

P11 구조계산서



2. 검 토 조 건

2.1 일 반 사 항

- | | |
|----------------|------------|
| 1) 하 부 구 조 형 식 | : T형 교각 |
| 2) 상 부 구 조 형 식 | : PSC BEAM |
| 3) 교 량 등 급 | : 1 등교 |
| 4) 기 초 형 식 | : 말뚝기초 |

2.2 하 중

- | | | |
|-----------------|-------------------------------------|--------------------|
| 1) 철근콘크리트의 단위중량 | : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ | [도로교 설계기준 P6] |
| 2) 기초지반의 단위중량 | : $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$ | [도로교설계요령 제2권 P366] |
| 3) 교량받침 마찰계수 | : $f_s = 0.15$ | |

2.3 지 반 조 건

- | | | |
|----------------|---------------------------|--|
| 1) 기초지반의 N치 | : $N = 8$ | |
| 2) 기초지반의 내부마찰각 | : $\phi_2 = 25.954^\circ$ | ; $15 + \sqrt{15N}$ |
| 3) 기초지반의 점착력 | : $C = 0 \text{ kN/m}^2$ | |
| 4) 기초지반의 마찰계수 | : $\mu = 0.312$ | ; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$: 흙과 콘크리트 |

2.4 사 용 재 료 강 도

- | | | | |
|---------------------|------------------------------|----------------|-------------------|
| 1) 콘크리트 설계기준 강도 | : $f_{ck} =$ | 두부보: 24 MPa | |
| | | 기둥: 24 MPa | |
| | | 기초: 24 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_c =$ | 두부보: 27849 MPa | |
| | | 기둥: 27849 MPa | |
| | | 기초: 27849 MPa | |
| | | | [콘크리트 설계기준 3.4.3] |
| 2) 철근의 항복 강도(SD300) | : $f_y =$ | 두부보: 300 MPa | |
| | | 기둥: 300 MPa | |
| | | 기초: 300 MPa | |
| - 탄성계수 | : $E_s = 200000 \text{ MPa}$ | | [도로교 설계기준 P40] |

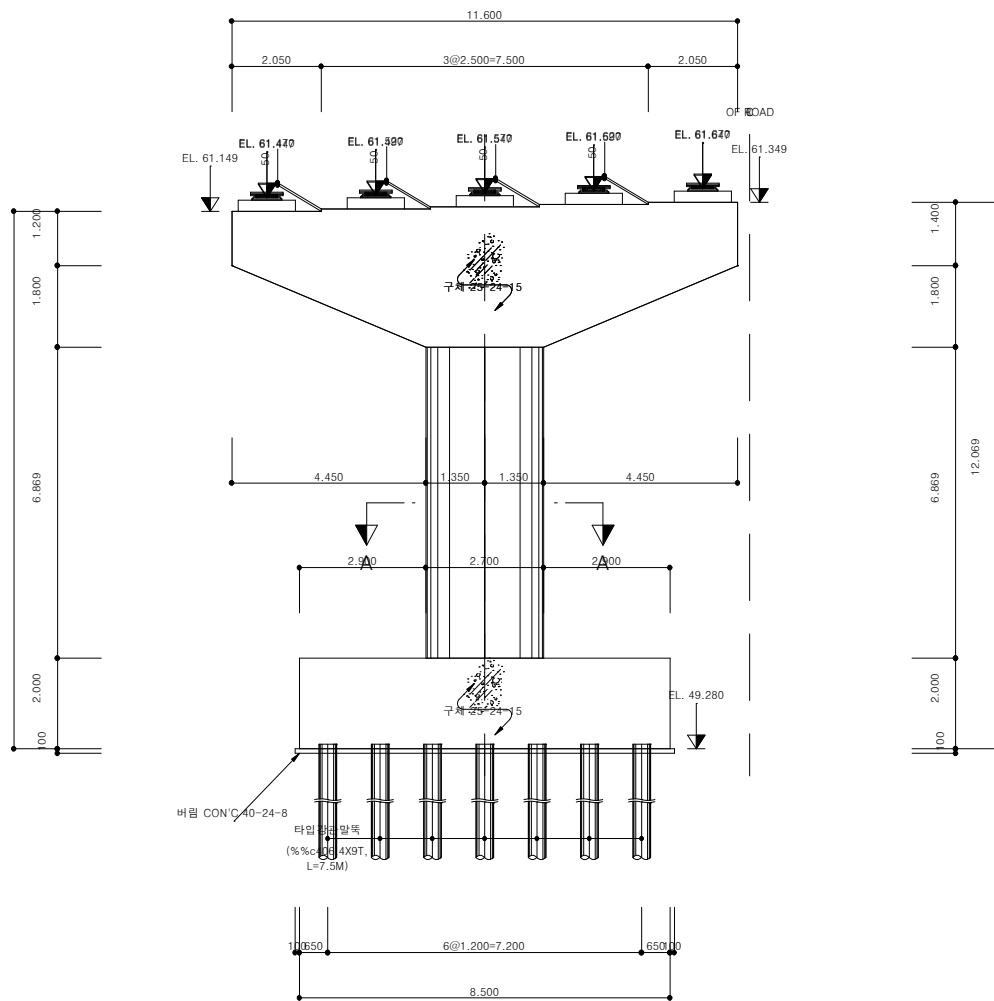
2.5 설 계 방 법

- | | |
|--------------|------------|
| 1) 안 정 성 검 토 | : 허용응력 설계법 |
| 2) 단 면 검 토 | : 강도설계법 |

2.6 참 고 문 헌

- | | |
|----------------|-------------------|
| 1) 도로교 설계기준 | : 국토해양부 (2005) |
| 2) 콘크리트구조 설계기준 | : 한국콘크리트학회 (2007) |
| 3) 도로설계 편람 | : 국토해양부 (2008) |
| 4) 도로 설계 요령 | : 한국도로공사 (2009) |

3. 해 석 단 면



4. 하 중 계 산

4.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	774.939	304.312	304.312	52.808
2	786.467	258.860	248.823	101.555
3	763.361	248.835	188.852	187.290
4	753.898	265.108	106.679	252.945
5	704.628	316.804	57.440	316.804
6	742.226	284.270	284.270	43.783
7	755.489	238.571	232.595	89.190
8	734.527	230.492	175.612	173.889
9	727.305	244.563	94.191	236.539
10	680.494	296.750	47.779	296.750
계	7423.334	2688.565	1740.553	1751.553

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

4.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.545 / 3.350 = 3.745 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (12.545 / 3.350)] \times 3.350 = 10.9 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 10.891 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 10.891 \times (30.054 + 29.999) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 327.014 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.350/2 + 0.400 + 1.200/2 = 2.675 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 327.014 \times 2.675 = 874.763 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.000 \times 2.700 = 24.3 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.700 = 4.05 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 83.852 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.700 = 4.05 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

4.3 활하중에 작용하는 풍하중

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

$$\begin{aligned} Ph &= 1.500 \times (30.054 + 29.999)/2 \times \sin 90.0 &= 45.039 \text{ kN} \\ \text{작용위치 } h &= 2.736 + 1.500 + 1.200/2 &= 4.836 \text{ m} \\ \text{작용모멘트 } My &= Ph \times h &= 45.039 \times 4.836 &= 217.819 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

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

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 30.0 = 0.009 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} Ph &= 3 \times 27849000 \times 2.60870 \times 1EA \times 0.00900 / 9.869^3 \times \sin 90.0 \\ &= 2040.597 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 교량받침에 의한 수평력

$$\text{상부고정하중} : V_d = 7423.334 \text{ kN}$$

$$\text{교량받침마찰계수} : \mu = 0.150$$

$$\begin{aligned} Ph &= \mu \times W = 7423.334 \times 0.150 \times \sin 90.0 \\ &= 1113.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 1113.500 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 1113.500 \times (0.400 + 1.200/2) = 1113.5 \text{ kN.m}$$

4.5 유수압 (Q1-TR)

$$\begin{aligned} P &= 10 K v^2 A = 10 \times 0.040 \times 3.000^2 \times 4.374 \\ &= 15.746 \text{ kN} \end{aligned}$$

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m^2), $A = 1.620 \times 2.700 = 4.374 \text{ m}^2$

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 $h = 2.972 \text{ m}$ (기초상단으로 부터)

4.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

$$\begin{aligned} P &= 0.1 W v = 0.1 \times 5000.000 \times 3.000 \\ &= 1500.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 $h = 3.620 \text{ m}$ (기초상단으로 부터)

4.7 하중조합 : 사용하중 검토시

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

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.

4.8 하중조합 : 계수하중 검토시

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

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

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

4.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

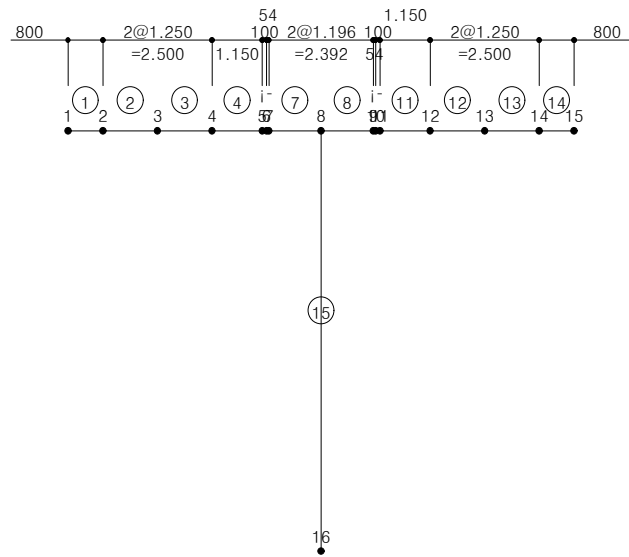
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	C0	Q
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			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
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00									1.00
UEB23	1.00	1.30							1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30						1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30					1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20				1.20	1.20

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

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5. 구조 해석

5.1 해석 모델링



5.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	9.269	5	4.450	9.269	9	6.996	9.269	13	9.550	9.269
2	0.800	9.269	6	4.550	9.269	10	7.050	9.269	14	10.800	9.269
3	2.050	9.269	7	4.604	9.269	11	7.150	9.269	15	11.600	9.269
4	3.300	9.269	8	5.800	9.269	12	8.300	9.269	16	5.800	0.000

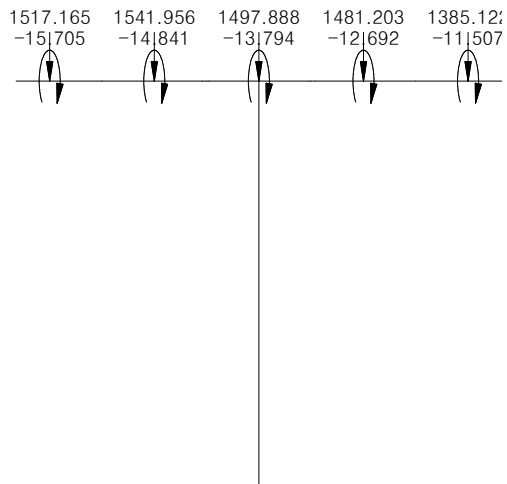
5.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.700	1.200	3.240	1.968300	0.388800	1
②	2.700	1.400	3.780	2.296350	0.617400	15
③	2.700	1.524	4.115	2.499741	0.796411	2
④	2.700	1.724	4.655	2.827791	1.152907	14
⑤	2.700	2.029	5.478	3.328067	1.879441	
⑥	2.700	2.079	5.613	3.410080	2.021836	3
⑦	2.700	2.179	5.883	3.574105	2.327846	
⑧	2.700	2.229	6.018	3.656117	2.491797	13
⑨	2.700	2.585	6.980	4.240046	3.886549	4
⑩	2.700	2.685	7.250	4.404071	4.355273	12
⑪	2.700	3.050	8.235	5.002763	6.383841	5
⑫	2.700	3.100	8.370	5.084775	6.702975	6~9
⑬	2.700	3.150	8.505	5.166788	7.032572	10, 11
⑭	2.700	0.000	5.726	2.608705	2.608705	기동상단
⑮	2.700	0.000	5.726	2.608705	2.608705	기동하단

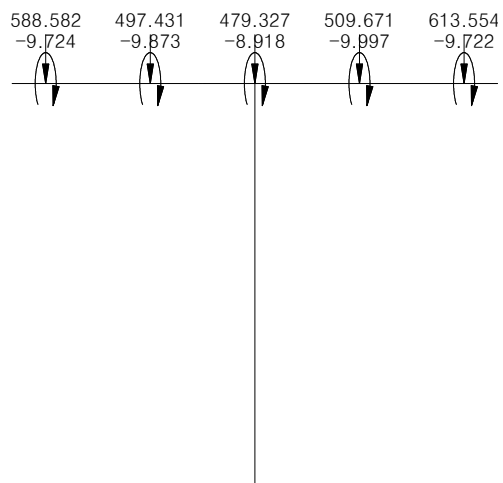
5.4 하중재하도

1) 연직하중

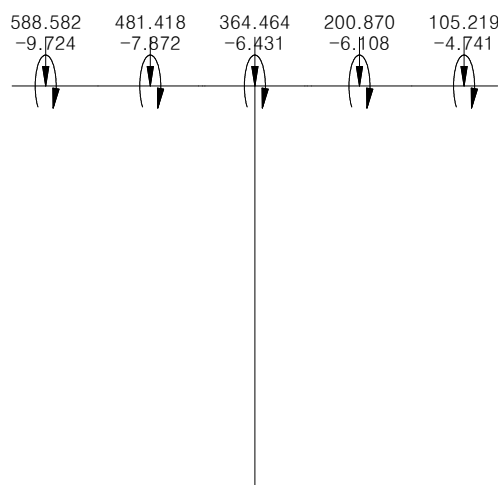
① 고정하중 (D)



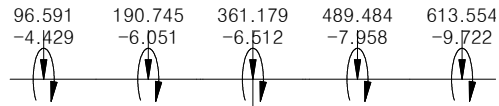
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



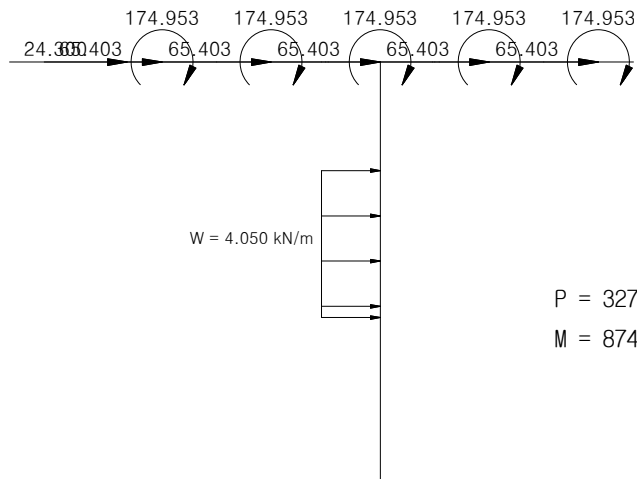
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

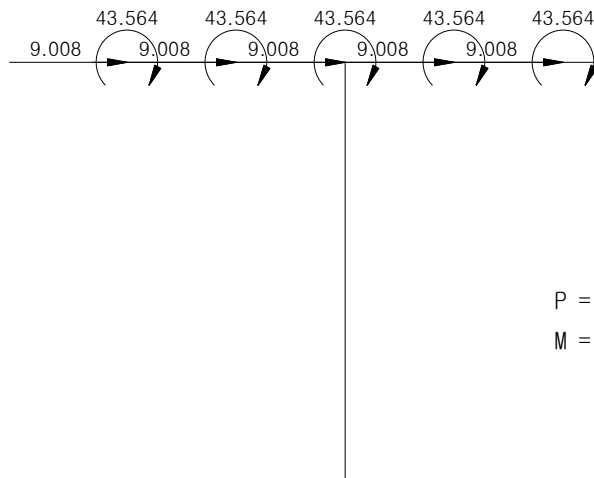
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 327.014/10EA = 32.701 \text{ kN}$$

$$M = 874.763/10EA = 87.476 \text{ kN}$$

㉡ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



$$P = 45.039/10EA = 4.504 \text{ kN}$$

$$M = 217.819/10EA = 21.782 \text{ kN}$$

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

㉕ 유수압 (Q1-TR)

15.746 →

HWL : EL = 54.900 m
기초상단 : EL = 51.280 m
하저면 : EL = 53.280 m

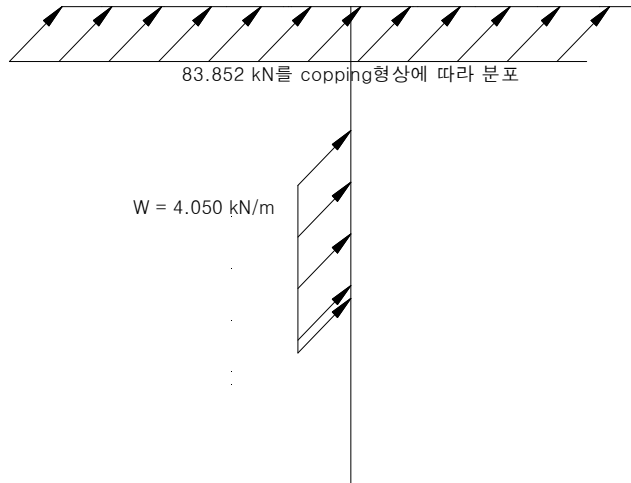
㉖ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

1500.000 →

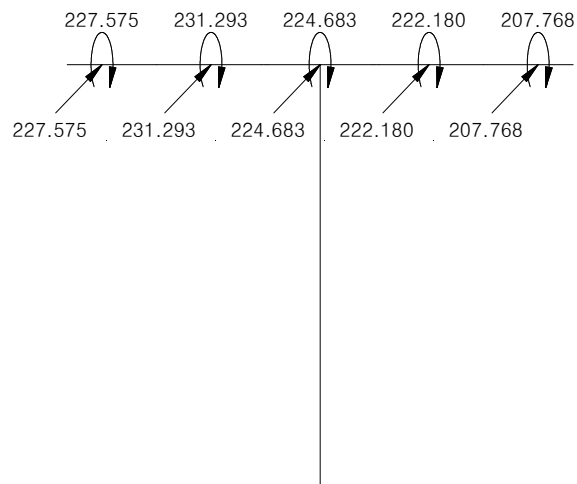
HWL : EL = 54.900 m
기초상단 : EL = 51.280 m

② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉡ 온도하중 (G-L01) : $P = 1113.500 / 10EA = 111.350 \text{ kN}$ $M = 1113.500 / 10EA = 111.350 \text{ kN.m}$



6. 해석결과 집계

6.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 15

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-9653.545	-637.814	0.000	-10636.765	-637.814	0.000	
L1	-2688.565	155.460	0.000	-2688.565	155.460	0.000	
L2	-1740.553	-3118.185	0.000	-1740.553	-3118.185	0.000	
L3	-1751.553	3331.662	0.000	-1751.553	3331.662	0.000	
W-TR	0.000	1717.920	-351.316	0.000	4200.122	-364.476	
WL	0.000	325.913	-45.039	0.000	635.287	-45.039	
G-TR	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	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	46.791	-15.746	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	5429.317	-1500.000	

(교측방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-9653.545	68.539	0.000	-10636.765	68.539	0.000	
L1	-2688.565	48.234	0.000	-2688.565	48.234	0.000	
L2	-1740.553	34.876	0.000	-1740.553	34.876	0.000	
L3	-1751.553	34.672	0.000	-1751.553	34.672	0.000	
W-L0	0.000	-201.245	83.853	0.000	-846.248	97.013	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L02	0.000	-3785.897	1113.499	0.000	-11434.521	1113.499	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-9095.662	3729.928	-8635.166	-3581.668	
L1	-2887.616	1086.013	-2998.570	-1123.225	
L2	-2866.735	1070.000	-662.188	-306.089	
L3	-616.164	287.336	-2972.247	-1103.038	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	349.906	0.000	-349.906	0.000	
WL	87.128	0.000	-87.128	0.000	
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

