426.712	48.514	-63.701	9
	4	-0.650	0	311.614	48.514	-63.701	9
	5	-1.950	0	196.516	48.514	-63.701	9
	6	-3.250	0	81.419	48.514	-63.701	9
	계			19934.818	2619.751	20126.420	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB25

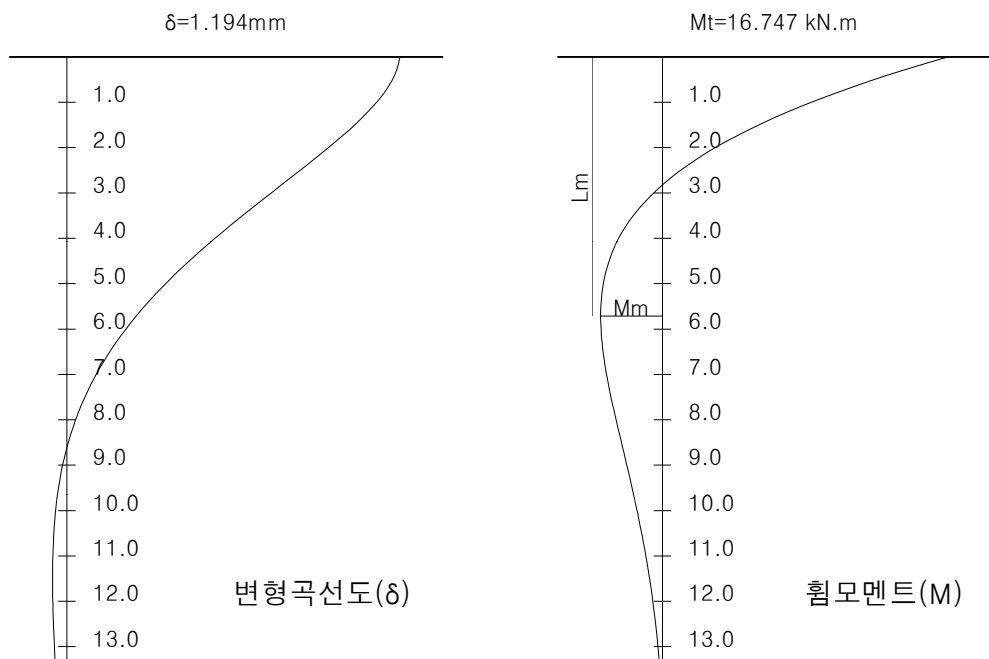
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.624 kN.m, 5.715 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.194 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.194 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.747	-9.274	1.194	
0.893	9.474	-7.030	1.126	
1.787	4.122	-5.000	0.980	
2.680	0.446	-3.288	0.800	
3.573	-1.859	-1.931	0.615	
4.467	-3.107	-0.917	0.445	
5.360	-3.589	-0.208	0.299	
6.253	-3.554	0.247	0.181	
7.147	-3.205	0.505	0.092	
8.040	-2.695	0.617	0.029	
8.933	-2.132	0.630	-0.013	
9.827	-1.589	0.579	-0.037	
10.720	-1.108	0.494	-0.049	
11.613	-0.709	0.397	-0.052	
12.507	-0.398	0.300	-0.048	
13.400	-0.170	0.213	-0.042	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB26

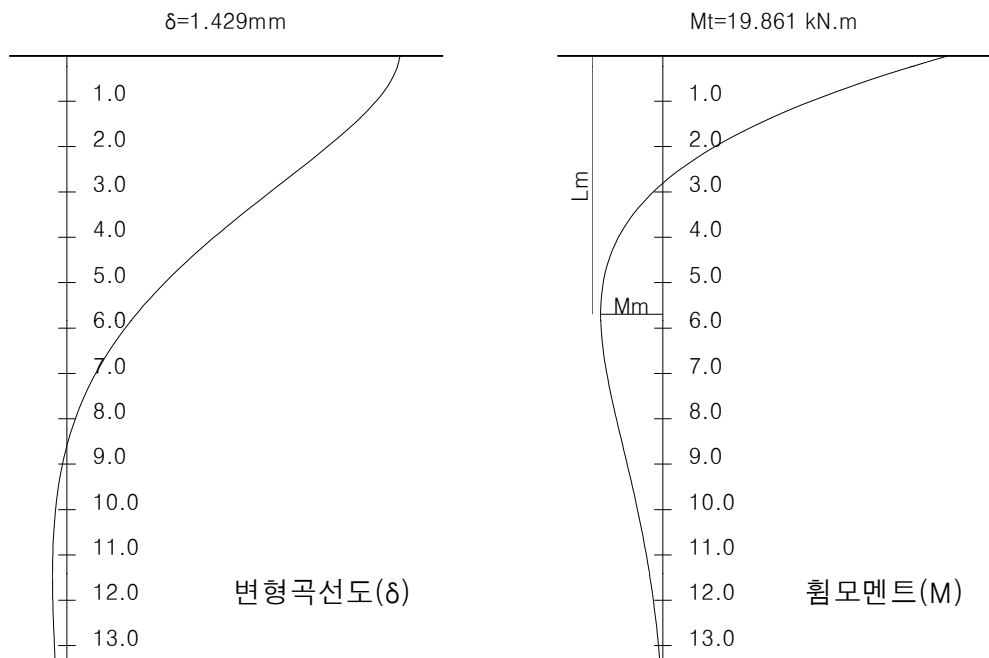
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.337 kN.m, 5.699 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.429 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.429 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.861	-11.048	1.429	
0.893	11.202	-8.366	1.345	
1.787	4.836	-5.942	1.169	
2.680	0.470	-3.902	0.953	
3.573	-2.262	-2.285	0.732	
4.467	-3.735	-1.079	0.529	
5.360	-4.298	-0.237	0.354	
6.253	-4.248	0.304	0.215	
7.147	-3.826	0.608	0.109	
8.040	-3.213	0.740	0.033	
8.933	-2.539	0.753	-0.016	
9.827	-1.890	0.691	-0.045	
10.720	-1.316	0.590	-0.059	
11.613	-0.841	0.473	-0.062	
12.507	-0.471	0.357	-0.058	
13.400	-0.200	0.253	-0.050	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB26