6.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 15

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-12342.110	-482.354	0.000	-13325.330	-435.563	-15.746	
SV002	-11394.098	-3755.999	0.000	-12377.318	-3709.208	-15.746	
SV003	-11405.098	2693.848	0.000	-12388.318	2740.640	-15.746	
SV004	-9653.545	1080.105	-351.316	-10636.765	3609.099	-380.222	
SV005	-12342.110	702.519	-220.697	-13325.330	2299.786	-243.023	
SV006	-11394.098	-2571.126	-220.697	-12377.318	-973.859	-243.023	
SV007	-11405.098	3878.721	-220.697	-12388.318	5475.988	-243.023	
SV008	-12342.110	-482.354	0.000	-13325.330	-435.563	-15.746	
SV009	-12342.110	-482.354	0.000	-13325.330	-435.563	-15.746	
SV010	-11394.098	-3755.999	0.000	-12377.318	-3709.208	-15.746	
SV011	-11394.098	-3755.999	0.000	-12377.318	-3709.208	-15.746	
SV012	-11405.098	2693.848	0.000	-12388.318	2740.640	-15.746	
SV013	-11405.098	2693.848	0.000	-12388.318	2740.640	-15.746	
SV014	-9653.545	1080.105	-351.316	-10636.765	3609.099	-380.222	
SV015	-9653.545	1080.105	-351.316	-10636.765	3609.099	-380.222	
SV016	-12342.110	702.519	-220.697	-13325.330	2299.786	-243.023	
SV017	-12342.110	702.519	-220.697	-13325.330	2299.786	-243.023	
SV018	-11394.098	-2571.126	-220.697	-12377.318	-973.859	-243.023	
SV019	-11394.098	-2571.126	-220.697	-12377.318	-973.859	-243.023	
SV020	-11405.098	3878.721	-220.697	-12388.318	5475.988	-243.023	
SV021	-11405.098	3878.721	-220.697	-12388.318	5475.988	-243.023	
SV022	-9653.545	-637.814	0.000	-10636.765	-591.023	-15.746	
SV023	-12342.110	-482.354	0.000	-13325.330	4993.754	-1515.746	
SV024	-11394.098	-3755.999	0.000	-12377.318	1720.109	-1515.746	
SV025	-11405.098	2693.848	0.000	-12388.318	8169.956	-1515.746	
SV026	-9653.545	1080.105	-351.316	-10636.765	9038.416	-1880.222	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-12342.110	116.773	0.000	-13325.330	116.773	0.000	
SVB02	-11394.098	103.415	0.000	-12377.318	103.415	0.000	
SVB03	-11405.098	103.211	0.000	-12388.318	103.211	0.000	
SVB04	-9653.545	-132.706	83.853	-10636.765	-777.709	97.013	
SVB05	-12342.110	16.150	41.927	-13325.330	-306.351	48.507	
SVB06	-11394.098	2.792	41.927	-12377.318	-319.709	48.507	
SVB07	-11405.098	2.588	41.927	-12388.318	-319.913	48.507	
SVB08	-12342.110	-3669.124	1113.499	-13325.330	-11317.748	1113.499	
SVB09	-12342.110	3902.670	-1113.499	-13325.330	11551.294	-1113.499	
SVB10	-11394.098	-3682.482	1113.499	-12377.318	-11331.106	1113.499	
SVB11	-11394.098	3889.312	-1113.499	-12377.318	11537.936	-1113.499	
SVB12	-11405.098	-3682.686	1113.499	-12388.318	-11331.310	1113.499	
SVB13	-11405.098	3889.108	-1113.499	-12388.318	11537.732	-1113.499	
SVB14	-9653.545	-3918.603	1197.352	-10636.765	-12212.231	1210.512	
SVB15	-9653.545	3653.191	-1029.646	-10636.765	10656.812	-1016.486	
SVB16	-12342.110	-3769.746	1155.426	-13325.330	-11740.872	1162.006	
SVB17	-12342.110	3802.047	-1071.572	-13325.330	11128.170	-1064.992	
SVB18	-11394.098	-3783.104	1155.426	-12377.318	-11754.230	1162.006	
SVB19	-11394.098	3788.689	-1071.572	-12377.318	11114.812	-1064.992	
SVB20	-11405.098	-3783.308	1155.426	-12388.318	-11754.434	1162.006	
SVB21	-11405.098	3788.485	-1071.572	-12388.318	11114.608	-1064.992	
SVB22	-9653.545	68.539	0.000	-10636.765	68.539	0.000	
SVB23	-12342.110	116.773	0.000	-13325.330	116.773	0.000	
SVB24	-11394.098	103.415	0.000	-12377.318	103.415	0.000	
SVB25	-11405.098	103.211	0.000	-12388.318	103.211	0.000	
SVB26	-9653.545	-132.706	83.853	-10636.765	-777.709	97.013	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11983.278	4815.941	-11633.737	-4704.893	
SV002	-11962.397	4799.928	-9297.354	-3887.757	
SV003	-9711.825	4017.264	-11607.413	-4684.706	
SV004	-8745.756	3729.928	-8985.072	-3581.668	
SV005	-11721.197	4815.941	-11895.818	-4704.893	
SV006	-11700.316	4799.928	-9559.435	-3887.757	
SV007	-9449.745	4017.264	-11869.494	-4684.706	
SV008	-11983.278	4815.941	-11633.737	-4704.893	
SV009	-11983.278	4815.941	-11633.737	-4704.893	
SV010	-11962.397	4799.928	-9297.354	-3887.757	
SV011	-11962.397	4799.928	-9297.354	-3887.757	
SV012	-9711.825	4017.264	-11607.413	-4684.706	
SV013	-9711.825	4017.264	-11607.413	-4684.706	
SV014	-8745.756	3729.928	-8985.072	-3581.668	
SV015	-8745.756	3729.928	-8985.072	-3581.668	
SV016	-11721.197	4815.941	-11895.818	-4704.893	
SV017	-11721.197	4815.941	-11895.818	-4704.893	
SV018	-11700.316	4799.928	-9559.435	-3887.757	
SV019	-11700.316	4799.928	-9559.435	-3887.757	
SV020	-9449.745	4017.264	-11869.494	-4684.706	
SV021	-9449.745	4017.264	-11869.494	-4684.706	
SV022	-9095.662	3729.928	-8635.166	-3581.668	
SV023	-11983.278	4815.941	-11633.737	-4704.893	
SV024	-11962.397	4799.928	-9297.354	-3887.757	
SV025	-9711.825	4017.264	-11607.413	-4684.706	
SV026	-8745.756	3729.928	-8985.072	-3581.668	

6.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 15

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-18330.024	-494.920	0.000	-19608.210	-434.091	-20.470	
UL002	-16291.798	-7533.256	0.000	-17569.984	-7472.428	-20.470	
UL003	-16315.448	6333.916	0.000	-17593.634	6394.745	-20.470	
UL004	-12549.609	1404.137	-456.710	-13827.795	4691.829	-494.288	
UL005	-16044.743	913.275	-286.906	-17322.929	2989.721	-315.930	
UL006	-14812.328	-3342.464	-286.906	-16090.514	-1266.017	-315.930	
UL007	-14826.628	5042.338	-286.906	-16104.814	7118.785	-315.930	
UL008	-16044.743	-627.061	0.000	-17322.929	-566.232	-20.470	
UL009	-16044.743	-627.061	0.000	-17322.929	-566.232	-20.470	
UL010	-14812.328	-4882.799	0.000	-16090.514	-4821.970	-20.470	
UL011	-14812.328	-4882.799	0.000	-16090.514	-4821.970	-20.470	
UL012	-14826.628	3502.003	0.000	-16104.814	3562.831	-20.470	
UL013	-14826.628	3502.003	0.000	-16104.814	3562.831	-20.470	
UL014	-12066.932	1350.132	-439.144	-13295.957	4511.374	-475.277	
UL015	-12066.932	1350.132	-439.144	-13295.957	4511.374	-475.277	
UL016	-15427.638	878.149	-275.871	-16656.663	2874.732	-303.779	
UL017	-15427.638	878.149	-275.871	-16656.663	2874.732	-303.779	
UL018	-14242.623	-3213.908	-275.871	-15471.648	-1217.324	-303.779	
UL019	-14242.623	-3213.908	-275.871	-15471.648	-1217.324	-303.779	
UL020	-14256.373	4848.402	-275.871	-15485.398	6844.985	-303.779	
UL021	-14256.373	4848.402	-275.871	-15485.398	6844.985	-303.779	
UL022	-9653.545	-637.814	0.000	-10636.765	-591.023	-15.746	
UL023	-16044.743	-627.061	0.000	-17322.929	6491.880	-1970.470	
UL024	-14812.328	-4882.799	0.000	-16090.514	2236.141	-1970.470	
UL025	-14826.628	3502.003	0.000	-16104.814	10620.943	-1970.470	
UL026	-11584.254	1296.127	-421.579	-12764.118	10846.099	-2256.266	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기동 : 부재번호 15

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-15433.960	-303.575	0.000	-16417.180	-242.746	-20.470	
UE002	-13395.734	-7341.912	0.000	-14378.954	-7281.083	-20.470	
UE003	-13419.384	6525.260	0.000	-14402.604	6586.089	-20.470	
UE004	-9653.545	1595.481	-456.710	-10636.765	4883.174	-494.288	
UE005	-13148.680	1104.619	-286.906	-14131.900	3181.066	-315.930	
UE006	-11916.264	-3151.120	-286.906	-12899.484	-1074.673	-315.930	
UE007	-11930.564	5233.682	-286.906	-12913.784	7310.129	-315.930	
UE008	-13148.680	-435.716	0.000	-14131.900	-374.887	-20.470	
UE009	-13148.680	-435.716	0.000	-14131.900	-374.887	-20.470	
UE010	-11916.264	-4691.455	0.000	-12899.484	-4630.626	-20.470	
UE011	-11916.264	-4691.455	0.000	-12899.484	-4630.626	-20.470	
UE012	-11930.564	3693.347	0.000	-12913.784	3754.176	-20.470	
UE013	-11930.564	3693.347	0.000	-12913.784	3754.176	-20.470	
UE014	-9170.868	1541.476	-439.144	-10104.927	4702.719	-475.277	
UE015	-9170.868	1541.476	-439.144	-10104.927	4702.719	-475.277	
UE016	-12531.574	1069.493	-275.871	-13465.633	3066.076	-303.779	
UE017	-12531.574	1069.493	-275.871	-13465.633	3066.076	-303.779	
UE018	-11346.559	-3022.563	-275.871	-12280.618	-1025.980	-303.779	
UE019	-11346.559	-3022.563	-275.871	-12280.618	-1025.980	-303.779	
UE020	-11360.309	5039.746	-275.871	-12294.368	7036.330	-303.779	
UE021	-11360.309	5039.746	-275.871	-12294.368	7036.330	-303.779	
UE022	-9653.545	-637.814	0.000	-10636.765	-591.023	-15.746	
UE023	-13148.680	-435.716	0.000	-14131.900	6683.224	-1970.470	
UE024	-11916.264	-4691.455	0.000	-12899.484	2427.486	-1970.470	
UE025	-11930.564	3693.347	0.000	-12913.784	10812.288	-1970.470	
UE026	-8688.191	1487.471	-421.579	-9573.089	11037.444	-2256.266	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-18330.024	192.804	0.000	-19608.210	192.804	0.000	
ULB02	-16291.798	164.084	0.000	-17569.984	164.084	0.000	
ULB03	-16315.448	163.646	0.000	-17593.634	163.646	0.000	
ULB04	-12549.609	-172.518	109.009	-13827.795	-1011.022	126.117	
ULB05	-16044.743	20.996	54.505	-17322.929	-398.257	63.059	
ULB06	-14812.328	3.630	54.505	-16090.514	-415.622	63.059	
ULB07	-14826.628	3.365	54.505	-16104.814	-415.887	63.059	
ULB08	-16044.743	-4769.861	1447.549	-17322.929	-14713.073	1447.549	
ULB09	-16044.743	5073.470	-1447.549	-17322.929	15016.683	-1447.549	
ULB10	-14812.328	-4787.226	1447.549	-16090.514	-14730.438	1447.549	
ULB11	-14812.328	5056.105	-1447.549	-16090.514	14999.317	-1447.549	
ULB12	-14826.628	-4787.491	1447.549	-16104.814	-14730.703	1447.549	
ULB13	-14826.628	5055.840	-1447.549	-16104.814	14999.052	-1447.549	
ULB14	-12066.932	-4898.253	1496.690	-13295.957	-15265.288	1513.141	
ULB15	-12066.932	4566.488	-1287.057	-13295.957	13321.015	-1270.607	
ULB16	-15427.638	-4712.183	1444.282	-16656.663	-14676.091	1452.507	
ULB17	-15427.638	4752.559	-1339.466	-16656.663	13910.213	-1331.240	
ULB18	-14242.623	-4728.880	1444.282	-15471.648	-14692.788	1452.507	
ULB19	-14242.623	4735.861	-1339.466	-15471.648	13893.515	-1331.240	
ULB20	-14256.373	-4729.135	1444.282	-15485.398	-14693.043	1452.507	
ULB21	-14256.373	4735.606	-1339.466	-15485.398	13893.260	-1331.240	
ULB22	-9653.545	68.539	0.000	-10636.765	68.539	0.000	
ULB23	-16044.743	151.805	0.000	-17322.929	151.805	0.000	
ULB24	-14812.328	134.440	0.000	-16090.514	134.440	0.000	
ULB25	-14826.628	134.174	0.000	-16104.814	134.174	0.000	
ULB26	-11584.254	-159.247	100.624	-12764.118	-933.251	116.416	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-15433.960	172.242	0.000	-16417.180	172.242	0.000	
UEB02	-13395.734	143.522	0.000	-14378.954	143.522	0.000	
UEB03	-13419.384	143.084	0.000	-14402.604	143.084	0.000	
UEB04	-9653.545	-193.080	109.009	-10636.765	-1031.584	126.117	
UEB05	-13148.680	0.434	54.505	-14131.900	-418.818	63.059	
UEB06	-11916.264	-16.931	54.505	-12899.484	-436.184	63.059	
UEB07	-11930.564	-17.197	54.505	-12913.784	-436.449	63.059	
UEB08	-13148.680	-4790.422	1447.549	-14131.900	-14733.634	1447.549	
UEB09	-13148.680	5052.909	-1447.549	-14131.900	14996.121	-1447.549	
UEB10	-11916.264	-4807.788	1447.549	-12899.484	-14751.000	1447.549	
UEB11	-11916.264	5035.543	-1447.549	-12899.484	14978.755	-1447.549	
UEB12	-11930.564	-4808.053	1447.549	-12913.784	-14751.265	1447.549	
UEB13	-11930.564	5035.278	-1447.549	-12913.784	14978.490	-1447.549	
UEB14	-9170.868	-4918.815	1496.690	-10104.927	-15285.850	1513.141	
UEB15	-9170.868	4545.926	-1287.057	-10104.927	13300.453	-1270.607	
UEB16	-12531.574	-4732.744	1444.282	-13465.633	-14696.652	1452.507	
UEB17	-12531.574	4731.997	-1339.466	-13465.633	13889.651	-1331.240	
UEB18	-11346.559	-4749.442	1444.282	-12280.618	-14713.350	1452.507	
UEB19	-11346.559	4715.300	-1339.466	-12280.618	13872.953	-1331.240	
UEB20	-11360.309	-4749.697	1444.282	-12294.368	-14713.605	1452.507	
UEB21	-11360.309	4715.045	-1339.466	-12294.368	13872.698	-1331.240	
UEB22	-9653.545	68.539	0.000	-10636.765	68.539	0.000	
UEB23	-13148.680	131.243	0.000	-14131.900	131.243	0.000	
UEB24	-11916.264	113.878	0.000	-12899.484	113.878	0.000	
UEB25	-11930.564	113.613	0.000	-12913.784	113.613	0.000	
UEB26	-8688.191	-179.809	100.624	-9573.089	-953.813	116.416	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-18032.735	7183.835	-17672.643	-7071.102	
UL002	-17987.841	7149.407	-12649.420	-5314.260	
UL003	-13149.112	5466.679	-17616.046	-7027.700	
UL004	-11369.483	4848.907	-11680.594	-4656.169	
UL005	-15237.556	6260.723	-15464.563	-6116.361	
UL006	-15210.411	6239.907	-12427.265	-5054.084	
UL007	-12284.668	5222.443	-15430.342	-6090.118	
UL008	-15578.261	6260.723	-15123.858	-6116.361	
UL009	-15578.261	6260.723	-15123.858	-6116.361	
UL010	-15551.116	6239.907	-12086.560	-5054.084	
UL011	-15551.116	6239.907	-12086.560	-5054.084	
UL012	-12625.373	5222.443	-15089.637	-6090.118	
UL013	-12625.373	5222.443	-15089.637	-6090.118	
UL014	-10932.195	4662.410	-11231.340	-4477.085	
UL015	-10932.195	4662.410	-11231.340	-4477.085	
UL016	-14651.496	6019.926	-14869.772	-5881.116	
UL017	-14651.496	6019.926	-14869.772	-5881.116	
UL018	-14625.395	5999.910	-11949.293	-4859.696	
UL019	-14625.395	5999.910	-11949.293	-4859.696	
UL020	-11812.181	5021.580	-14836.867	-5855.883	
UL021	-11812.181	5021.580	-14836.867	-5855.883	
UL022	-9095.662	3729.928	-8635.166	-3581.668	
UL023	-15578.261	6260.723	-15123.858	-6116.361	
UL024	-15551.116	6239.907	-12086.560	-5054.084	
UL025	-12625.373	5222.443	-15089.637	-6090.118	
UL026	-10494.907	4475.914	-10782.087	-4298.002	

7. 두부보 검토

7.1 내민보의 검토 : 좌측 (절점 7)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

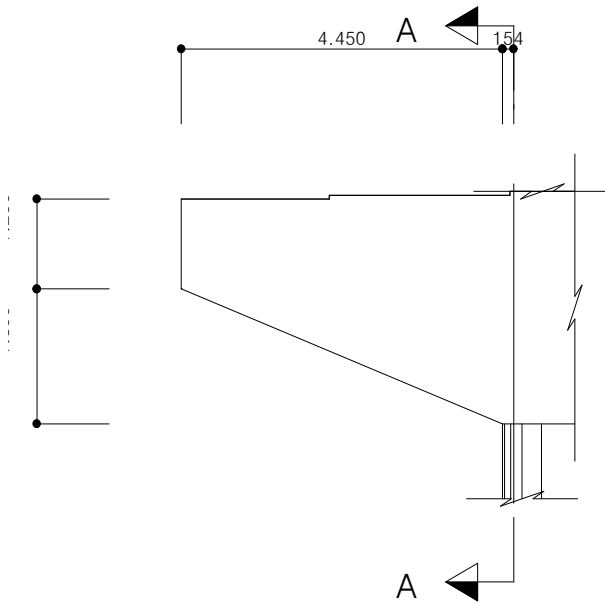
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.700^2 / 4 = 5.726 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{5.726} = 2.392 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.154\text{m} (= 1.350 - 2.392/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7183.835 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 18032.735 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 18032.735 / 7183.835 = 2.510 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.200 = 2.800 \text{ m}$$

$$a/d = 2.510 / 2.800 = 0.896 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 검토조건

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2700.0	3000.0	2800.0	100.0	2096.9	7183.8