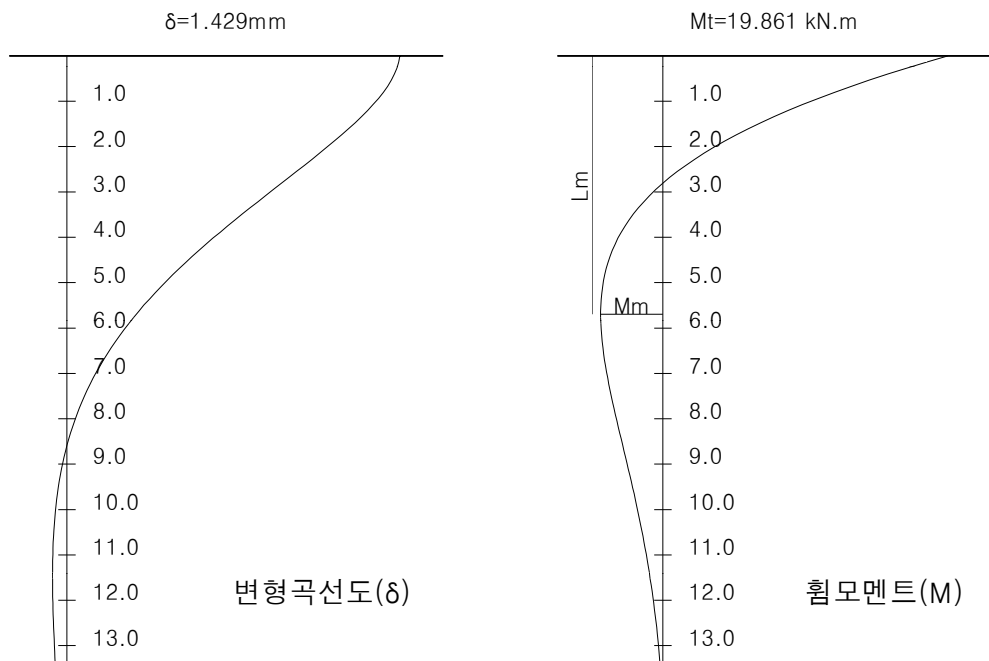
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.337 kN.m, 5.699 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.429 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.429 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.861	-11.048	1.429	
0.893	11.202	-8.366	1.345	
1.787	4.836	-5.942	1.169	
2.680	0.470	-3.902	0.953	
3.573	-2.262	-2.285	0.732	
4.467	-3.735	-1.079	0.529	
5.360	-4.298	-0.237	0.354	
6.253	-4.248	0.304	0.215	
7.147	-3.826	0.608	0.109	
8.040	-3.213	0.740	0.033	
8.933	-2.539	0.753	-0.016	
9.827	-1.890	0.691	-0.045	
10.720	-1.316	0.590	-0.059	
11.613	-0.841	0.473	-0.062	
12.507	-0.471	0.357	-0.058	
13.400	-0.200	0.253	-0.050	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

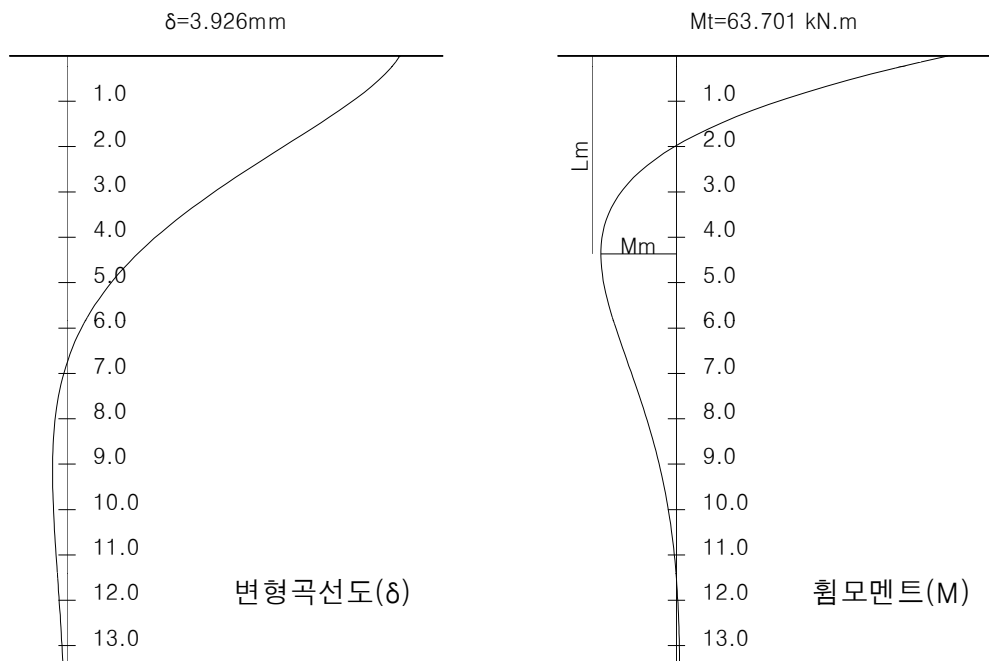
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.755 kN.m, 4.366 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.926 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.926 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	63.701	-48.514	3.926	
0.893	27.356	-33.191	3.444	
1.787	3.633	-20.408	2.734	
2.680	-10.023	-10.679	1.988	
3.573	-16.328	-3.898	1.318	
4.467	-17.736	0.373	0.776	
5.360	-16.240	2.700	0.375	
6.253	-13.322	3.647	0.104	
7.147	-9.988	3.705	-0.060	
8.040	-6.852	3.261	-0.144	
8.933	-4.227	2.595	-0.172	
9.827	-2.225	1.892	-0.165	
10.720	-0.826	1.258	-0.140	
11.613	0.058	0.743	-0.109	
12.507	0.542	0.362	-0.077	
13.400	0.741	0.104	-0.049	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : ULB03

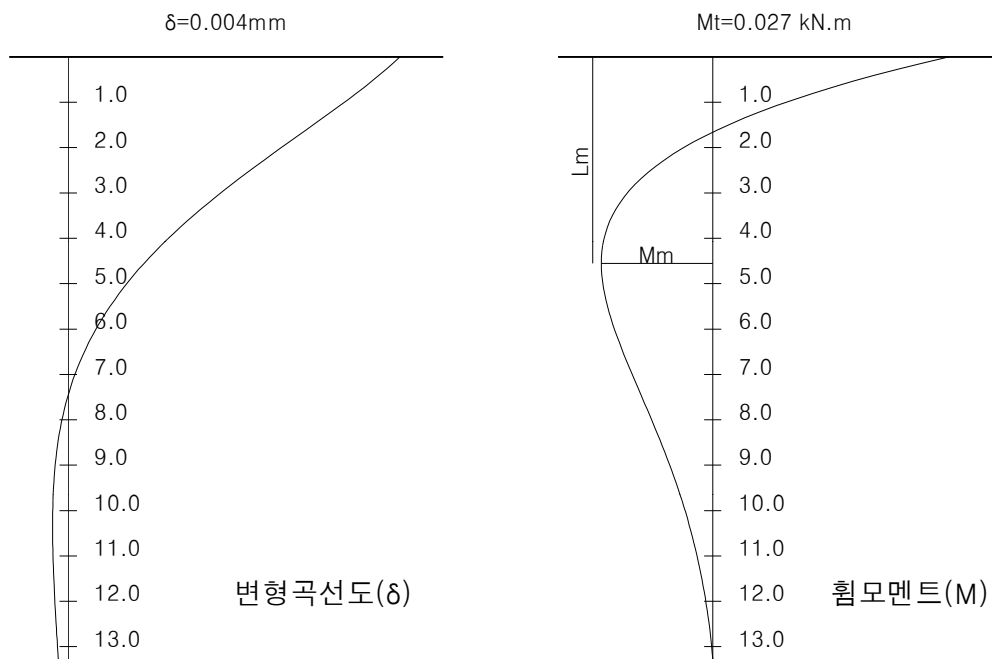
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.013 kN.m, 4.554 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.004 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.004 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.027	-0.022	0.004	
0.893	0.010	-0.015	0.003	
1.787	-0.001	-0.010	0.003	
2.680	-0.008	-0.006	0.002	
3.573	-0.011	-0.002	0.001	
4.467	-0.013	0.000	0.001	
5.360	-0.012	0.001	0.001	
6.253	-0.011	0.002	0.000	
7.147	-0.009	0.002	0.000	
8.040	-0.007	0.002	0.000	
8.933	-0.005	0.002	0.000	
9.827	-0.003	0.002	0.000	
10.720	-0.002	0.001	0.000	
11.613	-0.001	0.001	0.000	
12.507	0.000	0.001	0.000	
13.400	0.000	0.000	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : UEB26

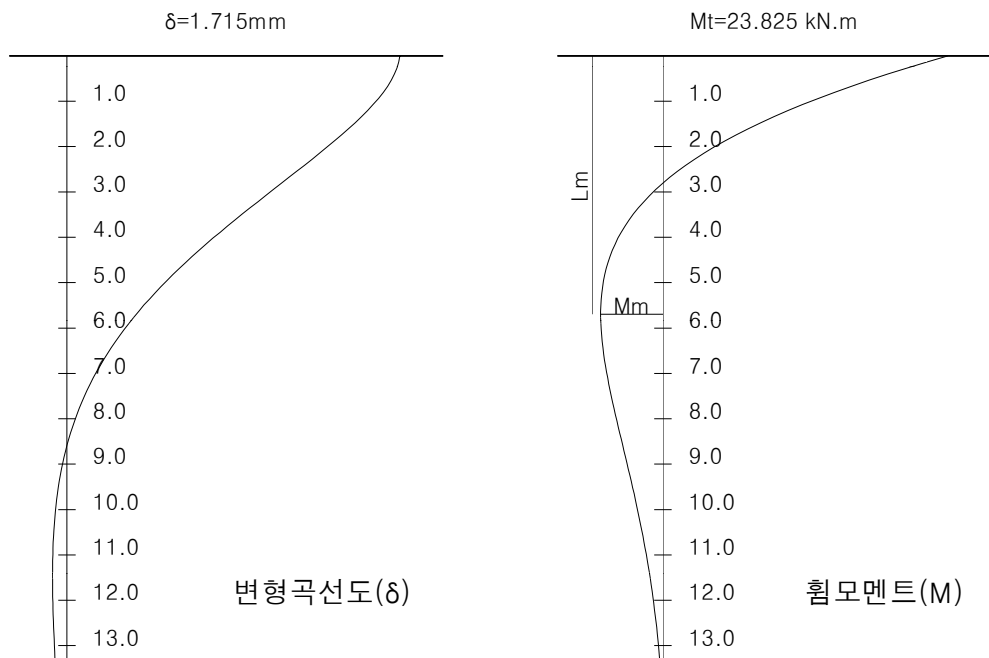
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.204 kN.m, 5.698 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.715 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.715 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	23.825	-13.254	1.715	
0.893	13.437	-10.036	1.614	
1.787	5.800	-7.128	1.403	
2.680	0.563	-4.680	1.144	
3.573	-2.714	-2.741	0.878	
4.467	-4.482	-1.294	0.634	
5.360	-5.157	-0.284	0.425	
6.253	-5.097	0.364	0.257	
7.147	-4.590	0.730	0.130	
8.040	-3.855	0.888	0.040	
8.933	-3.046	0.903	-0.019	
9.827	-2.267	0.829	-0.054	
10.720	-1.579	0.707	-0.070	
11.613	-1.009	0.567	-0.074	
12.507	-0.565	0.428	-0.069	
13.400	-0.240	0.303	-0.060	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UEB26

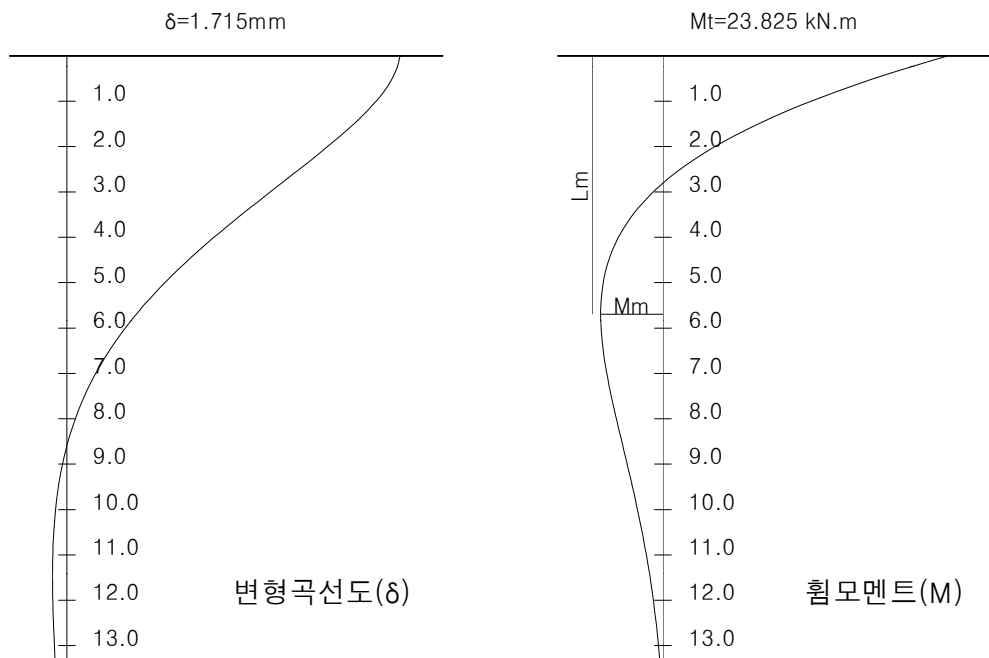
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.204 kN.m, 5.698 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.715 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.715 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	23.825	-13.254	1.715	
0.893	13.437	-10.036	1.614	
1.787	5.800	-7.128	1.403	
2.680	0.563	-4.680	1.144	
3.573	-2.714	-2.741	0.878	
4.467	-4.482	-1.294	0.634	
5.360	-5.157	-0.284	0.425	
6.253	-5.097	0.364	0.257	
7.147	-4.590	0.730	0.130	
8.040	-3.855	0.888	0.040	
8.933	-3.046	0.903	-0.019	
9.827	-2.267	0.829	-0.054	
10.720	-1.579	0.707	-0.070	
11.613	-1.009	0.567	-0.074	
12.507	-0.565	0.428	-0.069	
13.400	-0.240	0.303	-0.060	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