$a = 2510.182 \text{ mm}$, $d = 2800.000 \text{ mm}$

$a / d (= 0.896) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2096.938 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2800.000 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7183.835 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 7183.835 = 1436.767 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 18032.735 + 1436.767 \times (3.000 - 2.800) \\ &= 18320.088 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 24 \times 2700.000 \times 2800.000 = 36288.000 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2700.000 \times 2800.000 = 42336.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.80 \times 36288.000 = 29030.400 \text{ kN} \geq V_u (=7183.835 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 7183835.000 / (0.80 \times 300 \times 1.4) \\ &= 21380.461 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 18032.735 + 1436.767 \times (3.000 - 2.800) = 18320.088 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{18320.088}{0.85 \times f_{ck} \times b} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{M_n}{f_y \times (d - a/2)} \\ &= 28025.979 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 7183.835 = 1436.767 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 5986.529 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

$$\rightarrow As = 34012.508 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d \\ &= 0.04 \times (24 / 300) \times 2700.000 \times 2800.000 \\ &= 24192.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } As = 39522.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 200.00 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D25-13.0EA + D25-13.0EA, \quad d1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D25-13.0EA + D25-13.0EA, \quad d2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$3\text{단} : D25-13.0EA + D25-13.0EA, \quad d3 = 300.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } As \geq 34012.508 \text{ mm}^2, 24192.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} Ah &= 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (34012.508 - 5986.529) \\ &= 14012.990 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : D25 - 6.0 EA = 3040.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2800.00 = 1866.67 \text{ mm구간에 } 5.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량}(5.0\text{단}) : D25 - 30.00 EA = 15201.000 \text{ mm}^2 \geq 14012.990 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [As \times (d - \chi/3)] = 11983.278 \times 1000000 / [39522.600 \times (2800.000 - 661.935/3)] \\ &= 117.549 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nAs/b + nAs/b \sqrt{1 + 2bd/(nAs)} \\ &= -7 \times 39522.600 / 2700.0 + 7 \times 39522.600 / 2700.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2700.0 \times 2800.0 / (7 \times 39522.600)} \\ &= 661.935 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 39522.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D25 - 26.0 EA \quad (= 13174.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 26.0 EA \quad (= 13174.2 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : D25 - 26.0 EA \quad (= 13174.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 117.55) - 2.5 \times 87.50 = 451.18 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 117.55) = 535.95 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 451.18 mm 를 적용

$$S = 2700.00 / 26.0 EA = 103.85 \leq Sa (= 451.18 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7.2 내민보의 검토 : 우측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

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

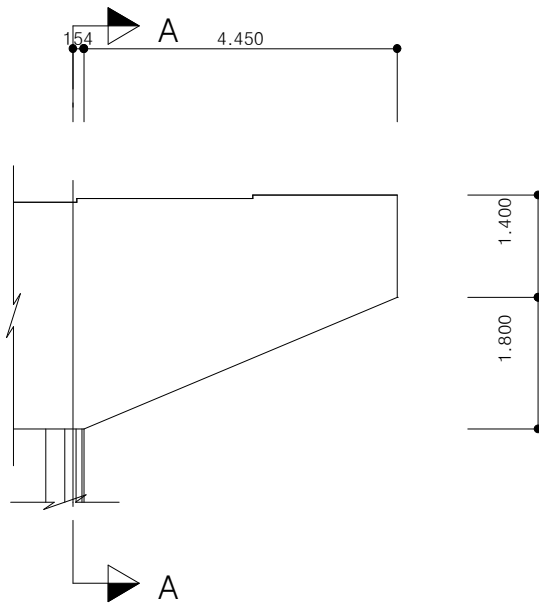
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.700^2 / 4 = 5.726 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{5.726} = 2.392 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.154\text{m} (= 1.350 - 2.392/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7071.102 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 17672.643 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 17672.643 / 7071.102 = 2.499 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.200 = 2.800 \text{ m}$$

$$a/d = 2.499 / 2.800 = 0.893 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 검토조건

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2700.0	3000.0	2800.0	100.0	2201.3	7071.1

$a = 2499.277 \text{ mm}$, $d = 2800.000 \text{ mm}$

$a / d (= 0.893) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2201.349 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2800.000 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7071.102 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 7071.102 = 1414.220 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 17672.643 + 1414.220 \times (3.000 - 2.800) \\ &= 17955.487 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 24 \times 2700.000 \times 2800.000 = 36288.000 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2700.000 \times 2800.000 = 42336.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.80 \times 36288.000 = 29030.400 \text{ kN} \geq V_u (=7071.102 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 7071102.000 / (0.80 \times 300 \times 1.4) \\ &= 21044.946 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 17672.643 + 1414.220 \times (3.000 - 2.800) = 17955.487 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{0.85 \times f_{ck} \times b} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{2 \times f_y}{(1.7 \times f_{ck} \times b)} \\ &= 27452.472 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 7071.102 = 1414.220 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 5892.585 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

$$\rightarrow As = 33345.057 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times b \times d \\ &= 0.04 \times (24 / 300) \times 2700.000 \times 2800.000 \\ &= 24192.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } As = 39522.600 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 200.00 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D25-13.0EA + D25-13.0EA, \quad d1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : D25-13.0EA + D25-13.0EA, \quad d2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$3\text{단} : D25-13.0EA + D25-13.0EA, \quad d3 = 300.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } As \geq 33345.057 \text{ mm}^2, 24192.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} Ah &= 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (33345.057 - 5892.585) \\ &= 13726.236 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : D25 - 6.0 EA = 3040.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2800.00 = 1866.67 \text{ mm구간에 } 5.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량}(5.0\text{단}) : D25 - 30.00 EA = 15201.000 \text{ mm}^2 \geq 13726.236 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [As \times (d - \chi/3)] = 11895.818 \times 1000000 / [39522.600 \times (2800.000 - 661.935/3)] \\ &= 116.691 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nAs/b + nAs/b \sqrt{1 + 2bd/(nAs)} \\ &= -7 \times 39522.600 / 2700.0 + 7 \times 39522.600 / 2700.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2700.0 \times 2800.0 / (7 \times 39522.600)} \\ &= 661.935 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 39522.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 200.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D25 - 26.0 EA \quad (= 13174.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : D25 - 26.0 EA \quad (= 13174.2 \text{ mm}^2)$$

$$3\text{단} : D25 - 26.0 EA \quad (= 13174.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 116.69) - 2.5 \times 87.50 = 456.11 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 116.69) = 539.89 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 456.11 mm 를 적용

$$S = 2700.00 / 26.0 EA = 103.85 \leq Sa (= 456.11 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

8. 기둥 검토

8.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-13827.795	-19608.210	434.091	494.920	-20.470	-0.00026	축력최대
UL026	-12764.118	-12764.118	1296.127	10846.099	-2256.266	0.00316	모멘트최대
UE026	-9573.088	-9573.089	1487.471	11037.444	-2256.266	0.00327	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	0.010	0.013	0.080	0.K	77388.609	19608.210	494.920	3.947	0.K
모멘트최대	0.010	0.013	0.080	0.K	46370.877	12764.118	10846.100	3.633	0.K
편심최대	0.010	0.013	0.080	0.K	33157.331	9573.089	11037.440	3.464	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 15, UL001)

㉠설계조건 및 단면가정

fck=24MPa, fy=300MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2549.572	19608.210	494.920	25.240

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 19608.210 \times -0.00026 / (-20.470 \times 9.269)$$

$$= 0.027 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.269 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

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

$$= 1.000 \times 6.869 / 0.675$$

$$= 10.176 \leq 23.475 \therefore \text{단주}$$

여기서, M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=434.091, M2=494.920)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M1/M2 (= 0.877) \geq -0.5$$

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.869 m)

㉔ 철근비 검토

$$A_g = 5725552.61 \text{ mm}^2, A_{st} = 76511.70 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01336$$

$$- 1\text{단} : D25 - 78EA (A_s=39522.600 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D25 - 73EA (A_s=36989.100 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0134) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

㉕ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1733.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1473.050 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3118533.896 = 63618.091 \text{ kN}, \sum C_{si} = 10203.953 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6009.089 \text{ kN}$$

$$P_b = 63618.091 + 10203.953 - 6009.089 = 67812.956 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1258.666 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 47349.865 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 698.242 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 25.240 \text{ mm})$$

㉖ 공칭강도 산정

$$- \text{반복시산법을 이용하여 } c = 3313.012 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2816.060 \text{ mm} \text{ 를 사용.}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 5726179.924 = 116814.070 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 18043.233 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 116814.070 + 18043.233 - 0.000 = 134857.304 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1408.030 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 3403.873 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 25.241)| = 0.0001 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉗ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2700.00 - 100.00 = 2600.000 \text{ mm}$$

$$c = 3313.012 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 2816.060 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 3313.01) / 3313.01 = -0.00065$$

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

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 110555.156 \text{ kN} < P_n = 134857.304 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 110555.156 = 77388.609 \text{ kN} \geq P_u = 19608.210 \text{ kN} \therefore O.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.025 = 1953.323 \text{ kN.m} \geq M_u = 494.920 \text{ kN.m} \therefore O.K$$

② 모멘트최대 : (부재 15, UL026)

㉑ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70, \theta=90.000\text{도(중립축각도)}$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2549.572	12764.118	10846.100	849.734

㉒ 압축부재의 장주효과

㉓ 층 안정지수 산정

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

$$= 12764.118 \times 0.00316 / (-2256.266 \times 9.269)$$

$$= 0.002 \leq 0.05 : \text{황구속 구조물}$$

여기서, ΣP_u : 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.269 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 6.869 / 0.675$$

$$= 10.176 \leq 32.566 \quad \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1296.127$, $M_2=10846.099$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.120) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.869 m)

㉟ 철근비 검토

$$A_g = 5725552.61 \text{ mm}^2, A_{st} = 76511.70 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01336$$

$$- 1\text{단} : D25 - 78\text{EA} (A_s=39522.600 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D25 - 73\text{EA} (A_s=36989.100 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0134) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \quad \therefore \text{O.K}$$

㊱ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1733.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1473.050 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3118533.896 = 63618.091 \text{ kN}, \Sigma C_{si} = 10203.953 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 6009.089 \text{ kN}$$

$$P_b = 63618.091 + 10203.953 - 6009.089 = 67812.956 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1258.666 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 47349.865 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 698.242 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 849.734 \text{ mm})$$

㊱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1532.258 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1302.419 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2734440.303 = 55782.582 \text{ kN}$$

$$\Sigma C_{si} = 9461.941 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 7793.879 \text{ kN}$$

$$P_n = 55782.582 + 9461.941 - 7793.879 = 57450.644 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1249.994 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 48817.568 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 849.731)| = 0.0030 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$$

㊱ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2700.00 - 100.00 = 2600.000 \text{ mm}$$

$$c = 1532.258 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1302.419 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 1532.26) / 1532.26 = 0.00209$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.81 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00150) = 0.807$$

㉔ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} \text{Max}P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 110555.156 \text{ kN} \geq P_n = 57450.644 \text{ kN} \\ \Phi P_n &= 0.81 \times 57450.644 = 46370.877 \text{ kN} \geq P_u = 12764.118 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\ \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.850 = 39402.892 \text{ kN.m} \geq M_u = 10846.100 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 편심최대 : (부재 15, UE026)

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2549.572	9573.089	11037.440	1152.965

㉒ 압축부재의 장주효과

㉑ 총 안정지수 산정

$$\begin{aligned} Q &= \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c) \\ &= 9573.089 \times 0.00327 / (-2256.266 \times 9.269) \\ &= 0.001 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물} \end{aligned}$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.269 m)

㉒ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

$$\begin{aligned} \text{세장비 } \lambda &= k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2) \\ &= 1.000 \times 6.869 / 0.675 \\ &= 10.176 \leq 32.383 \quad \therefore \text{단주} \end{aligned}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=1487.471$, $M_2=11037.444$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.135) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.869 m)

㉓ 철근비 검토

$$\begin{aligned} A_g &= 5725552.61 \text{ mm}^2, \quad A_{st} = 76511.70 \text{ mm}^2, \quad P_{use} = 0.01336 \\ - 1\text{단} : D25 - 78\text{EA} (A_s &= 39522.600 \text{ mm}^2), \quad d_1 = 100.000 \text{ mm} \\ - 2\text{단} : D25 - 73\text{EA} (A_s &= 36989.100 \text{ mm}^2), \quad d_2 = 200.000 \text{ mm} \\ \rho_{min} (= 0.0100) &\leq \rho_{use} (= 0.0134) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned} c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1733.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 1473.050 \text{ mm} \\ C_c &= 0.85 \times 24.0 \times 3118533.896 = 63618.091 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 10203.953 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6009.089 \text{ kN} \\ P_b &= 63618.091 + 10203.953 - 6009.089 = 67812.956 \text{ kN} \\ M_b &= C_c \times 1258.666 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 47349.865 \text{ kN.m} \\ e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 698.242 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 1152.965 \text{ mm}) \end{aligned}$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1255.947 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1067.555 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2105852.531 = 42959.392 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 8228.346 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10107.859 \text{ kN}$$

$$P_n = 42959.392 + 8228.346 - 10107.859 = 41079.879 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1262.152 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 47364.021 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1152.974)| = 0.0084 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2700.00 - 100.00 = 2600.000 \text{ mm}$$

$$c = 1255.947 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1067.555 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 1255.95) / 1255.95 = 0.00321$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.81$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00150) = 0.807$$

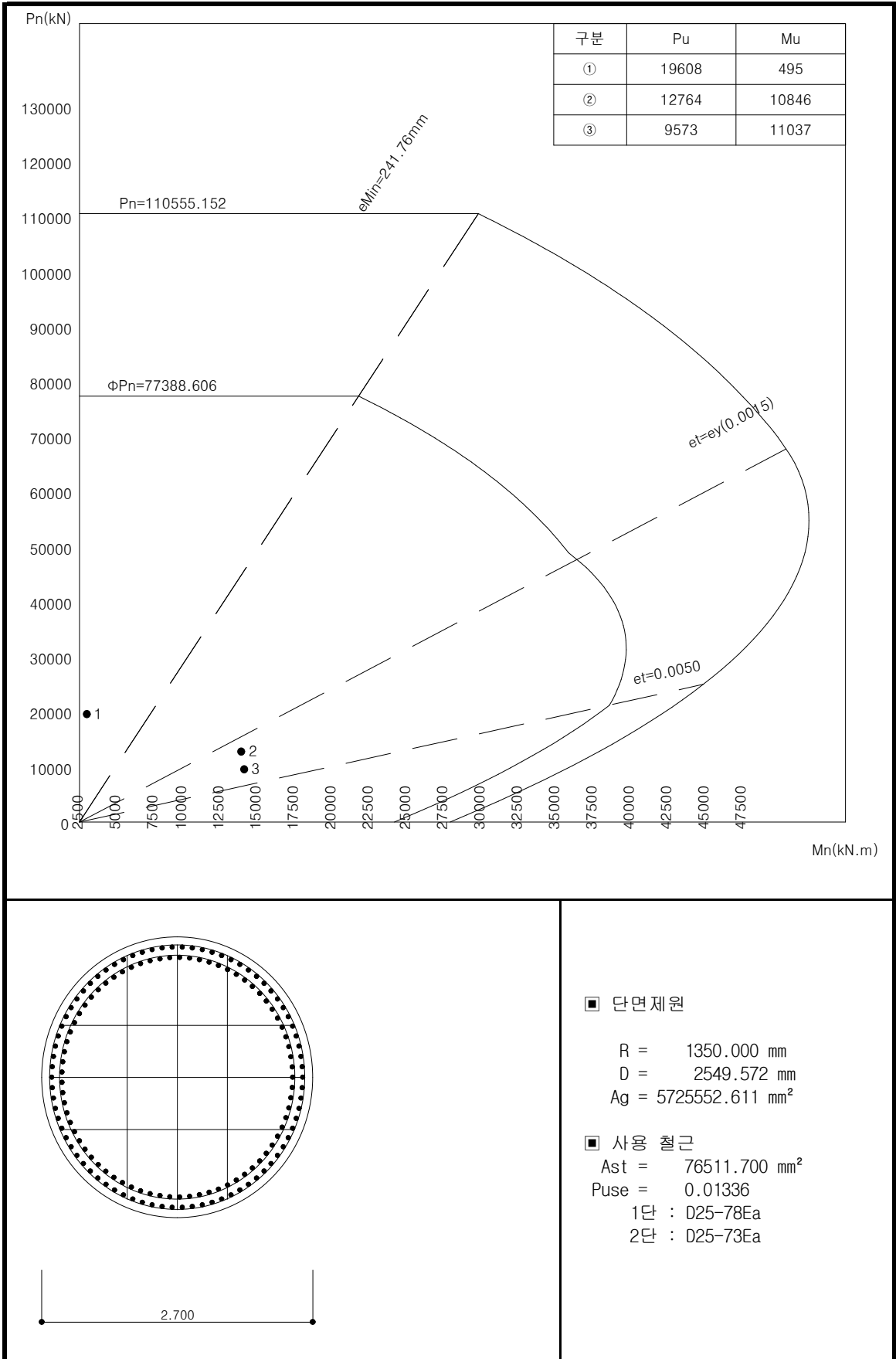
㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 110555.156 \text{ kN} \geq P_n = 41079.879 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.81 \times 41079.879 = 33157.331 \text{ kN} \geq P_u = 9573.089 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.153 = 38229.254 \text{ kN.m} \geq M_u = 11037.440 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

4) PM 상관도



8.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-13827.795	-19608.210	192.804	192.804	0.000	-0.00011	축력최대
ULB14	-13295.956	-13295.957	4898.253	15265.288	1513.141	0.00628	모멘트최대
UEB14	-10104.927	-10104.927	4918.815	15285.850	1513.141	0.00630	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	0.010	0.013	0.080	0.K	77388.609	19608.210	192.800	3.947	0.K
모멘트최대	0.010	0.013	0.080	0.K	33330.356	13295.957	15265.290	2.507	0.K
편심최대	0.010	0.013	0.080	0.K	23795.304	10104.927	15285.850	2.355	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 15, ULB01)

㉠설계조건 및 단면가정

fck=24MPa, fy=300MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2549.572	19608.210	192.800	9.833

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 19608.210 \times -0.00011 / (0.000 \times 9.269)$$

$$= 0.000 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

Vu : 총전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.269 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

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

$$= 1.000 \times 6.869 / 0.675$$

$$= 10.176 \leq 22.000 \therefore \text{단주}$$

여기서, M1, M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=192.804, M2=192.804)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

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

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.869 m)

㉔ 철근비 검토

$$A_g = 5725552.61 \text{ mm}^2, A_{st} = 76511.70 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01336$$

$$- 1\text{단} : D25 - 78EA (A_s=39522.600 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D25 - 73EA (A_s=36989.100 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0134) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$$

㉕ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1733.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1473.050 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3118533.896 = 63618.091 \text{ kN}, \sum C_{si} = 10203.953 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6009.089 \text{ kN}$$

$$P_b = 63618.091 + 10203.953 - 6009.089 = 67812.956 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1258.666 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 47349.865 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b/P_b = 698.242 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 9.833 \text{ mm})$$

㉖ 공칭강도 산정

$$- \text{반복시산법을 이용하여 } c = 4044.395 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 3437.736 \text{ mm} \text{ 를 사용.}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 5726179.924 = 116814.070 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 20166.260 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 116814.070 + 20166.260 - 0.000 = 136980.331 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1718.868 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 1346.437 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 9.829)| = 0.0032 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$d_t = 2700.00 - 100.00 = 2600.000 \text{ mm}$$

$$c = 4044.395 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 3437.736 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 4044.40) / 4044.40 = -0.00107$$

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

㉘ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 110555.156 \text{ kN} < P_n = 136980.331 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.70 \times 110555.156 = 77388.609 \text{ kN} \geq P_u = 19608.210 \text{ kN} \therefore O.K$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.010 = 760.932 \text{ kN.m} \geq M_u = 192.800 \text{ kN.m} \therefore O.K$$

② 모멘트최대 : (부재 15, ULB14)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2549.572	13295.957	15265.290	1148.115

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 13295.957 \times 0.00628 / (1513.141 \times 9.269)$$

$$= 0.006 \leq 0.05 : \text{횡구속 구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.269 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

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

$$= 1.000 \times 6.869 / 0.675$$

$$= 10.176 \leq 30.149 \therefore \text{단주}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=4898.253$, $M_2=15265.288$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.321) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.869 m)