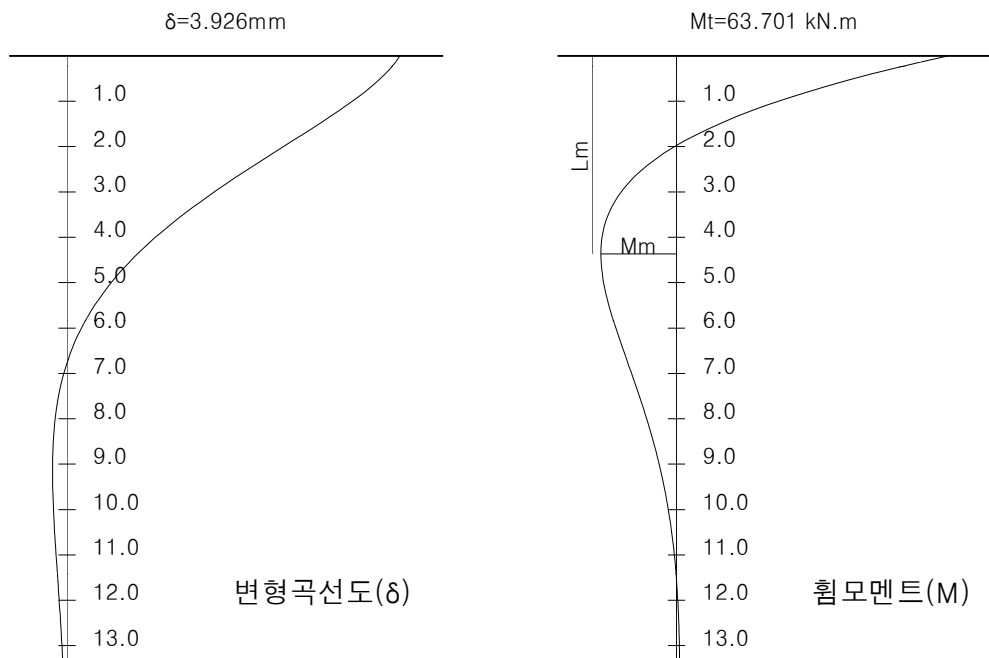
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.755 kN.m, 4.366 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.926 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.926 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	63.701	-48.514	3.926	
0.893	27.356	-33.191	3.444	
1.787	3.633	-20.408	2.734	
2.680	-10.023	-10.679	1.988	
3.573	-16.328	-3.898	1.318	
4.467	-17.736	0.373	0.776	
5.360	-16.240	2.700	0.375	
6.253	-13.322	3.647	0.104	
7.147	-9.988	3.705	-0.060	
8.040	-6.852	3.261	-0.144	
8.933	-4.227	2.595	-0.172	
9.827	-2.225	1.892	-0.165	
10.720	-0.826	1.258	-0.140	
11.613	0.058	0.743	-0.109	
12.507	0.542	0.362	-0.077	
13.400	0.741	0.104	-0.049	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	3959.437	7026.866	$2EI \beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	213809.6	379450.8
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	15362822.7	15362822.7
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	75725913.5	75725913.5
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0023423	0.0015243	0.0000007	COMBO 1	0.0000056	0.0021605	0.0000005
COMBO 2	0.0027903	0.0012976	0.0000043	COMBO 2	0.0033475	0.0011678	0.0000052
COMBO 3	0.0027903	0.0012976	0.0000043	COMBO 3	0.0033475	0.0011678	0.0000052
COMBO 4	0.0069041	0.0012976	0.0002658	COMBO 4	0.0069041	0.0012976	0.0002658

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.904 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos \theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin \theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin \theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos \theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0023423	0.0015267	0.0000007	434.345	9.274	0.000
	2	0.0023423	0.0015258	0.0000007	434.074	9.274	0.000
	3	0.0023423	0.0015248	0.0000007	433.804	9.274	0.000
	4	0.0023423	0.0015239	0.0000007	433.533	9.274	0.000
	5	0.0023423	0.0015229	0.0000007	433.262	9.274	0.000
	6	0.0023423	0.0015220	0.0000007	432.991	9.274	0.000
COMBO 2	1	0.0027903	0.0013115	0.0000043	373.104	11.048	0.000
	2	0.0027903	0.0013059	0.0000043	371.528	11.048	0.000
	3	0.0027903	0.0013004	0.0000043	369.952	11.048	0.000
	4	0.0027903	0.0012948	0.0000043	368.375	11.048	0.000
	5	0.0027903	0.0012893	0.0000043	366.799	11.048	0.000
	6	0.0027903	0.0012837	0.0000043	365.222	11.048	0.000
COMBO 3	1	0.0027903	0.0013115	0.0000043	373.104	11.048	0.000
	2	0.0027903	0.0013059	0.0000043	371.528	11.048	0.000
	3	0.0027903	0.0013004	0.0000043	369.952	11.048	0.000
	4	0.0027903	0.0012948	0.0000043	368.375	11.048	0.000
	5	0.0027903	0.0012893	0.0000043	366.799	11.048	0.000
	6	0.0027903	0.0012837	0.0000043	365.222	11.048	0.000
COMBO 4	1	0.0069041	0.0021614	0.0002658	614.907	48.514	0.000
	2	0.0069041	0.0018159	0.0002658	516.610	48.514	0.000
	3	0.0069041	0.0014704	0.0002658	418.312	48.514	0.000
	4	0.0069041	0.0011248	0.0002658	320.015	48.514	0.000
	5	0.0069041	0.0007793	0.0002658	221.717	48.514	0.000
	6	0.0069041	0.0004338	0.0002658	123.419	48.514	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000056	0.0021622	0.0000005	615.125	0.022	0.000
	2	0.0000056	0.0021615	0.0000005	614.937	0.022	0.000
	3	0.0000056	0.0021608	0.0000005	614.749	0.022	0.000
	4	0.0000056	0.0021602	0.0000005	614.561	0.022	0.000
	5	0.0000056	0.0021595	0.0000005	614.372	0.022	0.000
	6	0.0000056	0.0021588	0.0000005	614.184	0.022	0.000
COMBO 2	1	0.0033475	0.0011847	0.0000052	337.054	13.254	0.000
	2	0.0033475	0.0011780	0.0000052	335.131	13.254	0.000
	3	0.0033475	0.0011712	0.0000052	333.208	13.254	0.000
	4	0.0033475	0.0011645	0.0000052	331.286	13.254	0.000
	5	0.0033475	0.0011577	0.0000052	329.363	13.254	0.000
	6	0.0033475	0.0011509	0.0000052	327.440	13.254	0.000
COMBO 3	1	0.0033475	0.0011847	0.0000052	337.054	13.254	0.000
	2	0.0033475	0.0011780	0.0000052	335.131	13.254	0.000
	3	0.0033475	0.0011712	0.0000052	333.208	13.254	0.000
	4	0.0033475	0.0011645	0.0000052	331.286	13.254	0.000
	5	0.0033475	0.0011577	0.0000052	329.363	13.254	0.000
	6	0.0033475	0.0011509	0.0000052	327.440	13.254	0.000
COMBO 4	1	0.0069041	0.0021614	0.0002658	614.907	48.514	0.000
	2	0.0069041	0.0018159	0.0002658	516.610	48.514	0.000
	3	0.0069041	0.0014704	0.0002658	418.312	48.514	0.000
	4	0.0069041	0.0011248	0.0002658	320.015	48.514	0.000
	5	0.0069041	0.0007793	0.0002658	221.717	48.514	0.000
	6	0.0069041	0.0004338	0.0002658	123.419	48.514	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	434.345	9.274	0.000	9
	2	1.950	0	434.074	9.274	0.000	9
	3	0.650	0	433.804	9.274	0.000	9
	4	-0.650	0	433.533	9.274	0.000	9
	5	-1.950	0	433.262	9.274	0.000	9
	6	-3.250	0	432.991	9.274	0.000	9
	계			23418.077	500.797	0.000	54
COMBO 2	1	3.250	0	373.104	11.048	0.000	9
	2	1.950	0	371.528	11.048	0.000	9
	3	0.650	0	369.952	11.048	0.000	9
	4	-0.650	0	368.375	11.048	0.000	9
	5	-1.950	0	366.799	11.048	0.000	9
	6	-3.250	0	365.222	11.048	0.000	9
	계			19934.818	596.595	0.000	54
COMBO 3	1	3.250	0	373.104	11.048	0.000	9
	2	1.950	0	371.528	11.048	0.000	9
	3	0.650	0	369.952	11.048	0.000	9
	4	-0.650	0	368.375	11.048	0.000	9
	5	-1.950	0	366.799	11.048	0.000	9
	6	-3.250	0	365.222	11.048	0.000	9
	계			19934.818	596.595	0.000	54
COMBO 4	1	3.250	0	614.907	48.514	0.000	9
	2	1.950	0	516.610	48.514	0.000	9
	3	0.650	0	418.312	48.514	0.000	9
	4	-0.650	0	320.015	48.514	0.000	9
	5	-1.950	0	221.717	48.514	0.000	9
	6	-3.250	0	123.419	48.514	0.000	9
	계			19934.818	2619.751	0.000	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	615.125	0.022	0.000	9
	2	1.950	0	614.937	0.022	0.000	9
	3	0.650	0	614.749	0.022	0.000	9
	4	-0.650	0	614.561	0.022	0.000	9
	5	-1.950	0	614.372	0.022	0.000	9
	6	-3.250	0	614.184	0.022	0.000	9
	계			33191.345	1.193	0.000	54
COMBO 2	1	3.250	0	337.054	13.254	0.000	9
	2	1.950	0	335.131	13.254	0.000	9
	3	0.650	0	333.208	13.254	0.000	9
	4	-0.650	0	331.286	13.254	0.000	9
	5	-1.950	0	329.363	13.254	0.000	9
	6	-3.250	0	327.440	13.254	0.000	9
	계			17941.336	715.731	0.000	54
COMBO 3	1	3.250	0	337.054	13.254	0.000	9
	2	1.950	0	335.131	13.254	0.000	9
	3	0.650	0	333.208	13.254	0.000	9
	4	-0.650	0	331.286	13.254	0.000	9
	5	-1.950	0	329.363	13.254	0.000	9
	6	-3.250	0	327.440	13.254	0.000	9
	계			17941.336	715.731	0.000	54
COMBO 4	1	3.250	0	614.907	48.514	0.000	9
	2	1.950	0	516.610	48.514	0.000	9
	3	0.650	0	418.312	48.514	0.000	9
	4	-0.650	0	320.015	48.514	0.000	9
	5	-1.950	0	221.717	48.514	0.000	9
	6	-3.250	0	123.419	48.514	0.000	9
	계			19934.818	2619.751	0.000	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB25