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 5725552.61 \text{ mm}^2, A_{st} = 76511.70 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01336$$

$$- 1\text{단} : D25 - 78\text{EA} (A_s=39522.600 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D25 - 73\text{EA} (A_s=36989.100 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0134) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1733.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1473.050 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3118533.896 = 63618.091 \text{ kN}, \sum C_{si} = 10203.953 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6009.089 \text{ kN}$$

$$P_b = 63618.091 + 10203.953 - 6009.089 = 67812.956 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1258.666 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 47349.865 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 698.242 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1148.115 \text{ mm})$$

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1259.606 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1070.665 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2114067.282 = 43126.973 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 8247.092 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10079.819 \text{ kN}$$

$$P_n = 43126.973 + 8247.092 - 10079.819 = 41294.246 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1261.968 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 47410.470 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1148.113)| = 0.0019 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉕ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2700.00 - 100.00 = 2600.000 \text{ mm}$$

$$c = 1259.606 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1070.665 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 1259.61) / 1259.61 = 0.00319$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.81$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00150) = 0.807$$

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 110555.156 \text{ kN} \geq P_n = 41294.246 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.81 \times 41294.246 = 33330.356 \text{ kN} \geq P_u = 13295.957 \text{ kN} \therefore 0.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.148 = 38267.087 \text{ kN.m} \geq M_u = 15265.290 \text{ kN.m} \therefore 0.K$$

③ 편심최대 : (부재 15, UEB14)

㉗ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70$$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	2549.572	10104.927	15285.850	1512.713

㉘ 압축부재의 장주효과

㉙ 층 안정지수 산정

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

$$= 10104.927 \times 0.00630 / (1513.141 \times 9.269)$$

$$= 0.005 \leq 0.05 : \text{횡구속구조물}$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.269 m)

㉞ 세장비 검토

형구속된 압축부재이므로, $k = 1.00$

$$\begin{aligned}\text{세장비 } \lambda &= k \times L_u / r \leq 34 - 12 (M_1/M_2) \\ &= 1.000 \times 6.869 / 0.675 \\ &= 10.176 \leq 30.139 \quad \therefore \text{단주}\end{aligned}$$

여기서, M_1, M_2 : 기둥 양끝단 모멘트 ($M_1=4918.815$, $M_2=15285.850$)

M_1/M_2 의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

$$M_1/M_2 (= 0.322) \geq -0.5$$

L_u : 압축부재의 비지지길이 (= 6.869 m)

㉟ 철근비 검토

$$A_g = 5725552.61 \text{ mm}^2, A_{st} = 76511.70 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01336$$

$$- 1\text{단} : D25 - 78\text{EA} (A_s=39522.600 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D25 - 73\text{EA} (A_s=36989.100 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0134) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \quad \therefore \text{O.K}$$

㊱ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1733.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1473.050 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3118533.896 = 63618.091 \text{ kN}, \sum C_{si} = 10203.953 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6009.089 \text{ kN}$$

$$P_b = 63618.091 + 10203.953 - 6009.089 = 67812.956 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1258.666 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 47349.865 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 698.242 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1512.713 \text{ mm})$$

㊱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1040.446 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 884.380 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 1631049.426 = 33273.408 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7230.522 \text{ kN}, \sum T_{si} = 11780.678 \text{ kN}$$

$$P_n = 33273.408 + 7230.522 - 11780.678 = 28723.253 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1273.883 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 43449.985 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 1512.711)| = 0.0014 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$$

㊱ 강도감소계수 (Φ) 산정

$$d_t = 2700.00 - 100.00 = 2600.000 \text{ mm}$$

$$c = 1040.446 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 884.380 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 1040.45) / 1040.45 = 0.00450$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.83$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0045 - 0.0015) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00150) = 0.828$$

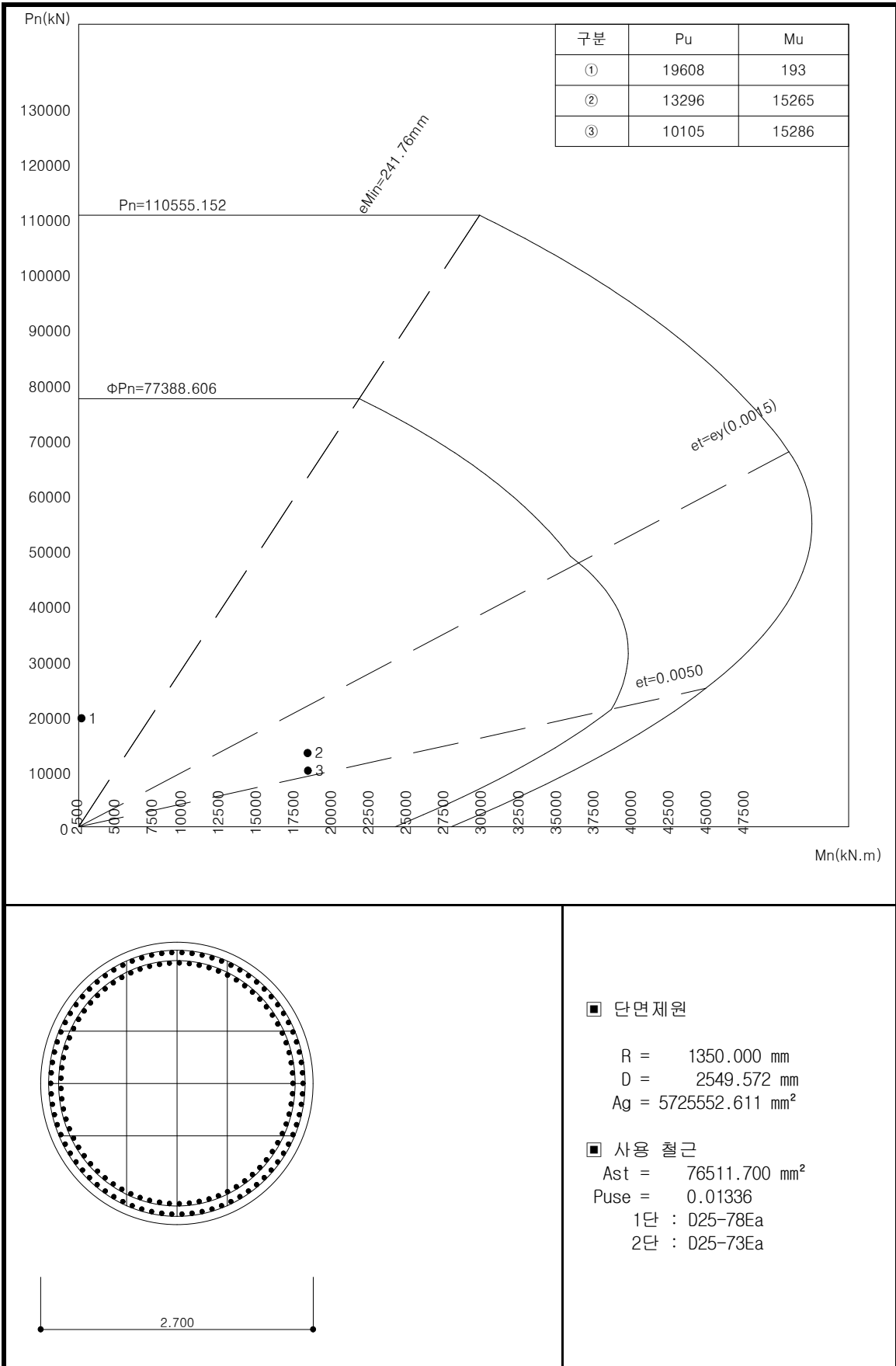
㊱ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 110555.156 \text{ kN} \geq P_n = 28723.253 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.83 \times 28723.253 = 23795.304 \text{ kN} \geq P_u = 10104.927 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.513 = 35995.456 \text{ kN.m} \geq M_u = 15285.850 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도



8.3 합성부재력 검토

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-19608.210	192.800	494.920	531.147	축력최대
UL14	-13295.957	15265.290	4511.370	15917.963	모멘트최대
UE14	-10104.927	15285.850	4702.720	15992.898	편심최대
UL26	-12764.118	933.250	10846.100	10886.177	모멘트최대
UE26	-9573.089	953.810	11037.440	11078.576	편심최대

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

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

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.013	0.080	0.K	77388.609	19608.210	531.147	3.947	0.K
모멘트최대	0.010	0.013	0.080	0.K	31639.276	13295.957	15917.963	2.380	0.K
편심최대	0.010	0.013	0.080	0.K	22619.407	10104.927	15992.898	2.238	0.K
모멘트최대	0.010	0.013	0.080	0.K	46208.844	12764.118	10886.177	3.620	0.K
편심최대	0.010	0.013	0.080	0.K	33006.025	9573.089	11078.576	3.448	0.K

3) 기동단면 검토

① 축력최대 : (부재 15, UL001)

【 기동 : 하부 , 1/5 】

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=68.716^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2549.572	19608.210	531.147	27.088

㉡ 철근비 검토

$A_g = 5725552.61 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 76511.70 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01336$

- 1단 : D25 - 78EA ($A_s=39522.600 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : D25 - 73EA ($A_s=36989.100 \text{ mm}^2$), $d_2 = 200.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0134) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1733.000 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1473.050 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3118533.896 = 63618.091 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 10203.953 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6009.089 \text{ kN}$

$P_b = 63618.091 + 10203.953 - 6009.089 = 67812.956 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 1258.666 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 47349.865 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 698.242 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 27.088 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 3246.876 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 2759.844 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 5726179.924 = 116814.070 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 17776.331 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 116814.070 + 17776.331 - 0.000 = 134590.401 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 1379.922 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 3647.057 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 27.097)| = 0.0094 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$dt = 2700.00 - 100.00 = 2600.000 \text{ mm}$$

$$c = 3246.876 \text{ mm}, a = k1 \times c = 2759.844 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 3246.88) / 3246.88 = -0.00060$$

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

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 110555.156 \text{ kN} < P_n = 134590.401 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 110555.156 = 77388.609 \text{ kN} \geq P_u = 19608.210 \text{ kN} \therefore 0.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.027 = 2096.304 \text{ kN.m} \geq M_u = 531.147 \text{ kN.m} \therefore 0.K$$

② 모멘트최대 : (부재 15, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/5 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k1=0.85, \Phi_c=0.70, \theta=16.464\text{도(중립축각도)}$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2549.572	13295.957	15917.963	1197.203

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 5725552.61 \text{ mm}^2, A_{st} = 76511.70 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01336$$

$$- 1\text{단} : D25 - 78EA (A_s=39522.600 \text{ mm}^2), d1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D25 - 73EA (A_s=36989.100 \text{ mm}^2), d2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0134) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$$

㉞ 평형하중 산정

$$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1733.000 \text{ mm}, ab = k1 \times cb = 1473.050 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3118533.896 = 63618.091 \text{ kN}, \sum C_{si} = 10203.953 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6009.089 \text{ kN}$$

$$P_b = 63618.091 + 10203.953 - 6009.089 = 67812.956 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1258.666 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 47349.865 \text{ kN.m}$$

$$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴} (eb = M_b / P_b = 698.242 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 1197.203 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

$$- \text{반복시산법을 이용하여 } c = 1223.280 \text{ mm}, a = k1 \times c = 1039.788 \text{ mm} \text{ 를 사용.}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2032709.254 = 41467.269 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 8105.063 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10373.229 \text{ kN}$$

$$P_n = 41467.269 + 8105.063 - 10373.229 = 39199.103 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1263.814 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 46929.083 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차 : } |e - M_n / P_n (= 1197.198)| = 0.0054 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$dt = 2700.00 - 100.00 = 2600.000 \text{ mm}$$

$$c = 1223.280 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1039.788 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 1223.28) / 1223.28 = 0.00338$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.81 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00150) = 0.807$$

㉞ 축방항력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 110555.156 \text{ kN} \geq P_n = 39199.103 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.81 \times 39199.103 = 31639.276 \text{ kN} \geq P_u = 13295.957 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.197 = 37878.644 \text{ kN.m} \geq M_u = 15917.963 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

③ 편심최대 : (부재 15, UE014)

【 기둥 : 하부 , 3/5 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70, \theta=17.101^\circ (\text{중립축각도})$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2549.572	10104.927	15992.898	1582.683

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 5725552.61 \text{ mm}^2, A_{st} = 76511.70 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01336$$

$$- 1\text{단} : D25 - 78EA (A_s=39522.600 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D25 - 73EA (A_s=36989.100 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0134) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K.}$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1733.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1473.050 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3118533.896 = 63618.091 \text{ kN}, \sum C_{si} = 10203.953 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6009.089 \text{ kN}$$

$$P_b = 63618.091 + 10203.953 - 6009.089 = 67812.956 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1258.666 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 47349.865 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b / P_b = 698.242 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 1582.683 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1009.123 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 857.755 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 1563837.101 = 31902.277 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7096.532 \text{ kN}, \sum T_{si} = 12019.759 \text{ kN}$$

$$P_n = 31902.277 + 7096.532 - 12019.759 = 26979.049 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1275.731 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 42699.278 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1582.683)| = 0.0004 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$dt = 2700.00 - 100.00 = 2600.000 \text{ mm}$$

$$c = 1009.123 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 857.755 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\varepsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 1009.12) / 1009.12 = 0.00473$$

$$\varepsilon_y < \varepsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.84 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.700 + (0.0047 - 0.0015) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00150) = 0.838$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 110555.156 \text{ kN} \geq P_n = 26979.049 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.84 \times 26979.049 = 22619.407 \text{ kN} \geq P_u = 10104.927 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.583 = 35799.356 \text{ kN.m} \geq M_u = 15992.898 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 모멘트최대 : (부재 15, UL026)

【 기둥 : 하부 , 4/5 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70, \theta=85.082\text{도(중립축각도)}$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2549.572	12764.118	10886.177	852.873

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 5725552.61 \text{ mm}^2, A_{st} = 76511.70 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01336$$

$$- 1\text{단} : D25 - 78\text{EA} (A_s=39522.600 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D25 - 73\text{EA} (A_s=36989.100 \text{ mm}^2), d_2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0100) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0134) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1733.000 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 1473.050 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3118533.896 = 63618.091 \text{ kN}, \sum C_{si} = 10203.953 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6009.089 \text{ kN}$$

$$P_b = 63618.091 + 10203.953 - 6009.089 = 67812.956 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1258.666 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 47349.865 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b / P_b = 698.242 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 852.873 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

$$- \text{반복시산법을 이용하여 } c = 1528.781 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1299.464 \text{ mm} \text{ 를 사용.}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2726465.520 = 55619.897 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 9456.124 \text{ kN}, \sum T_{si} = 7826.125 \text{ kN}$$

$$P_n = 55619.897 + 9456.124 - 7826.125 = 57249.896 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1250.124 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 48826.677 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차 : } |e - M_n / P_n (= 852.869)| = 0.0041 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$dt = 2700.00 - 100.00 = 2600.000 \text{ mm}$$

$$c = 1528.781 \text{ mm}, a = k1 \times c = 1299.464 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 1528.78) / 1528.78 = 0.00210$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.81 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00150) = 0.807$$

㉞ 축방항력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 110555.156 \text{ kN} \geq P_n = 57249.896 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.81 \times 57249.896 = 46208.844 \text{ kN} \geq P_u = 12764.118 \text{ kN} \therefore 0.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.853 = 39410.294 \text{ kN.m} \geq M_u = 10886.177 \text{ kN.m} \therefore 0.K$$

⑤ 편심최대 : (부재 15, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/5 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=24\text{MPa}, f_y=300\text{MPa}, k1=0.85, \Phi_c=0.70, \theta=85.061\text{도(중립축각도)}$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2549.572	9573.089	11078.576	1157.262

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 5725552.61 \text{ mm}^2, A_{st} = 76511.70 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01336$$

$$- 1\text{단} : D25 - 78EA (A_s=39522.600 \text{ mm}^2), d1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : D25 - 73EA (A_s=36989.100 \text{ mm}^2), d2 = 200.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0134) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1733.000 \text{ mm}, a_b = k1 \times c_b = 1473.050 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 3118533.896 = 63618.091 \text{ kN}, \sum C_{si} = 10203.953 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6009.089 \text{ kN}$$

$$P_b = 63618.091 + 10203.953 - 6009.089 = 67812.956 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 1258.666 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 47349.865 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b / P_b = 698.242 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 1157.262 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1252.750 \text{ mm}, a = k1 \times c = 1064.837 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 24.0 \times 2098678.247 = 42813.036 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 8211.877 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10132.493 \text{ kN}$$

$$P_n = 42813.036 + 8211.877 - 10132.493 = 40892.420 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 1262.312 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 47323.032 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1157.257)| = 0.0055 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2700.00 - 100.00 = 2600.000 \text{ mm}$$

$$c = 1252.750 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1064.837 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300.00 / 200000.00 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 1252.75) / 1252.75 = 0.00323$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.81$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0015) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00150) = 0.807$$

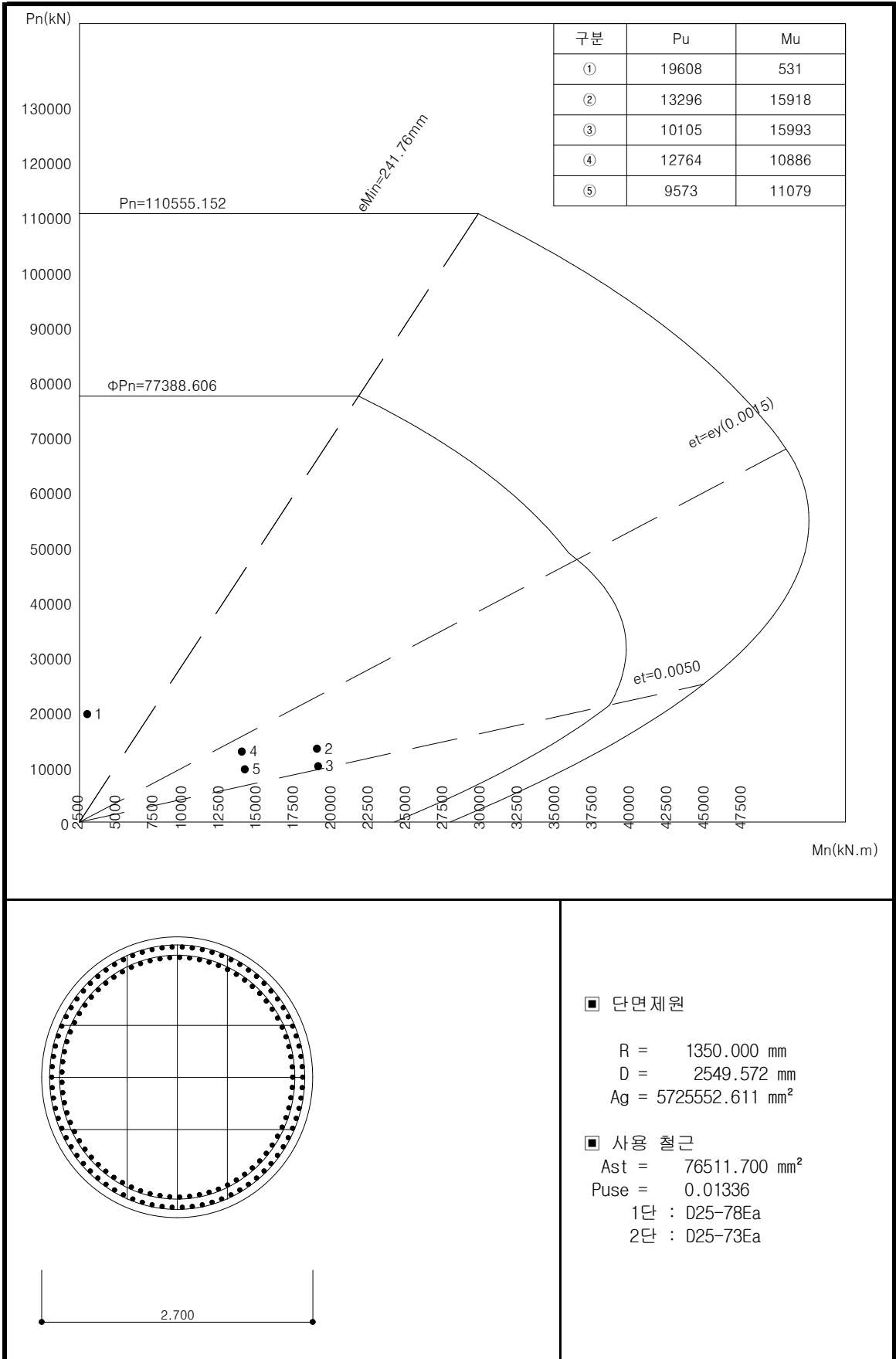
㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 110555.156 \text{ kN} \geq P_n = 40892.420 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.81 \times 40892.420 = 33006.025 \text{ kN} \geq P_u = 9573.089 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.157 = 38196.630 \text{ kN.m} \geq M_u = 11078.576 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