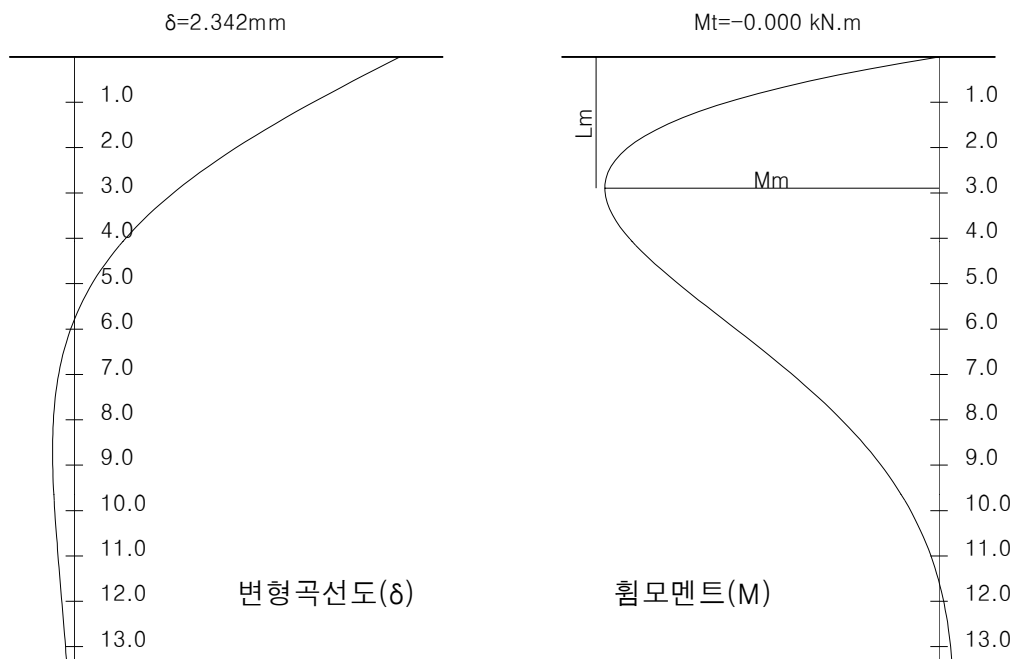
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.018 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.342 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.342 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.274	2.342	
0.893	-6.438	-5.318	1.784	
1.787	-9.808	-2.391	1.276	
2.680	-10.979	-0.368	0.845	
3.573	-10.688	0.911	0.502	
4.467	-9.522	1.615	0.245	
5.360	-7.926	1.900	0.063	
6.253	-6.213	1.900	-0.054	
7.147	-4.584	1.724	-0.121	
8.040	-3.159	1.457	-0.152	
8.933	-1.989	1.159	-0.156	
9.827	-1.086	0.868	-0.145	
10.720	-0.429	0.609	-0.124	
11.613	0.014	0.393	-0.100	
12.507	0.286	0.224	-0.076	
13.400	0.428	0.099	-0.054	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB26

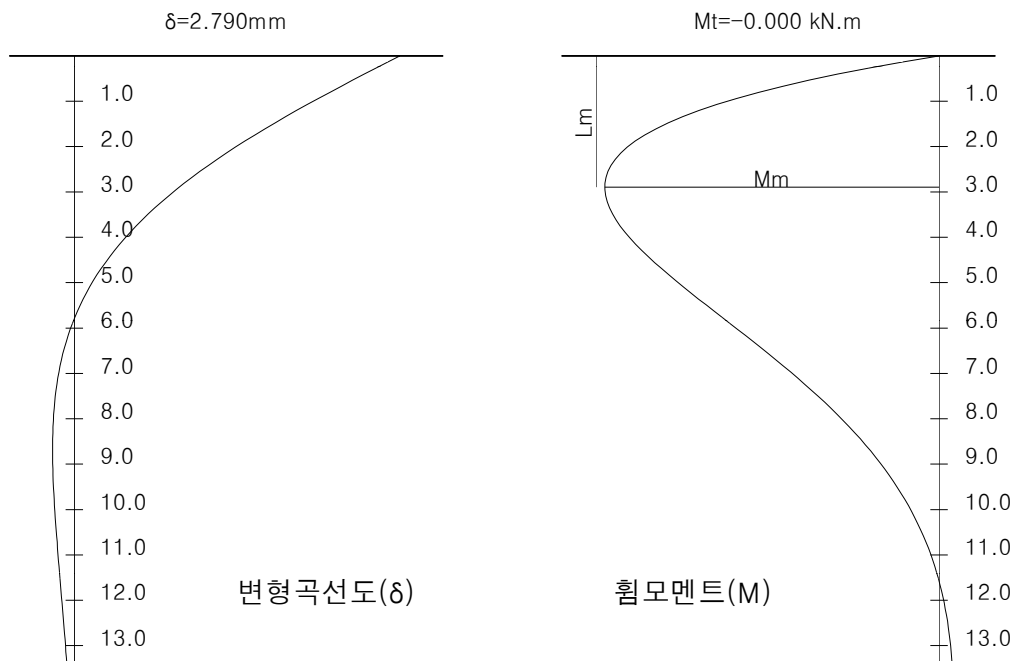
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.126 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.790 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.790 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-11.048	2.790	
0.893	-7.669	-6.335	2.126	
1.787	-11.685	-2.848	1.520	
2.680	-13.080	-0.439	1.007	
3.573	-12.732	1.086	0.598	
4.467	-11.344	1.924	0.291	
5.360	-9.443	2.263	0.076	
6.253	-7.401	2.263	-0.064	
7.147	-5.461	2.054	-0.145	
8.040	-3.763	1.736	-0.181	
8.933	-2.370	1.380	-0.186	
9.827	-1.294	1.034	-0.172	
10.720	-0.512	0.725	-0.148	
11.613	0.017	0.468	-0.119	
12.507	0.341	0.267	-0.091	
13.400	0.509	0.118	-0.065	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB26