4) PM 상관도



9. 기 초 검 토

9.1 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
SV023	13325.330	1515.746	4993.754	16512.830	70179.528	8025.246	축력최대
SV026	10636.765	1880.222	9038.416	13824.265	58753.126	12798.860	모멘트최대
SV026	10636.765	1880.222	9038.416	13824.265	58753.126	12798.860	편심최대
SV026	10636.765	1880.222	9038.416	13824.265	58753.126	12798.860	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.500 \times 8.500 \times 2.000 \times 25.000 = 3187.500 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 8.500 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 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)

$$= 256000.920 \times 49 / (8.500 \times 7.500) = 196769.334 \text{ kN/m}^3$$

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 256000.920 kN/m), 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 8.500 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.500 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 49 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27849000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

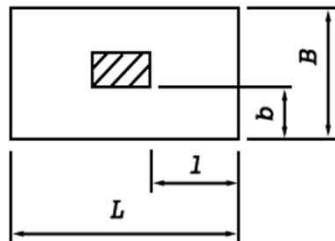
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 196769.334) / (27849000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.227 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

★ 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.400, 2.900) = 2.900$$

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 4.250

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 4.250



$$\beta \lambda = 0.227 \times 2.900 = 0.658 \leq 1.0, \therefore O.K$$

9.2 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
SVB16	13325.330	1162.006	-11740.872	16512.830	61923.113	9416.860	축력최대
SVB14	10636.765	1210.512	-12212.231	13824.265	51840.994	9791.207	모멘트최대
SVB14	10636.765	1210.512	-12212.231	13824.265	51840.994	9791.207	편심최대
SVB26	10636.765	97.013	-777.709	13824.265	51840.994	583.683	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.500 \times 8.500 \times 2.000 \times 25.000 = 3187.500 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.500 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 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

10. PILE 교축직각방향 검토

1) 검토조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
타입강관말뚝	406	9	2	7.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 $E = 210000.0 \text{ MPa}$

말뚝의 단면2차모멘트 $I = \pi/64 \times (0.402^4 - 0.388^4) = 0.0001700 \text{ m}^4$

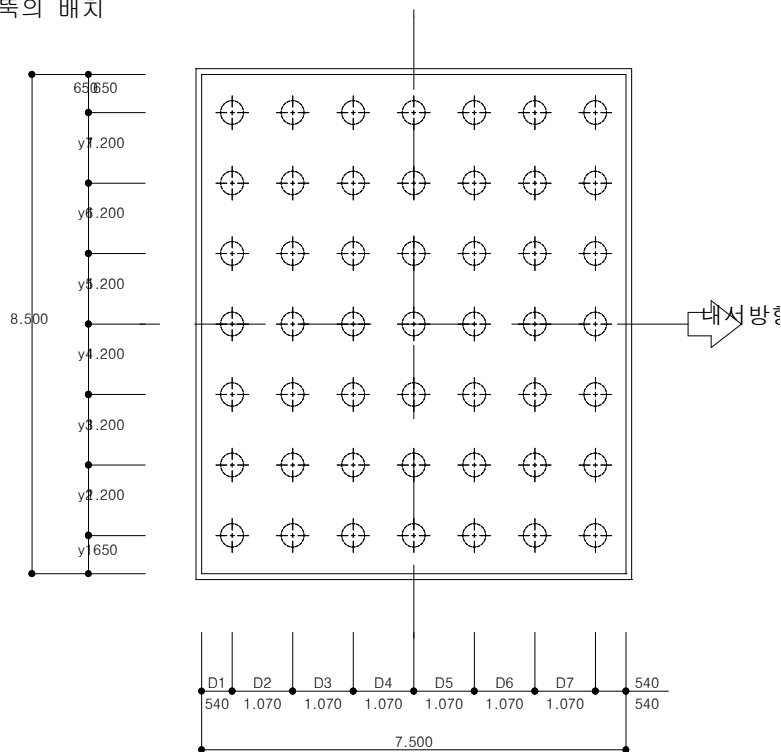
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 10$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 40$

말뚝 선단의 근입깊이 $Df = 1.0 \text{ m}$

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	16512.830	1515.746	8025.246	SV023
	COMBO 2	13824.265	1880.222	12798.860	SV026
	COMBO 3	13824.265	1880.222	12798.860	SV026
	COMBO 4	13824.265	1880.222	12798.860	SV026
계수하중	COMBO 1	23751.960	20.470	393.151	UL001
	COMBO 2	12441.839	2256.266	15549.976	UE026
	COMBO 3	12441.839	2256.266	15549.976	UE026
	COMBO 4	12441.839	2256.266	15549.976	UE026

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= \pi/4 \times (0.402^2 - 0.388^2) = 0.0087 \text{ m}^2 \quad ; \text{ 말뚝의 순단면적} \\ a &= 0.014 \times (L/D) + 0.78 = 1.037 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L = 256000.920 \text{ kN/m} \quad ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_O \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$\alpha = 1 \text{ (평상시)}$$

$$E_O = 2800 \times N = 2800 \times 10 = 28000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.402	1.475	74883.17
1.475	1.667	46003.37
1.667	1.686	43949.37
1.686	1.687	43761.57
1.687	1.688	43744.01
1.688	1.688	43742.36
1.688	1.688	43742.21

$$K_h = 43742.19 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.593 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.593 \times 7.4000 = 4.385 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	산출식	단 위
K1	29705.695	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	25066.339	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	25066.339	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	42303.092	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값
		평상시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	1455579.0
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-1228250.6
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	12544045.1
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	74326551.1
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	0.0011485	0.0013164	0.0001270	COMBO 1	0.0000188	0.0018935	0.0000056
COMBO 2	0.0014574	0.0011021	0.0001963	COMBO 2	0.0017510	0.0009919	0.0002381
COMBO 3	0.0014574	0.0011021	0.0001963	COMBO 3	0.0017510	0.0009919	0.0002381
COMBO 4	0.0008616	0.0011021	0.0001919	COMBO 4	0.0010358	0.0009919	0.0002329

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.457 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	0.0011485	0.0017734	0.0001270	453.995	30.934	-23.417
	2	0.0011485	0.0016211	0.0001270	414.996	30.934	-23.417
	3	0.0011485	0.0014687	0.0001270	375.996	30.934	-23.417
	4	0.0011485	0.0013164	0.0001270	336.997	30.934	-23.417
	5	0.0011485	0.0011640	0.0001270	297.997	30.934	-23.417
	6	0.0011485	0.0010117	0.0001270	258.997	30.934	-23.417
	7	0.0011485	0.0008594	0.0001270	219.998	30.934	-23.417
COMBO 2	1	0.0014574	0.0018087	0.0001963	463.021	38.372	-28.227
	2	0.0014574	0.0015731	0.0001963	402.723	38.372	-28.227
	3	0.0014574	0.0013376	0.0001963	342.425	38.372	-28.227
	4	0.0014574	0.0011021	0.0001963	282.128	38.372	-28.227
	5	0.0014574	0.0008665	0.0001963	221.830	38.372	-28.227
	6	0.0014574	0.0006310	0.0001963	161.533	38.372	-28.227
	7	0.0014574	0.0003954	0.0001963	101.235	38.372	-28.227
COMBO 3	1	0.0014574	0.0018087	0.0001963	463.021	38.372	-28.227
	2	0.0014574	0.0015731	0.0001963	402.723	38.372	-28.227
	3	0.0014574	0.0013376	0.0001963	342.425	38.372	-28.227
	4	0.0014574	0.0011021	0.0001963	282.128	38.372	-28.227
	5	0.0014574	0.0008665	0.0001963	221.830	38.372	-28.227
	6	0.0014574	0.0006310	0.0001963	161.533	38.372	-28.227
	7	0.0014574	0.0003954	0.0001963	101.235	38.372	-28.227
COMBO 4	1	0.0008616	0.0017930	0.0001919	459.021	38.372	-21.828
	2	0.0008616	0.0015627	0.0001919	400.057	38.372	-21.828
	3	0.0008616	0.0013324	0.0001919	341.092	38.372	-21.828
	4	0.0008616	0.0011021	0.0001919	282.128	38.372	-21.828
	5	0.0008616	0.0008717	0.0001919	223.163	38.372	-21.828
	6	0.0008616	0.0006414	0.0001919	164.199	38.372	-21.828
	7	0.0008616	0.0004111	0.0001919	105.234	38.372	-21.828

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000188	0.0019136	0.0000056	489.895	0.418	-0.234
	2	0.0000188	0.0019069	0.0000056	488.175	0.418	-0.234
	3	0.0000188	0.0019002	0.0000056	486.454	0.418	-0.234
	4	0.0000188	0.0018935	0.0000056	484.734	0.418	-0.234
	5	0.0000188	0.0018868	0.0000056	483.014	0.418	-0.234
	6	0.0000188	0.0018800	0.0000056	481.293	0.418	-0.234
	7	0.0000188	0.0018733	0.0000056	479.573	0.418	-0.234
COMBO 2	1	0.0017510	0.0018492	0.0002381	473.393	46.046	-33.818
	2	0.0017510	0.0015634	0.0002381	400.233	46.046	-33.818
	3	0.0017510	0.0012776	0.0002381	327.074	46.046	-33.818
	4	0.0017510	0.0009919	0.0002381	253.915	46.046	-33.818
	5	0.0017510	0.0007061	0.0002381	180.756	46.046	-33.818
	6	0.0017510	0.0004203	0.0002381	107.597	46.046	-33.818
	7	0.0017510	0.0001345	0.0002381	34.438	46.046	-33.818
COMBO 3	1	0.0017510	0.0018492	0.0002381	473.393	46.046	-33.818
	2	0.0017510	0.0015634	0.0002381	400.233	46.046	-33.818
	3	0.0017510	0.0012776	0.0002381	327.074	46.046	-33.818
	4	0.0017510	0.0009919	0.0002381	253.915	46.046	-33.818
	5	0.0017510	0.0007061	0.0002381	180.756	46.046	-33.818
	6	0.0017510	0.0004203	0.0002381	107.597	46.046	-33.818
	7	0.0017510	0.0001345	0.0002381	34.438	46.046	-33.818
COMBO 4	1	0.0010358	0.0018304	0.0002329	468.586	46.046	-26.127
	2	0.0010358	0.0015509	0.0002329	397.029	46.046	-26.127
	3	0.0010358	0.0012714	0.0002329	325.472	46.046	-26.127
	4	0.0010358	0.0009919	0.0002329	253.915	46.046	-26.127
	5	0.0010358	0.0007123	0.0002329	182.358	46.046	-26.127
	6	0.0010358	0.0004328	0.0002329	110.801	46.046	-26.127
	7	0.0010358	0.0001533	0.0002329	39.244	46.046	-26.127

■ 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	3.600	0	453.995	30.934	-23.417	7
	2	2.400	0	414.996	30.934	-23.417	7
	3	1.200	0	375.996	30.934	-23.417	7
	4	0.000	0	336.997	30.934	-23.417	7
	5	-1.200	0	297.997	30.934	-23.417	7
	6	-2.400	0	258.997	30.934	-23.417	7
	7	-3.600	0	219.998	30.934	-23.417	7
	계			16512.830	1515.746	8025.246	49
COMBO 2	1	3.600	0	463.021	38.372	-28.227	7
	2	2.400	0	402.723	38.372	-28.227	7
	3	1.200	0	342.425	38.372	-28.227	7
	4	0.000	0	282.128	38.372	-28.227	7
	5	-1.200	0	221.830	38.372	-28.227	7
	6	-2.400	0	161.533	38.372	-28.227	7
	7	-3.600	0	101.235	38.372	-28.227	7
	계			13824.265	1880.222	12798.860	49
COMBO 3	1	3.600	0	463.021	38.372	-28.227	7
	2	2.400	0	402.723	38.372	-28.227	7
	3	1.200	0	342.425	38.372	-28.227	7
	4	0.000	0	282.128	38.372	-28.227	7
	5	-1.200	0	221.830	38.372	-28.227	7
	6	-2.400	0	161.533	38.372	-28.227	7
	7	-3.600	0	101.235	38.372	-28.227	7
	계			13824.265	1880.222	12798.860	49
COMBO 4	1	3.600	0	459.021	38.372	-21.828	7
	2	2.400	0	400.057	38.372	-21.828	7
	3	1.200	0	341.092	38.372	-21.828	7
	4	0.000	0	282.128	38.372	-21.828	7
	5	-1.200	0	223.163	38.372	-21.828	7
	6	-2.400	0	164.199	38.372	-21.828	7
	7	-3.600	0	105.234	38.372	-21.828	7
	계			13824.265	1880.222	12798.860	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.600	0	489.895	0.418	-0.234	7
	2	2.400	0	488.175	0.418	-0.234	7
	3	1.200	0	486.454	0.418	-0.234	7
	4	0.000	0	484.734	0.418	-0.234	7
	5	-1.200	0	483.014	0.418	-0.234	7
	6	-2.400	0	481.293	0.418	-0.234	7
	7	-3.600	0	479.573	0.418	-0.234	7
	계			23751.960	20.470	393.151	49
COMBO 2	1	3.600	0	473.393	46.046	-33.818	7
	2	2.400	0	400.233	46.046	-33.818	7
	3	1.200	0	327.074	46.046	-33.818	7
	4	0.000	0	253.915	46.046	-33.818	7
	5	-1.200	0	180.756	46.046	-33.818	7
	6	-2.400	0	107.597	46.046	-33.818	7
	7	-3.600	0	34.438	46.046	-33.818	7
	계			12441.839	2256.266	15549.976	49
COMBO 3	1	3.600	0	473.393	46.046	-33.818	7
	2	2.400	0	400.233	46.046	-33.818	7
	3	1.200	0	327.074	46.046	-33.818	7
	4	0.000	0	253.915	46.046	-33.818	7
	5	-1.200	0	180.756	46.046	-33.818	7
	6	-2.400	0	107.597	46.046	-33.818	7
	7	-3.600	0	34.438	46.046	-33.818	7
	계			12441.839	2256.266	15549.976	49
COMBO 4	1	3.600	0	468.586	46.046	-26.127	7
	2	2.400	0	397.029	46.046	-26.127	7
	3	1.200	0	325.472	46.046	-26.127	7
	4	0.000	0	253.915	46.046	-26.127	7
	5	-1.200	0	182.358	46.046	-26.127	7
	6	-2.400	0	110.801	46.046	-26.127	7
	7	-3.600	0	39.244	46.046	-26.127	7
	계			12441.839	2256.266	15549.976	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV023

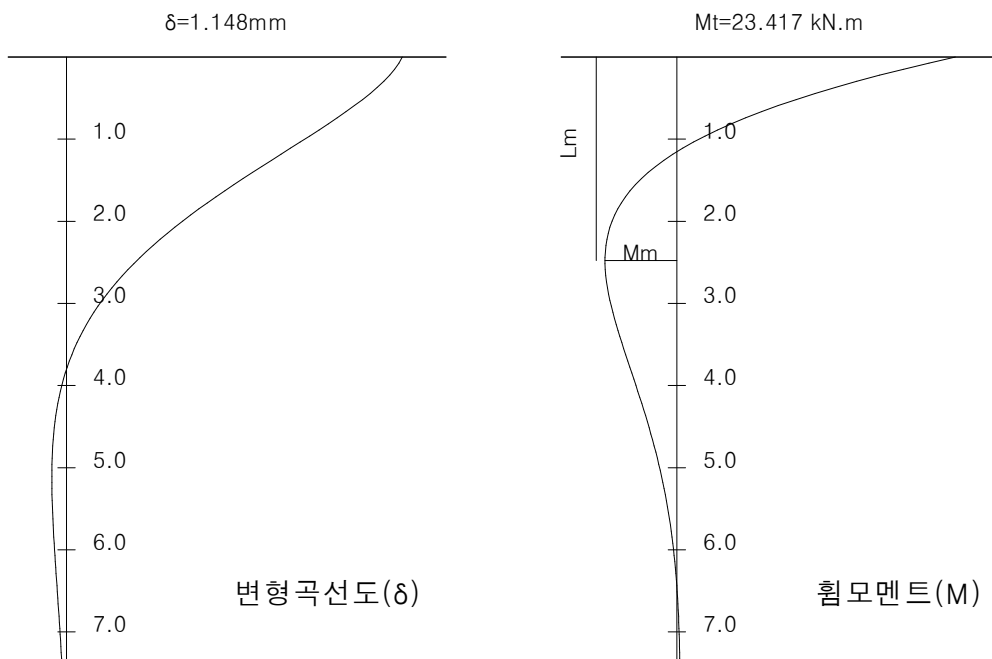
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.044 kN.m, 2.478 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.148 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.148 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	23.417	-30.934	1.148	
0.493	10.547	-21.429	1.022	
0.987	2.029	-13.397	0.821	
1.480	-2.978	-7.212	0.604	
1.973	-5.388	-2.845	0.406	
2.467	-6.043	-0.048	0.244	
2.960	-5.638	1.517	0.123	
3.453	-4.692	2.195	0.039	
3.947	-3.567	2.293	-0.012	
4.440	-2.485	2.055	-0.039	
4.933	-1.564	1.661	-0.049	
5.427	-0.852	1.229	-0.049	
5.920	-0.346	0.831	-0.042	
6.413	-0.020	0.504	-0.033	
6.907	0.164	0.257	-0.024	
7.400	0.246	0.087	-0.016	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV026

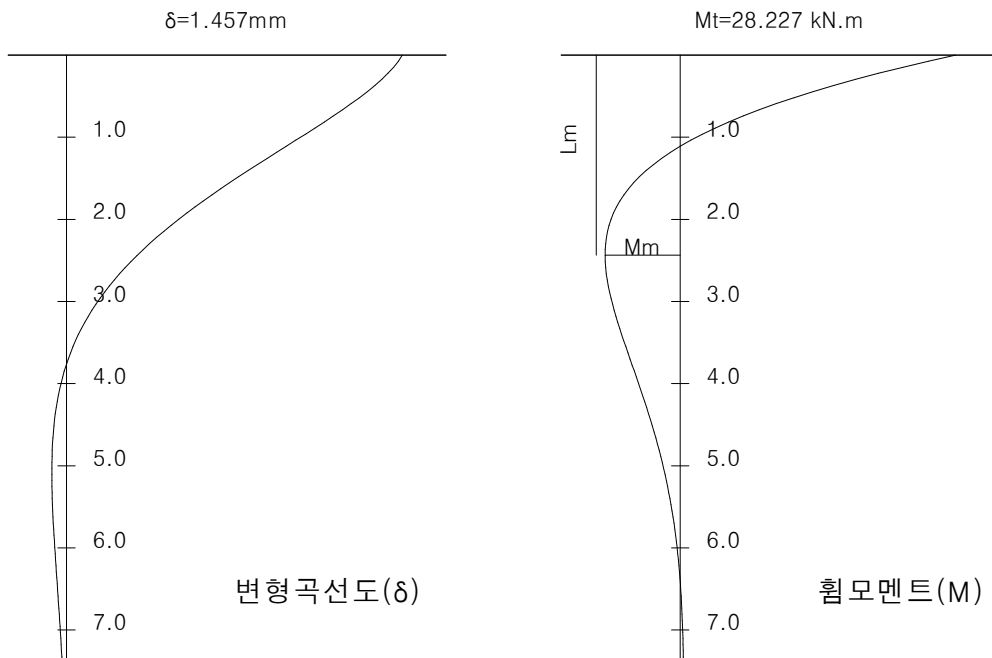
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.709 kN.m, 2.436 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.457 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.457 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	28.227	-38.372	1.457	
0.493	12.320	-26.372	1.284	
0.987	1.882	-16.320	1.024	
1.480	-4.174	-8.635	0.748	
1.973	-7.017	-3.251	0.499	
2.467	-7.706	0.164	0.296	
2.960	-7.107	2.047	0.146	
3.453	-5.867	2.835	0.043	
3.947	-4.427	2.912	-0.019	
4.440	-3.059	2.584	-0.052	
4.933	-1.907	2.071	-0.063	
5.427	-1.021	1.521	-0.062	
5.920	-0.398	1.021	-0.053	
6.413	0.001	0.611	-0.041	
6.907	0.223	0.305	-0.029	
7.400	0.318	0.096	-0.019	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV026