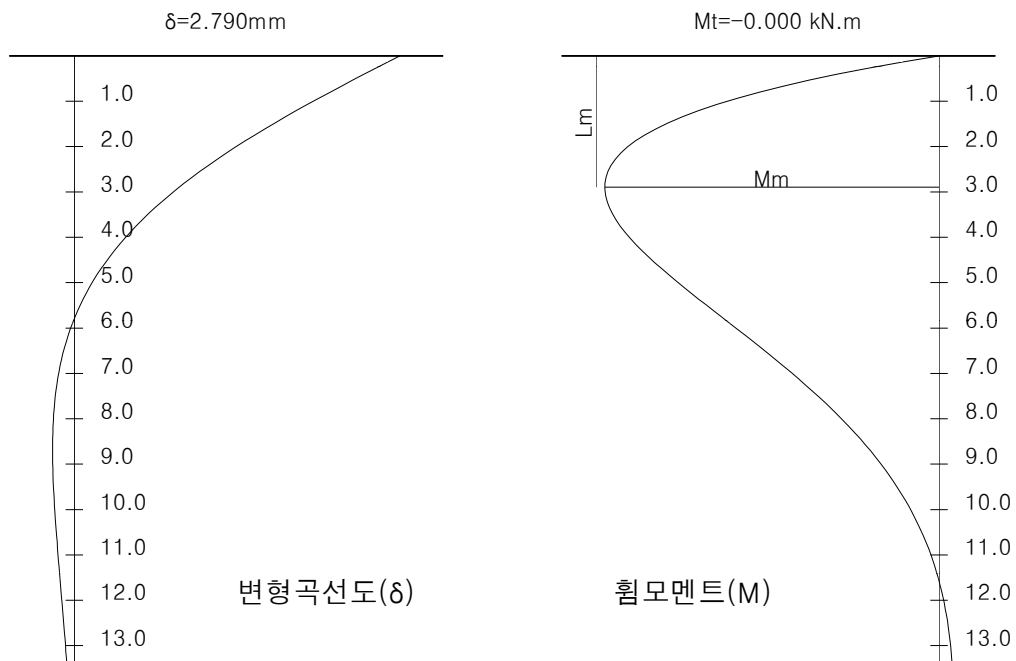
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.126 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.790 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.790 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-11.048	2.790	
0.893	-7.669	-6.335	2.126	
1.787	-11.685	-2.848	1.520	
2.680	-13.080	-0.439	1.007	
3.573	-12.732	1.086	0.598	
4.467	-11.344	1.924	0.291	
5.360	-9.443	2.263	0.076	
6.253	-7.401	2.263	-0.064	
7.147	-5.461	2.054	-0.145	
8.040	-3.763	1.736	-0.181	
8.933	-2.370	1.380	-0.186	
9.827	-1.294	1.034	-0.172	
10.720	-0.512	0.725	-0.148	
11.613	0.017	0.468	-0.119	
12.507	0.341	0.267	-0.091	
13.400	0.509	0.118	-0.065	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

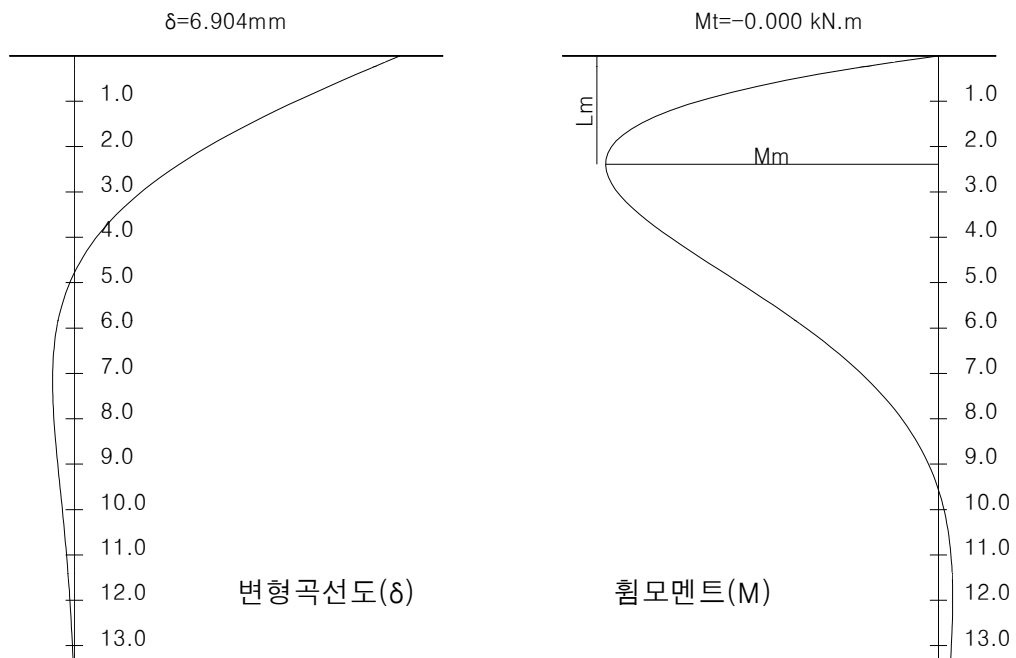
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -47.606 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.904 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.904 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-48.514	6.904	
0.893	-31.854	-24.162	4.928	
1.787	-45.472	-7.518	3.196	
2.680	-47.202	2.701	1.823	
3.573	-42.099	8.036	0.825	
4.467	-33.854	9.970	0.164	
5.360	-24.921	9.764	-0.224	
6.253	-16.752	8.395	-0.411	
7.147	-10.059	6.556	-0.463	
8.040	-5.045	4.691	-0.432	
8.933	-1.609	3.051	-0.359	
9.827	0.508	1.748	-0.272	
10.720	1.620	0.798	-0.189	
11.613	2.030	0.168	-0.119	
12.507	1.997	-0.204	-0.064	
13.400	1.722	-0.385	-0.026	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : ULB03

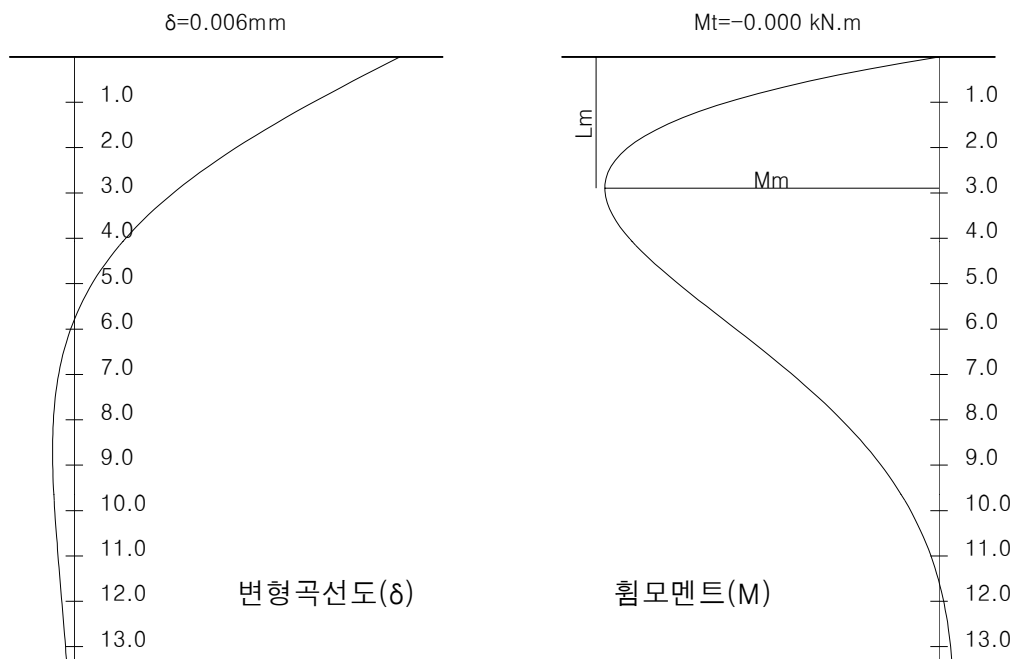
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.026 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.006 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.006 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.022	0.006	
0.893	-0.015	-0.013	0.004	
1.787	-0.023	-0.006	0.003	
2.680	-0.026	-0.001	0.002	
3.573	-0.025	0.002	0.001	
4.467	-0.023	0.004	0.001	
5.360	-0.019	0.005	0.000	
6.253	-0.015	0.005	0.000	
7.147	-0.011	0.004	0.000	
8.040	-0.008	0.003	0.000	
8.933	-0.005	0.003	0.000	
9.827	-0.003	0.002	0.000	
10.720	-0.001	0.001	0.000	
11.613	0.000	0.001	0.000	
12.507	0.001	0.001	0.000	
13.400	0.001	0.000	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : UEB26

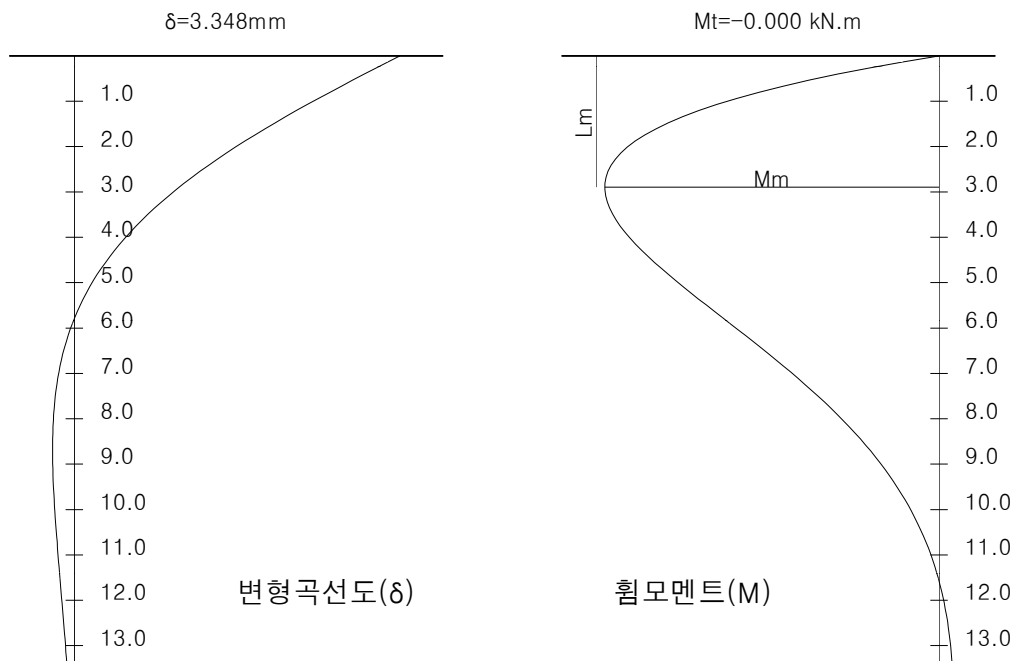
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.747 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.348 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.348 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.254	3.348	
0.893	-9.201	-7.600	2.550	
1.787	-14.018	-3.417	1.824	
2.680	-15.691	-0.526	1.208	
3.573	-15.275	1.302	0.718	
4.467	-13.609	2.308	0.350	
5.360	-11.328	2.715	0.091	
6.253	-8.879	2.715	-0.077	
7.147	-6.552	2.465	-0.173	
8.040	-4.514	2.083	-0.217	
8.933	-2.843	1.656	-0.223	
9.827	-1.552	1.240	-0.207	
10.720	-0.614	0.870	-0.178	
11.613	0.021	0.562	-0.143	
12.507	0.409	0.320	-0.109	
13.400	0.611	0.142	-0.078	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UEB26

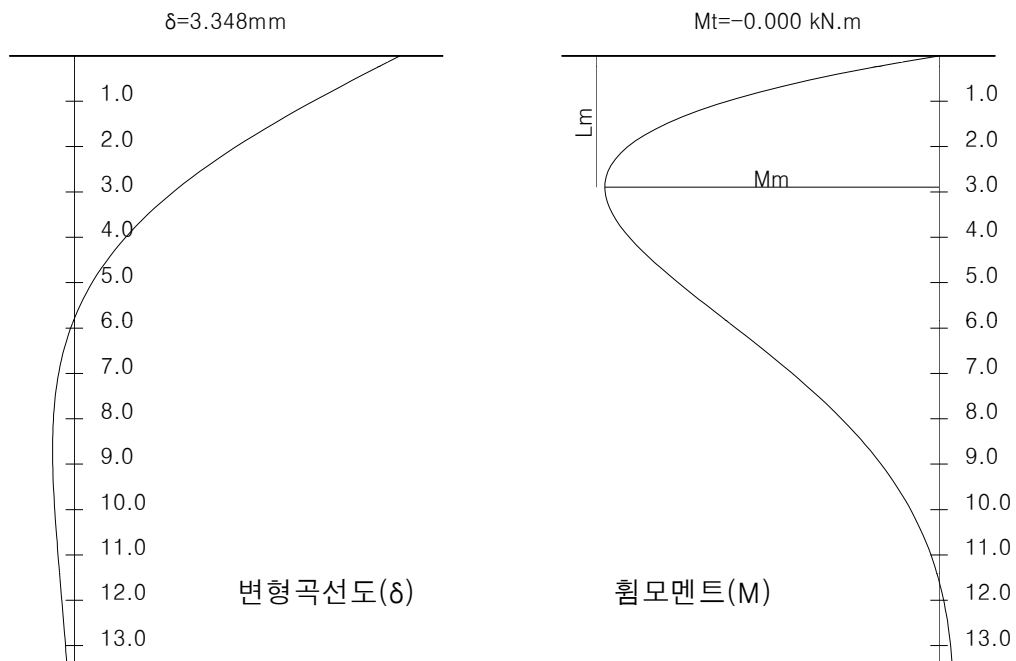
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.747 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.348 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.348 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.254	3.348	
0.893	-9.201	-7.600	2.550	
1.787	-14.018	-3.417	1.824	
2.680	-15.691	-0.526	1.208	
3.573	-15.275	1.302	0.718	
4.467	-13.609	2.308	0.350	
5.360	-11.328	2.715	0.091	
6.253	-8.879	2.715	-0.077	
7.147	-6.552	2.465	-0.173	
8.040	-4.514	2.083	-0.217	
8.933	-2.843	1.656	-0.223	
9.827	-1.552	1.240	-0.207	
10.720	-0.614	0.870	-0.178	
11.613	0.021	0.562	-0.143	
12.507	0.409	0.320	-0.109	
13.400	0.611	0.142	-0.078	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