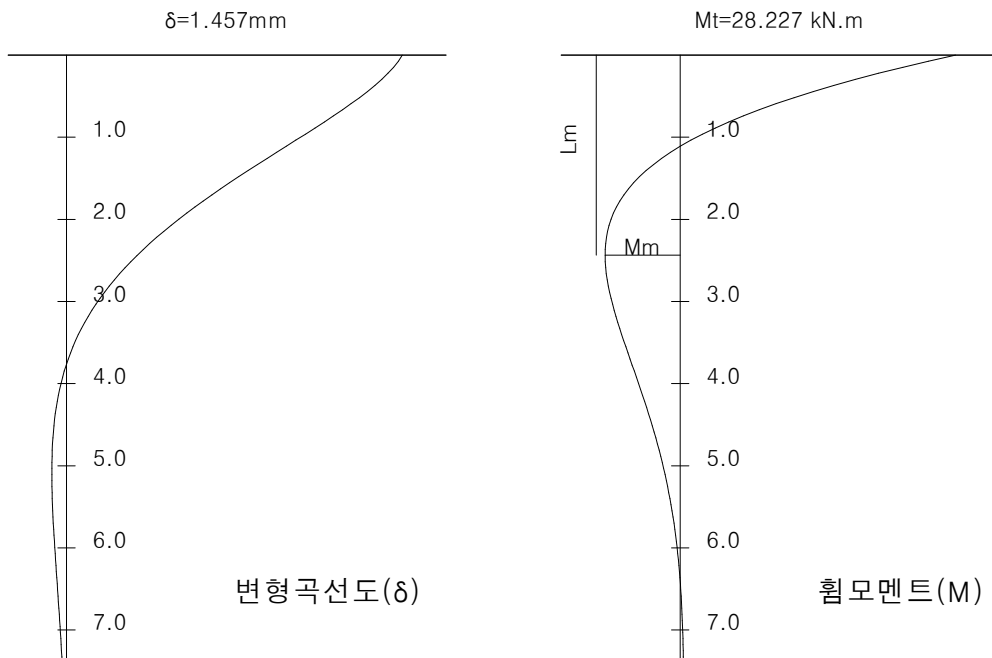
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.709 kN.m, 2.436 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.457 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.457 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	28.227	-38.372	1.457	
0.493	12.320	-26.372	1.284	
0.987	1.882	-16.320	1.024	
1.480	-4.174	-8.635	0.748	
1.973	-7.017	-3.251	0.499	
2.467	-7.706	0.164	0.296	
2.960	-7.107	2.047	0.146	
3.453	-5.867	2.835	0.043	
3.947	-4.427	2.912	-0.019	
4.440	-3.059	2.584	-0.052	
4.933	-1.907	2.071	-0.063	
5.427	-1.021	1.521	-0.062	
5.920	-0.398	1.021	-0.053	
6.413	0.001	0.611	-0.041	
6.907	0.223	0.305	-0.029	
7.400	0.318	0.096	-0.019	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV026

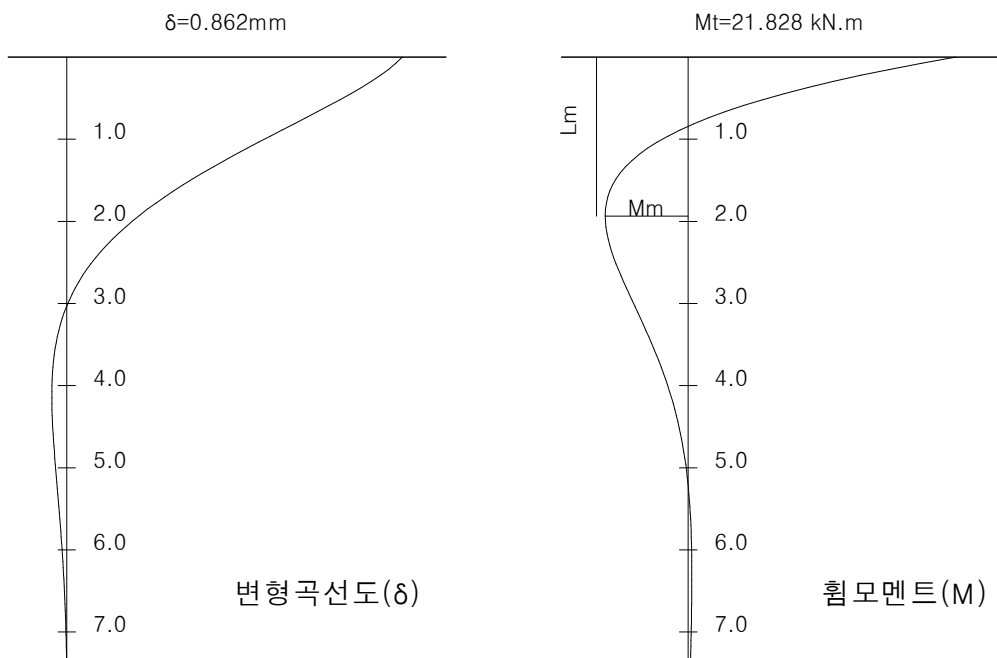
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.779 kN.m, 1.936 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.862 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.862 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	21.828	-38.372	0.862	
0.493	6.671	-23.549	0.712	
0.987	-1.971	-12.105	0.513	
1.480	-5.882	-4.338	0.325	
1.973	-6.775	0.252	0.175	
2.467	-6.023	2.469	0.070	
2.960	-4.594	3.128	0.006	
3.453	-3.082	2.902	-0.026	
3.947	-1.795	2.280	-0.038	
4.440	-0.845	1.573	-0.037	
4.933	-0.228	0.948	-0.030	
5.427	0.115	0.473	-0.021	
5.920	0.265	0.156	-0.013	
6.413	0.292	-0.028	-0.007	
6.907	0.254	-0.113	-0.003	
7.400	0.190	-0.136	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL001

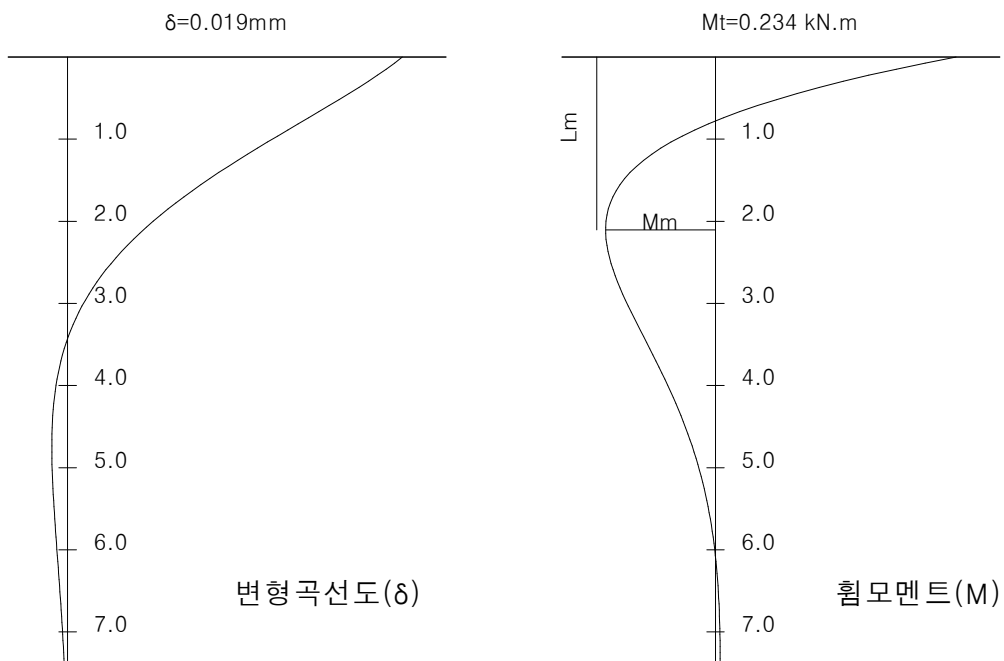
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.107 kN.m, 2.104 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.019 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.019 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.234	-0.418	0.019	
0.493	0.066	-0.268	0.015	
0.987	-0.036	-0.151	0.012	
1.480	-0.088	-0.066	0.008	
1.973	-0.106	-0.011	0.005	
2.467	-0.103	0.022	0.003	
2.960	-0.088	0.037	0.001	
3.453	-0.068	0.041	0.000	
3.947	-0.048	0.038	-0.001	
4.440	-0.031	0.031	-0.001	
4.933	-0.018	0.024	-0.001	
5.427	-0.008	0.016	-0.001	
5.920	-0.001	0.010	-0.001	
6.413	0.002	0.005	0.000	
6.907	0.004	0.002	0.000	
7.400	0.005	0.000	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : UE026

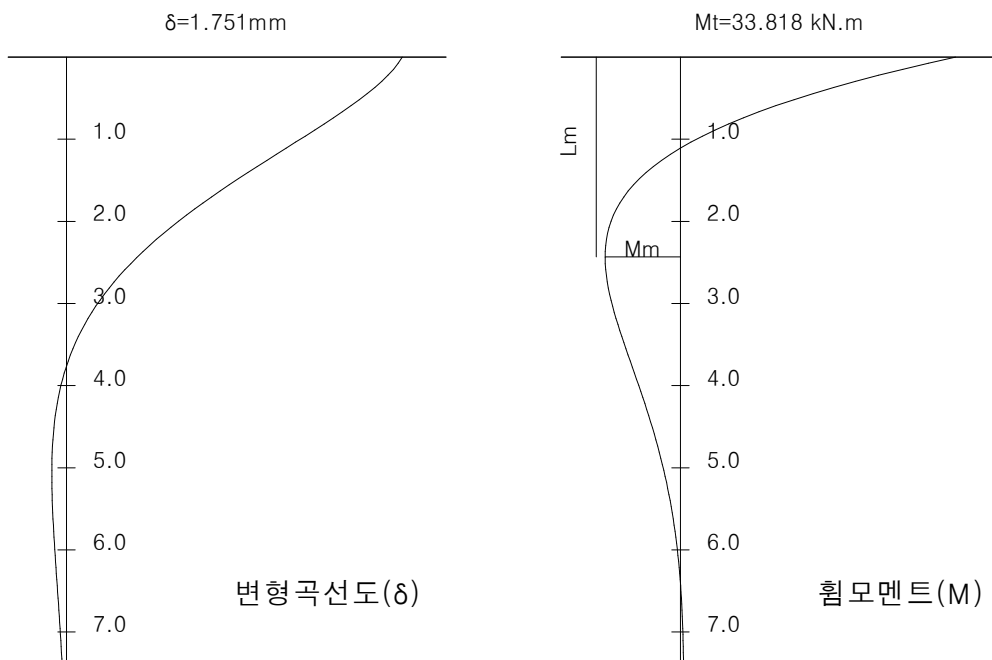
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.265 kN.m, 2.433 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.751 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.751 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	33.818	-46.046	1.751	
0.493	14.732	-31.632	1.542	
0.987	2.216	-19.564	1.229	
1.480	-5.042	-10.342	0.897	
1.973	-8.443	-3.883	0.598	
2.467	-9.262	0.212	0.355	
2.960	-8.536	2.467	0.174	
3.453	-7.043	3.409	0.051	
3.947	-5.312	3.499	-0.024	
4.440	-3.670	3.103	-0.063	
4.933	-2.286	2.486	-0.076	
5.427	-1.223	1.825	-0.074	
5.920	-0.475	1.224	-0.063	
6.413	0.003	0.733	-0.049	
6.907	0.268	0.366	-0.035	
7.400	0.382	0.114	-0.023	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE026

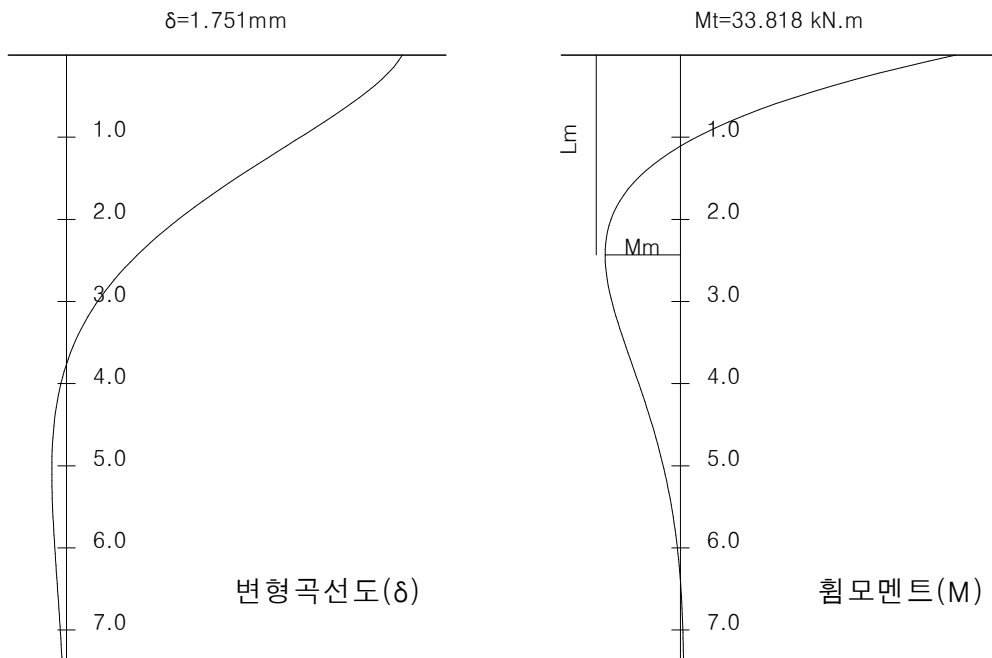
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.265 kN.m, 2.433 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.751 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.751 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	33.818	-46.046	1.751	
0.493	14.732	-31.632	1.542	
0.987	2.216	-19.564	1.229	
1.480	-5.042	-10.342	0.897	
1.973	-8.443	-3.883	0.598	
2.467	-9.262	0.212	0.355	
2.960	-8.536	2.467	0.174	
3.453	-7.043	3.409	0.051	
3.947	-5.312	3.499	-0.024	
4.440	-3.670	3.103	-0.063	
4.933	-2.286	2.486	-0.076	
5.427	-1.223	1.825	-0.074	
5.920	-0.475	1.224	-0.063	
6.413	0.003	0.733	-0.049	
6.907	0.268	0.366	-0.035	
7.400	0.382	0.114	-0.023	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UE026

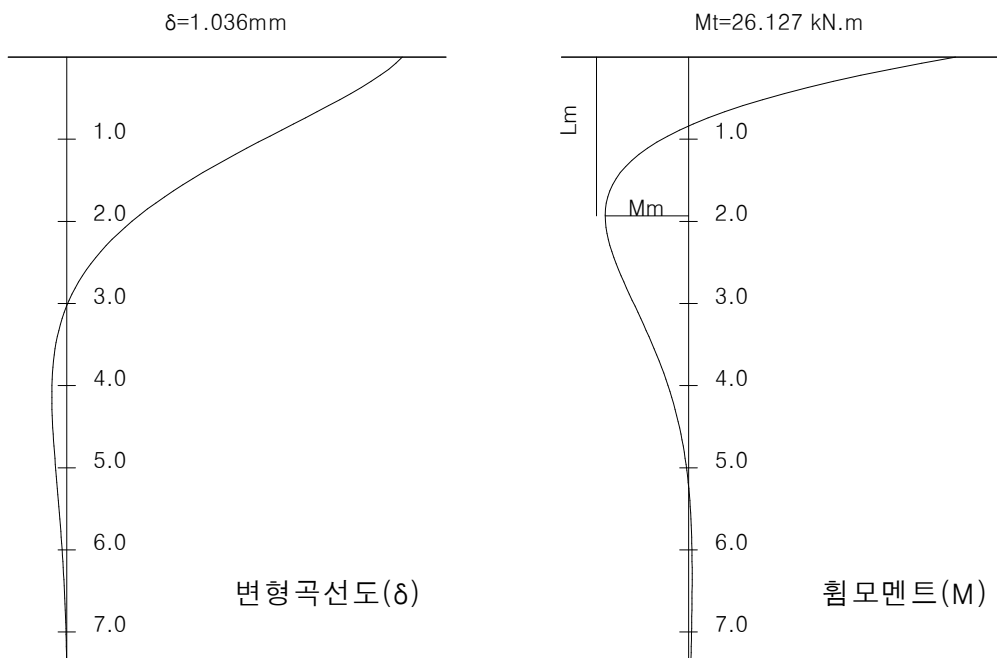
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.155 kN.m, 1.933 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.036 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.036 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	26.127	-46.046	1.036	
0.493	7.945	-28.236	0.855	
0.987	-2.411	-14.495	0.616	
1.480	-7.090	-5.176	0.389	
1.973	-8.148	0.326	0.209	
2.467	-7.237	2.979	0.084	
2.960	-5.515	3.763	0.007	
3.453	-3.697	3.487	-0.032	
3.947	-2.151	2.738	-0.045	
4.440	-1.011	1.888	-0.044	
4.933	-0.272	1.137	-0.036	
5.427	0.140	0.567	-0.025	
5.920	0.319	0.186	-0.016	
6.413	0.351	-0.034	-0.008	
6.907	0.305	-0.136	-0.003	
7.400	0.228	-0.163	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	산출식	단 위
K1	14852.847	$2EI \beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값
		평상시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	727789.5
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	12544045.1
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	72253699.6
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	0.0020827	0.0013164	0.0001111	COMBO 1	0.0000281	0.0018935	0.0000054
COMBO 2	0.0025835	0.0011021	0.0001771	COMBO 2	0.0031002	0.0009919	0.0002152
COMBO 3	0.0025835	0.0011021	0.0001771	COMBO 3	0.0031002	0.0009919	0.0002152
COMBO 4	0.0014557	0.0011021	0.0001771	COMBO 4	0.0017469	0.0009919	0.0002152