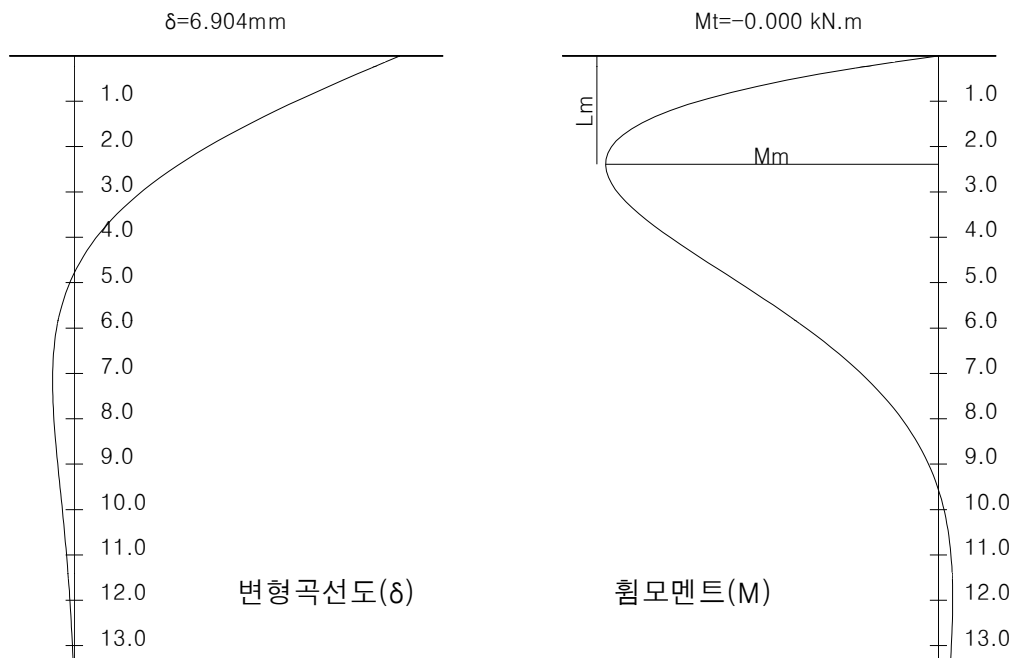
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -47.606 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.904 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.904 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-48.514	6.904	
0.893	-31.854	-24.162	4.928	
1.787	-45.472	-7.518	3.196	
2.680	-47.202	2.701	1.823	
3.573	-42.099	8.036	0.825	
4.467	-33.854	9.970	0.164	
5.360	-24.921	9.764	-0.224	
6.253	-16.752	8.395	-0.411	
7.147	-10.059	6.556	-0.463	
8.040	-5.045	4.691	-0.432	
8.933	-1.609	3.051	-0.359	
9.827	0.508	1.748	-0.272	
10.720	1.620	0.798	-0.189	
11.613	2.030	0.168	-0.119	
12.507	1.997	-0.204	-0.064	
13.400	1.722	-0.385	-0.026	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 877.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1315.500 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 2.7903 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 6.9041 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 459.600 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 689.400 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	445.387	421.949	877.000	459.600	0.K
	HINGE	434.345	432.991	877.000	459.600	0.K
COMBO 2	FIX	386.199	352.127	877.000	459.600	0.K
	HINGE	373.104	365.222	877.000	459.600	0.K
COMBO 3	FIX	386.199	352.127	877.000	459.600	0.K
	HINGE	373.104	365.222	877.000	459.600	0.K
COMBO 4	FIX	656.908	81.419	1315.500	689.400	0.K
	HINGE	614.907	123.419	1315.500	689.400	0.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 13.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.40/0.500 = 26.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지 이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)
= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)
= -5.000 MPa (지진시)

★ 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

★ 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 8.380 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	445.387	16.747	9.900	28.00	6.518	0.00	0.K
	HINGE	434.345	11.018	9.219	28.00	6.995	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	386.199	19.861	9.668	28.00	5.658	0.00	0.K
	HINGE	373.104	13.126	8.868	28.00	6.218	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	386.199	19.861	9.668	28.00	5.658	0.00	0.K
	HINGE	373.104	13.126	8.868	28.00	6.218	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	656.908	63.701	16.589	42.00	3.728	-5.00	0.K
	HINGE	614.907	47.606	14.577	42.00	4.966	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

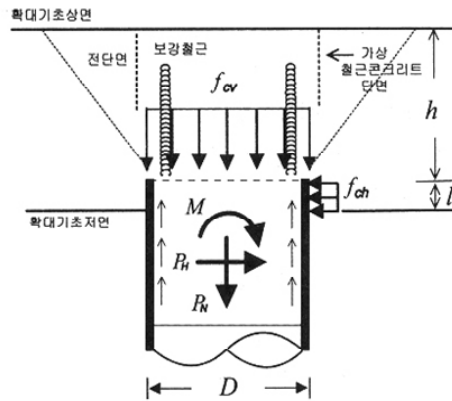
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	9.274	0.167	0.850	0.K
	HINGE	9.274	0.167	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	11.048	0.199	0.850	0.K
	HINGE	11.048	0.199	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	11.048	0.199	0.850	0.K
	HINGE	11.048	0.199	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	48.514	0.873	1.250	0.K
	HINGE	48.514	0.873	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

$P_{N\max}$: 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)

D : 말뚝의 외경(mm)

f_{ca} : 상시, 콘크리트의 허용지압응력 = $0.25f_{ck}$ (MPa), (해설표 참고)

$f_{ca'}$: 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = $1.33 \times (0.25f_{ck})$ (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, f_{ca} (MPa)

설계기준강도 (f_{ck} , MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (f_{ca} , MPa)	상시 (f_{ca})	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 ($f_{ca'}$)	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 445387.3 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 2.268 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 656908.1 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 3.346 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

τ_{a3}' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 445387.3 / \{ \pi \times (500 + 2000) \times 2000 \} \\ &= 0.028 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 656908.1 / \{ \pi \times (500 + 2000) \times 2000 \} \\ &= 0.042 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 11048.056 / (500 \times 100) \\ &= 0.221 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 48513.913 / (500 \times 100) \\ &= 0.970 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l+D+2h)} \leq \tau_{a3}$$

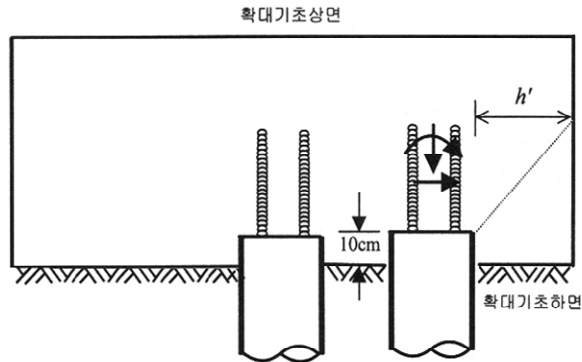
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 11048.056 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.018 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 48513.913 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.081 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm²) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

d₁ : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d ₁ (mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, A _{st} (mm ²)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f _{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ _{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, L_o ≥ L_{min} = 35d₁ 로 하는 것이 좋다. L_{min} = 35 x 19.1 = 668.5 mm

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500) \\ = 668.5 \text{ (mm)}$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 615142.156 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7696.9 \times 1950 \right) \\ &= 20797023.510 \text{ N} \geq P_{N\max} = 615142.156 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$