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.583 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	0.0020827	0.0017162	0.0001111	439.359	30.934	0.000
	2	0.0020827	0.0015830	0.0001111	405.238	30.934	0.000
	3	0.0020827	0.0014497	0.0001111	371.117	30.934	0.000
	4	0.0020827	0.0013164	0.0001111	336.997	30.934	0.000
	5	0.0020827	0.0011831	0.0001111	302.876	30.934	0.000
	6	0.0020827	0.0010498	0.0001111	268.755	30.934	0.000
	7	0.0020827	0.0009165	0.0001111	234.634	30.934	0.000
COMBO 2	1	0.0025835	0.0017398	0.0001771	445.379	38.372	0.000
	2	0.0025835	0.0015272	0.0001771	390.962	38.372	0.000
	3	0.0025835	0.0013146	0.0001771	336.545	38.372	0.000
	4	0.0025835	0.0011021	0.0001771	282.128	38.372	0.000
	5	0.0025835	0.0008895	0.0001771	227.711	38.372	0.000
	6	0.0025835	0.0006769	0.0001771	173.294	38.372	0.000
	7	0.0025835	0.0004644	0.0001771	118.877	38.372	0.000
COMBO 3	1	0.0025835	0.0017398	0.0001771	445.379	38.372	0.000
	2	0.0025835	0.0015272	0.0001771	390.962	38.372	0.000
	3	0.0025835	0.0013146	0.0001771	336.545	38.372	0.000
	4	0.0025835	0.0011021	0.0001771	282.128	38.372	0.000
	5	0.0025835	0.0008895	0.0001771	227.711	38.372	0.000
	6	0.0025835	0.0006769	0.0001771	173.294	38.372	0.000
	7	0.0025835	0.0004644	0.0001771	118.877	38.372	0.000
COMBO 4	1	0.0014557	0.0017398	0.0001771	445.379	38.372	0.000
	2	0.0014557	0.0015272	0.0001771	390.962	38.372	0.000
	3	0.0014557	0.0013146	0.0001771	336.545	38.372	0.000
	4	0.0014557	0.0011021	0.0001771	282.128	38.372	0.000
	5	0.0014557	0.0008895	0.0001771	227.711	38.372	0.000
	6	0.0014557	0.0006769	0.0001771	173.294	38.372	0.000
	7	0.0014557	0.0004644	0.0001771	118.877	38.372	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000281	0.0019131	0.0000054	489.749	0.418	0.000
	2	0.0000281	0.0019065	0.0000054	488.077	0.418	0.000
	3	0.0000281	0.0019000	0.0000054	486.405	0.418	0.000
	4	0.0000281	0.0018935	0.0000054	484.734	0.418	0.000
	5	0.0000281	0.0018870	0.0000054	483.062	0.418	0.000
	6	0.0000281	0.0018804	0.0000054	481.391	0.418	0.000
	7	0.0000281	0.0018739	0.0000054	479.719	0.418	0.000
COMBO 2	1	0.0031002	0.0017666	0.0002152	452.257	46.046	0.000
	2	0.0031002	0.0015084	0.0002152	386.143	46.046	0.000
	3	0.0031002	0.0012501	0.0002152	320.029	46.046	0.000
	4	0.0031002	0.0009919	0.0002152	253.915	46.046	0.000
	5	0.0031002	0.0007336	0.0002152	187.801	46.046	0.000
	6	0.0031002	0.0004753	0.0002152	121.687	46.046	0.000
	7	0.0031002	0.0002171	0.0002152	55.574	46.046	0.000
COMBO 3	1	0.0031002	0.0017666	0.0002152	452.257	46.046	0.000
	2	0.0031002	0.0015084	0.0002152	386.143	46.046	0.000
	3	0.0031002	0.0012501	0.0002152	320.029	46.046	0.000
	4	0.0031002	0.0009919	0.0002152	253.915	46.046	0.000
	5	0.0031002	0.0007336	0.0002152	187.801	46.046	0.000
	6	0.0031002	0.0004753	0.0002152	121.687	46.046	0.000
	7	0.0031002	0.0002171	0.0002152	55.574	46.046	0.000
COMBO 4	1	0.0017469	0.0017666	0.0002152	452.257	46.046	0.000
	2	0.0017469	0.0015084	0.0002152	386.143	46.046	0.000
	3	0.0017469	0.0012501	0.0002152	320.029	46.046	0.000
	4	0.0017469	0.0009919	0.0002152	253.915	46.046	0.000
	5	0.0017469	0.0007336	0.0002152	187.801	46.046	0.000
	6	0.0017469	0.0004753	0.0002152	121.687	46.046	0.000
	7	0.0017469	0.0002171	0.0002152	55.574	46.046	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	3.600	0	439.359	30.934	0.000	7
	2	2.400	0	405.238	30.934	0.000	7
	3	1.200	0	371.117	30.934	0.000	7
	4	0.000	0	336.997	30.934	0.000	7
	5	-1.200	0	302.876	30.934	0.000	7
	6	-2.400	0	268.755	30.934	0.000	7
	7	-3.600	0	234.634	30.934	0.000	7
	계			16512.830	1515.746	0.000	49
COMBO 2	1	3.600	0	445.379	38.372	0.000	7
	2	2.400	0	390.962	38.372	0.000	7
	3	1.200	0	336.545	38.372	0.000	7
	4	0.000	0	282.128	38.372	0.000	7
	5	-1.200	0	227.711	38.372	0.000	7
	6	-2.400	0	173.294	38.372	0.000	7
	7	-3.600	0	118.877	38.372	0.000	7
	계			13824.265	1880.222	0.000	49
COMBO 3	1	3.600	0	445.379	38.372	0.000	7
	2	2.400	0	390.962	38.372	0.000	7
	3	1.200	0	336.545	38.372	0.000	7
	4	0.000	0	282.128	38.372	0.000	7
	5	-1.200	0	227.711	38.372	0.000	7
	6	-2.400	0	173.294	38.372	0.000	7
	7	-3.600	0	118.877	38.372	0.000	7
	계			13824.265	1880.222	0.000	49
COMBO 4	1	3.600	0	445.379	38.372	0.000	7
	2	2.400	0	390.962	38.372	0.000	7
	3	1.200	0	336.545	38.372	0.000	7
	4	0.000	0	282.128	38.372	0.000	7
	5	-1.200	0	227.711	38.372	0.000	7
	6	-2.400	0	173.294	38.372	0.000	7
	7	-3.600	0	118.877	38.372	0.000	7
	계			13824.265	1880.222	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.600	0	489.749	0.418	0.000	7
	2	2.400	0	488.077	0.418	0.000	7
	3	1.200	0	486.405	0.418	0.000	7
	4	0.000	0	484.734	0.418	0.000	7
	5	-1.200	0	483.062	0.418	0.000	7
	6	-2.400	0	481.391	0.418	0.000	7
	7	-3.600	0	479.719	0.418	0.000	7
	계			23751.960	20.470	0.000	49
COMBO 2	1	3.600	0	452.257	46.046	0.000	7
	2	2.400	0	386.143	46.046	0.000	7
	3	1.200	0	320.029	46.046	0.000	7
	4	0.000	0	253.915	46.046	0.000	7
	5	-1.200	0	187.801	46.046	0.000	7
	6	-2.400	0	121.687	46.046	0.000	7
	7	-3.600	0	55.574	46.046	0.000	7
	계			12441.839	2256.266	0.000	49
COMBO 3	1	3.600	0	452.257	46.046	0.000	7
	2	2.400	0	386.143	46.046	0.000	7
	3	1.200	0	320.029	46.046	0.000	7
	4	0.000	0	253.915	46.046	0.000	7
	5	-1.200	0	187.801	46.046	0.000	7
	6	-2.400	0	121.687	46.046	0.000	7
	7	-3.600	0	55.574	46.046	0.000	7
	계			12441.839	2256.266	0.000	49
COMBO 4	1	3.600	0	452.257	46.046	0.000	7
	2	2.400	0	386.143	46.046	0.000	7
	3	1.200	0	320.029	46.046	0.000	7
	4	0.000	0	253.915	46.046	0.000	7
	5	-1.200	0	187.801	46.046	0.000	7
	6	-2.400	0	121.687	46.046	0.000	7
	7	-3.600	0	55.574	46.046	0.000	7
	계			12441.839	2256.266	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV023

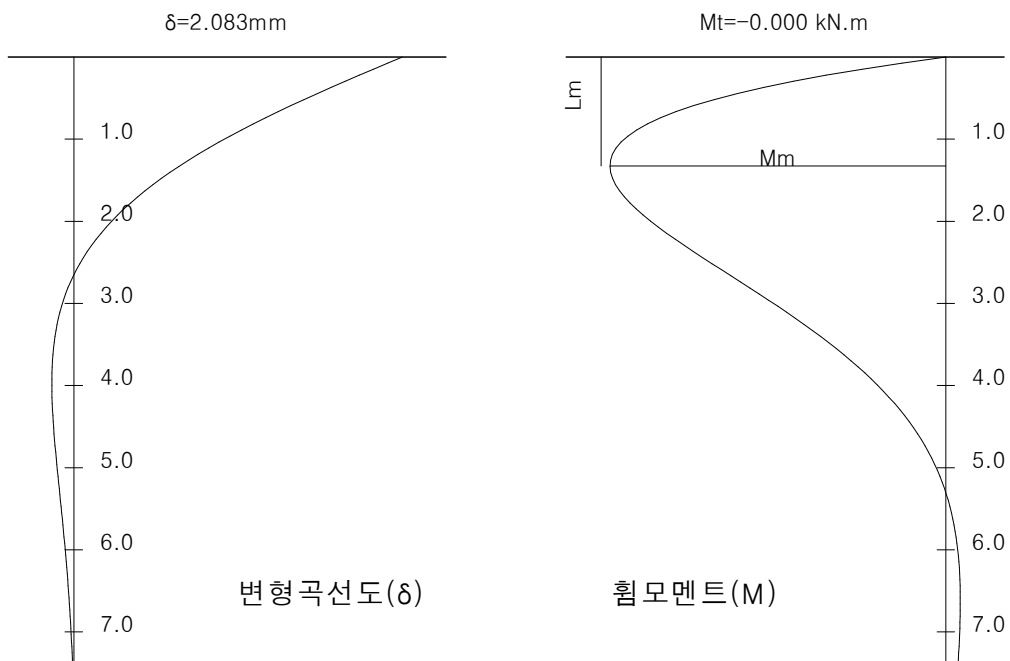
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.831 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.083 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.083 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.934	2.083	
0.493	-11.231	-15.458	1.489	
0.987	-16.057	-4.862	0.968	
1.480	-16.698	1.664	0.554	
1.973	-14.925	5.089	0.253	
2.467	-12.032	6.348	0.053	
2.960	-8.885	6.240	-0.066	
3.453	-5.998	5.384	-0.123	
3.947	-3.623	4.219	-0.140	
4.440	-1.838	3.032	-0.131	
4.933	-0.608	1.984	-0.109	
5.427	0.155	1.146	-0.083	
5.920	0.560	0.533	-0.058	
6.413	0.715	0.124	-0.037	
6.907	0.710	-0.120	-0.020	
7.400	0.616	-0.241	-0.008	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV026

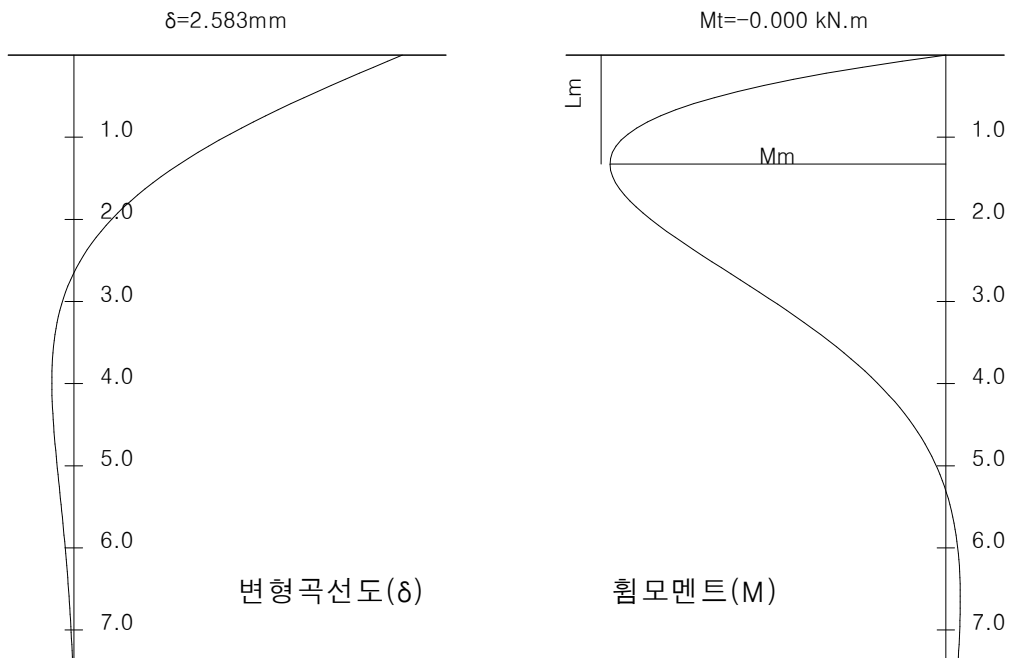
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -20.878 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.583 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.583 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-38.372	2.583	
0.493	-13.931	-19.176	1.847	
0.987	-19.918	-6.031	1.201	
1.480	-20.713	2.064	0.687	
1.973	-18.514	6.312	0.314	
2.467	-14.926	7.875	0.065	
2.960	-11.022	7.740	-0.081	
3.453	-7.440	6.678	-0.153	
3.947	-4.494	5.234	-0.173	
4.440	-2.280	3.761	-0.162	
4.933	-0.754	2.461	-0.136	
5.427	0.192	1.422	-0.103	
5.920	0.695	0.662	-0.072	
6.413	0.886	0.154	-0.046	
6.907	0.880	-0.149	-0.025	
7.400	0.764	-0.299	-0.010	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV026

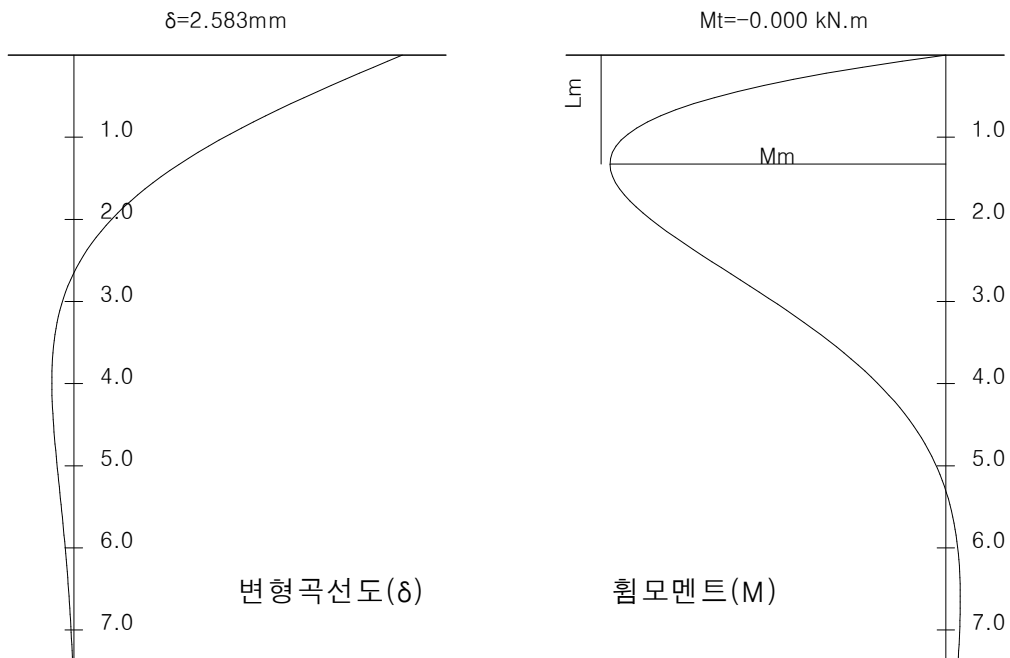
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -20.878 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.583 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.583 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-38.372	2.583	
0.493	-13.931	-19.176	1.847	
0.987	-19.918	-6.031	1.201	
1.480	-20.713	2.064	0.687	
1.973	-18.514	6.312	0.314	
2.467	-14.926	7.875	0.065	
2.960	-11.022	7.740	-0.081	
3.453	-7.440	6.678	-0.153	
3.947	-4.494	5.234	-0.173	
4.440	-2.280	3.761	-0.162	
4.933	-0.754	2.461	-0.136	
5.427	0.192	1.422	-0.103	
5.920	0.695	0.662	-0.072	
6.413	0.886	0.154	-0.046	
6.907	0.880	-0.149	-0.025	
7.400	0.764	-0.299	-0.010	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV026

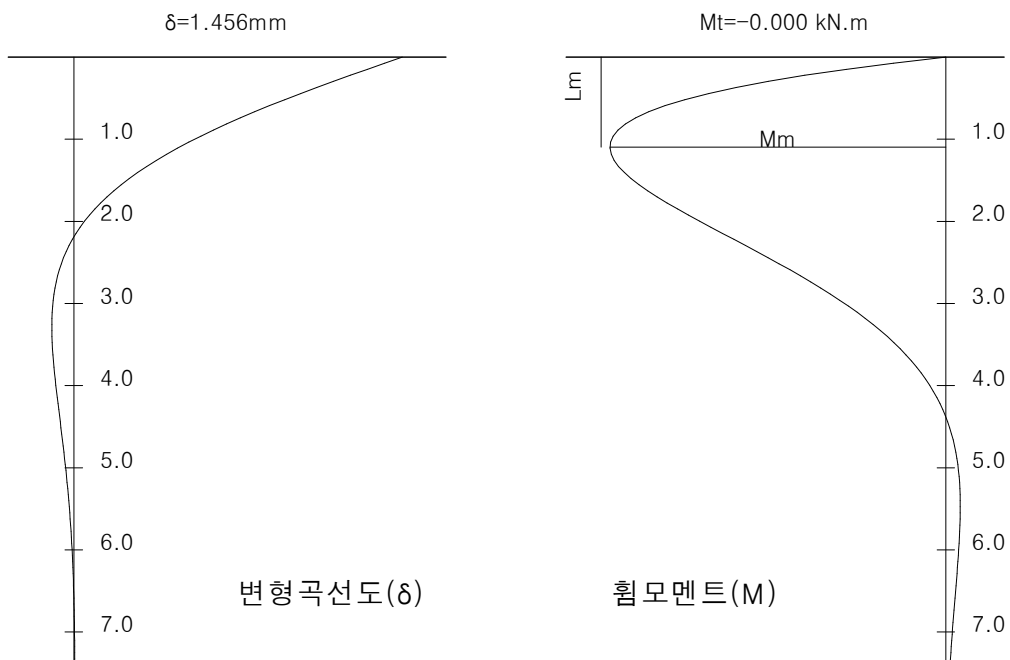
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.244 kN.m, 1.095 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.456 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.456 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-38.372	1.456	
0.493	-13.012	-15.930	0.958	
0.987	-17.135	-2.072	0.545	
1.480	-16.153	5.121	0.245	
1.973	-12.829	7.764	0.055	
2.467	-8.935	7.701	-0.049	
2.960	-5.445	6.316	-0.091	
3.453	-2.768	4.523	-0.096	
3.947	-0.962	2.844	-0.082	
4.440	0.097	1.517	-0.060	
4.933	0.601	0.596	-0.039	
5.427	0.744	0.037	-0.022	
5.920	0.684	-0.244	-0.009	
6.413	0.534	-0.340	-0.002	
6.907	0.366	-0.328	0.002	
7.400	0.219	-0.264	0.004	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL001

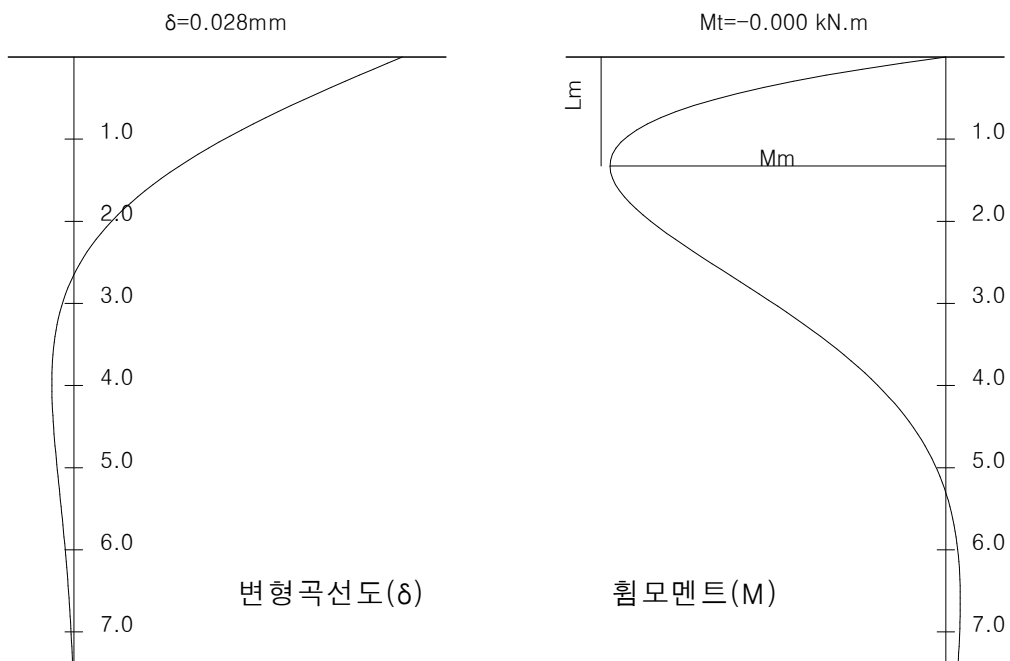
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.227 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.028 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.028 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.418	0.028	
0.493	-0.152	-0.209	0.020	
0.987	-0.217	-0.066	0.013	
1.480	-0.226	0.022	0.007	
1.973	-0.202	0.069	0.003	
2.467	-0.162	0.086	0.001	
2.960	-0.120	0.084	-0.001	
3.453	-0.081	0.073	-0.002	
3.947	-0.049	0.057	-0.002	
4.440	-0.025	0.041	-0.002	
4.933	-0.008	0.027	-0.001	
5.427	0.002	0.015	-0.001	
5.920	0.008	0.007	-0.001	
6.413	0.010	0.002	0.000	
6.907	0.010	-0.002	0.000	
7.400	0.008	-0.003	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : UE026

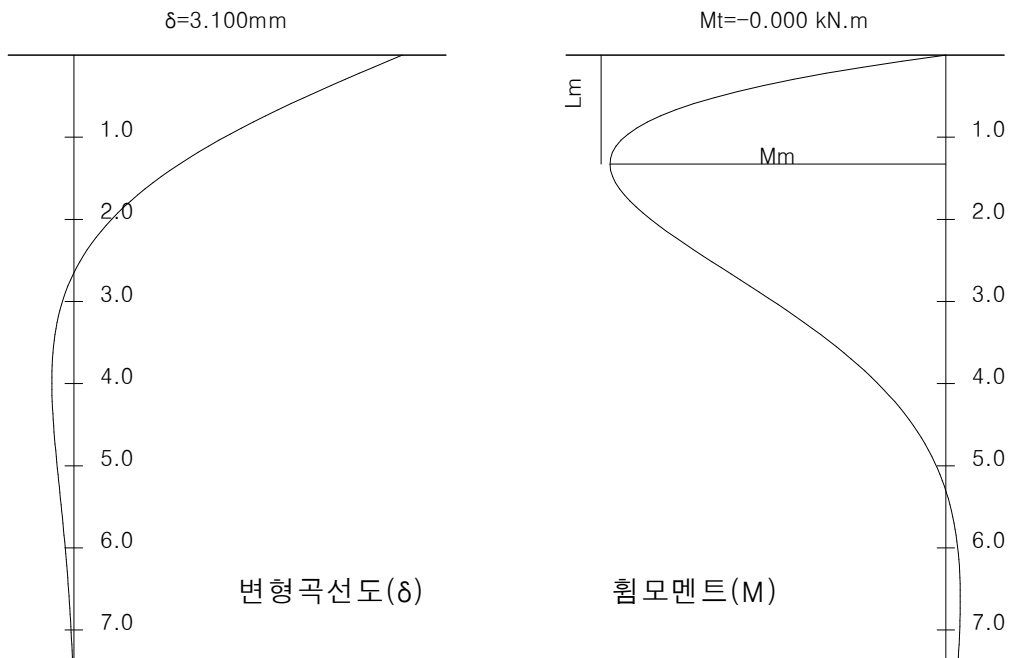
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -25.053 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.100 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.100 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-46.046	3.100	
0.493	-16.718	-23.011	2.216	
0.987	-23.902	-7.237	1.441	
1.480	-24.856	2.477	0.825	
1.973	-22.216	7.575	0.376	
2.467	-17.911	9.449	0.078	
2.960	-13.226	9.288	-0.098	
3.453	-8.928	8.014	-0.183	
3.947	-5.393	6.281	-0.208	
4.440	-2.735	4.514	-0.195	
4.933	-0.905	2.953	-0.163	
5.427	0.230	1.706	-0.124	
5.920	0.834	0.794	-0.087	
6.413	1.064	0.184	-0.055	
6.907	1.056	-0.179	-0.030	
7.400	0.917	-0.359	-0.012	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE026

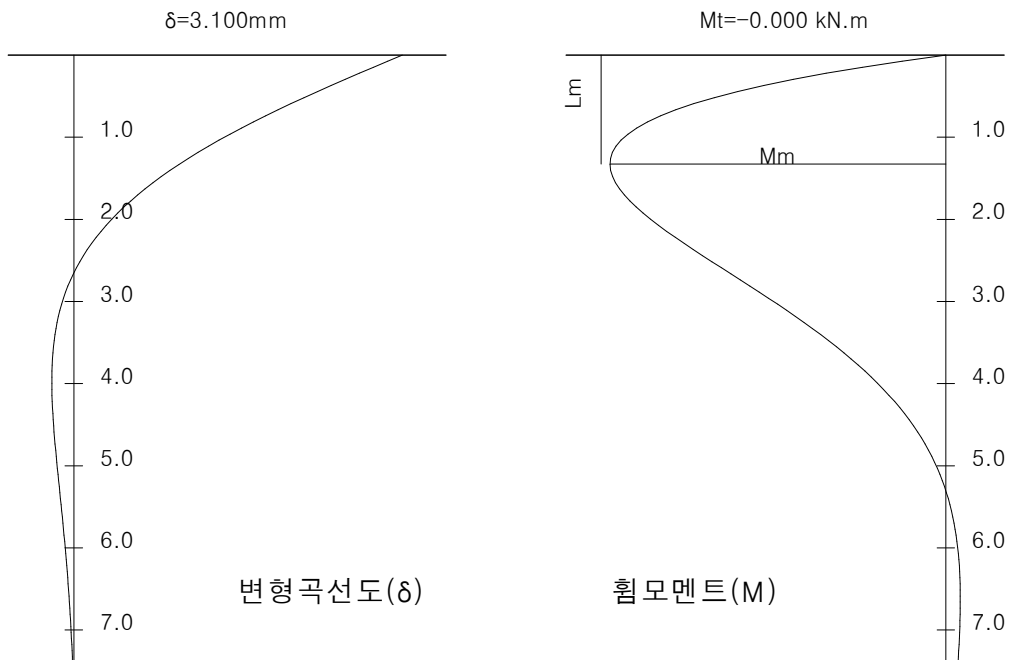
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -25.053 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.100 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.100 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-46.046	3.100	
0.493	-16.718	-23.011	2.216	
0.987	-23.902	-7.237	1.441	
1.480	-24.856	2.477	0.825	
1.973	-22.216	7.575	0.376	
2.467	-17.911	9.449	0.078	
2.960	-13.226	9.288	-0.098	
3.453	-8.928	8.014	-0.183	
3.947	-5.393	6.281	-0.208	
4.440	-2.735	4.514	-0.195	
4.933	-0.905	2.953	-0.163	
5.427	0.230	1.706	-0.124	
5.920	0.834	0.794	-0.087	
6.413	1.064	0.184	-0.055	
6.907	1.056	-0.179	-0.030	
7.400	0.917	-0.359	-0.012	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UE026

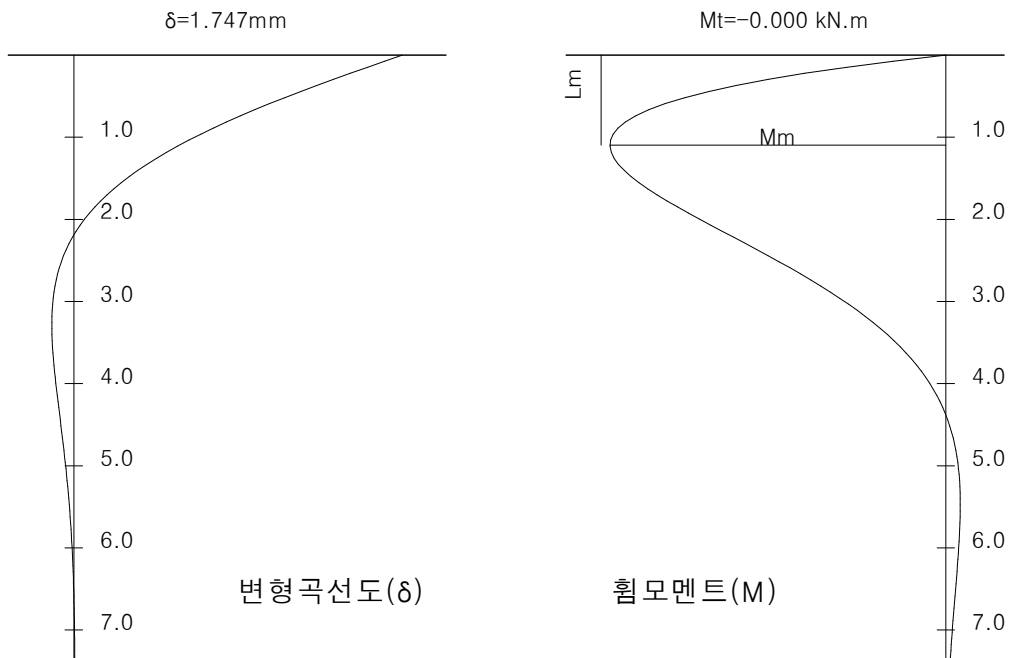
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -20.693 kN.m, 1.095 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.747 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.747 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-46.046	1.747	
0.493	-15.614	-19.116	1.150	
0.987	-20.562	-2.486	0.654	
1.480	-19.384	6.145	0.294	
1.973	-15.395	9.317	0.066	
2.467	-10.722	9.241	-0.059	
2.960	-6.534	7.579	-0.110	
3.453	-3.322	5.427	-0.115	
3.947	-1.155	3.413	-0.098	
4.440	0.116	1.820	-0.072	
4.933	0.722	0.715	-0.047	
5.427	0.893	0.045	-0.026	
5.920	0.821	-0.293	-0.011	
6.413	0.641	-0.408	-0.002	
6.907	0.439	-0.393	0.003	
7.400	0.263	-0.316	0.005	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$\text{말뚝의 선단면적 } A_p = \pi \times (0.406)^2 / 4 = 0.1272 \text{ m}^2$$

$$R_a = 1/n \times R_u$$

$$R_u = q_d \times A_p ; q_d = 300 \times N$$

$$= 300 \times 40 \times 0.1272$$

$$= 1526.114 \text{ kN}$$

$$R_{a1} = 1/3.0 \times 1526.114 = 508.705 \text{ kN} \quad (\text{평상시})$$

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

$$\text{평상시의 말뚝의 허용 수평변위 } \delta_a = 15.000 > \delta = 2.5835 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

다) 말뚝의 허용인발력

주면 마찰력을 고려하지 않으므로 인발력이 발생해서는 않된다.

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	453.995	219.998	508.705	0.000	O.K
	HINGE	439.359	234.634	508.705	0.000	O.K
COMBO 2	FIX	463.021	101.235	508.705	0.000	O.K
	HINGE	445.379	118.877	508.705	0.000	O.K
COMBO 3	FIX	463.021	101.235	508.705	0.000	O.K
	HINGE	445.379	118.877	508.705	0.000	O.K
COMBO 4	FIX	459.021	105.234	763.057	0.000	O.K
	HINGE	445.379	118.877	763.057	0.000	O.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 : 7.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 7.40/0.406 = 18.209 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

$f_{sa} = 140.000 \text{ MPa}$ (평상시)

$f = V/A_p \pm M \times y/I_o$

$= V/0.009 \pm M \times 0.406/2 / 0.00017$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f _{max}	f _{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	453.995	23.417	80.205	140.00	0.K
	HINGE	439.359	16.831	70.648	140.00	0.K
COMBO 2	FIX	463.021	28.227	86.993	140.00	0.K
	HINGE	445.379	20.878	76.178	140.00	0.K
COMBO 3	FIX	463.021	28.227	86.993	140.00	0.K
	HINGE	445.379	20.878	76.178	140.00	0.K
COMBO 4	FIX	459.021	21.828	78.884	210.00	0.K
	HINGE	445.379	17.244	71.835	210.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$\tau_{sa} = 80.000 \text{ MPa}$ (평상시)

$\tau = \alpha \times H_o / A_p$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (402.4^2 + 402.4 \times 388.4 + 388.4^2) / (3 \times (402.4^2 + 388.4^2))$

$= 2.000$: 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	30.934	7.114	80.000	0.K
	HINGE	30.934	7.114	80.000	0.K
COMBO 2	FIX	38.372	8.824	80.000	0.K
	HINGE	38.372	8.824	80.000	0.K
COMBO 3	FIX	38.372	8.824	80.000	0.K
	HINGE	38.372	8.824	80.000	0.K
COMBO 4	FIX	38.372	8.824	120.000	0.K
	HINGE	38.372	8.824	120.000	0.K

11. PILE 교축방향 검토

1) 검토조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
타입강관말뚝	406	9	2	7.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 $E = 210000.0 \text{ MPa}$

말뚝의 단면2차모멘트 $I = \pi/64 \times (0.402^4 - 0.388^4) = 0.0001700 \text{ m}^4$

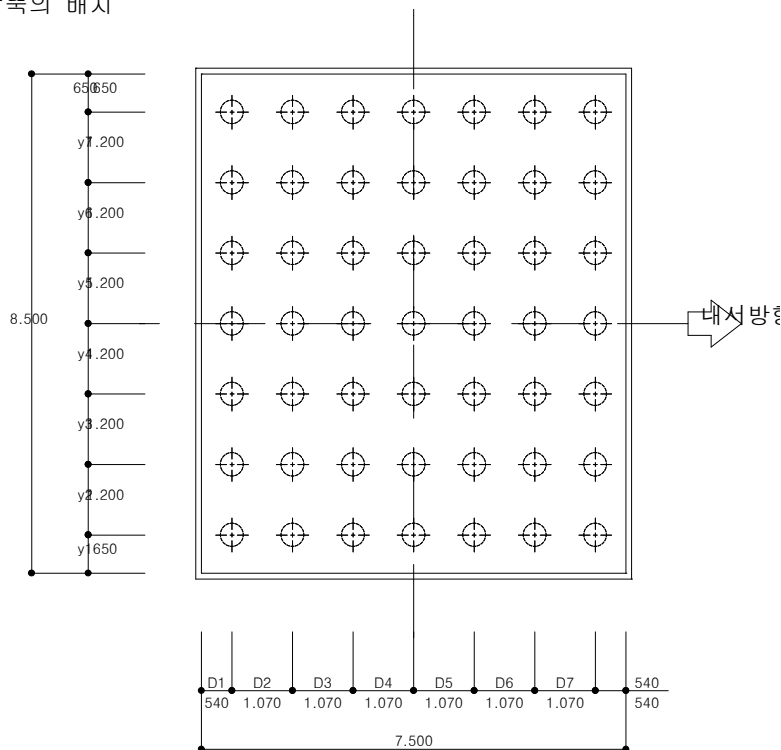
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 10$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 40$

말뚝 선단의 근입깊이 $Df = 1.0 \text{ m}$

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	16512.830	1162.006	9416.860	SVB16
	COMBO 2	13824.265	1210.512	9791.207	SVB14
	COMBO 3	13824.265	1210.512	9791.207	SVB14
	COMBO 4	13824.265	97.013	583.683	SVB26
계수하중	COMBO 1	23751.960	0.000	192.804	ULB01
	COMBO 2	13133.052	1513.141	12259.568	UEB14
	COMBO 3	13133.052	1513.141	12259.568	UEB14
	COMBO 4	12441.839	116.416	720.981	UEB26

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= \pi/4 \times (0.402^2 - 0.388^2) = 0.0087 \text{ m}^2 ; \text{ 말뚝의 순단면적} \\ a &= 0.014 \times (L/D) + 0.78 = 1.037 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L = 256000.920 \text{ kN/m} ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_O \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$\alpha = 1 \text{ (평상시)}$$

$$E_O = 2800 \times N = 2800 \times 10 = 28000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.402	1.475	74883.17
1.475	1.667	46003.37
1.667	1.686	43949.37
1.686	1.687	43761.57
1.687	1.688	43744.01
1.688	1.688	43742.36
1.688	1.688	43742.21

$$K_h = 43742.19 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.593 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.593 \times 7.4000 = 4.385 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	산출식	단 위
K1	29705.695	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	25066.339	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	25066.339	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	42303.092	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값
		평상시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	1455579.0
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-1228250.6
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	12544045.1
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	59519560.3
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	0.0009483	0.0013164	0.0001778	COMBO 1	0.0000028	0.0018935	0.0000033
COMBO 2	0.0009876	0.0011021	0.0001849	COMBO 2	0.0012349	0.0010470	0.0002315
COMBO 3	0.0009876	0.0011021	0.0001849	COMBO 3	0.0012349	0.0010470	0.0002315
COMBO 4	0.0000453	0.0011021	0.0000111	COMBO 4	0.0000546	0.0009919	0.0000137

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 0.988 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	0.0009483	0.0018871	0.0001778	483.093	23.714	-16.250
	2	0.0009483	0.0016968	0.0001778	434.394	23.714	-16.250
	3	0.0009483	0.0015066	0.0001778	385.695	23.714	-16.250
	4	0.0009483	0.0013164	0.0001778	336.997	23.714	-16.250
	5	0.0009483	0.0011262	0.0001778	288.298	23.714	-16.250
	6	0.0009483	0.0009359	0.0001778	239.599	23.714	-16.250
	7	0.0009483	0.0007457	0.0001778	190.900	23.714	-16.250
COMBO 2	1	0.0009876	0.0016955	0.0001849	434.060	24.704	-16.935
	2	0.0009876	0.0014977	0.0001849	383.416	24.704	-16.935
	3	0.0009876	0.0012999	0.0001849	332.772	24.704	-16.935
	4	0.0009876	0.0011021	0.0001849	282.128	24.704	-16.935
	5	0.0009876	0.0009042	0.0001849	231.484	24.704	-16.935
	6	0.0009876	0.0007064	0.0001849	180.840	24.704	-16.935
	7	0.0009876	0.0005086	0.0001849	130.196	24.704	-16.935
COMBO 3	1	0.0009876	0.0016955	0.0001849	434.060	24.704	-16.935
	2	0.0009876	0.0014977	0.0001849	383.416	24.704	-16.935
	3	0.0009876	0.0012999	0.0001849	332.772	24.704	-16.935
	4	0.0009876	0.0011021	0.0001849	282.128	24.704	-16.935
	5	0.0009876	0.0009042	0.0001849	231.484	24.704	-16.935
	6	0.0009876	0.0007064	0.0001849	180.840	24.704	-16.935
	7	0.0009876	0.0005086	0.0001849	130.196	24.704	-16.935
COMBO 4	1	0.0000453	0.0011377	0.0000111	291.245	1.980	-1.096
	2	0.0000453	0.0011258	0.0000111	288.206	1.980	-1.096
	3	0.0000453	0.0011139	0.0000111	285.167	1.980	-1.096
	4	0.0000453	0.0011021	0.0000111	282.128	1.980	-1.096
	5	0.0000453	0.0010902	0.0000111	279.089	1.980	-1.096
	6	0.0000453	0.0010783	0.0000111	276.050	1.980	-1.096
	7	0.0000453	0.0010664	0.0000111	273.010	1.980	-1.096

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000028	0.0019041	0.0000033	487.443	0.000	0.070
	2	0.0000028	0.0019005	0.0000033	486.540	0.000	0.070
	3	0.0000028	0.0018970	0.0000033	485.637	0.000	0.070
	4	0.0000028	0.0018935	0.0000033	484.734	0.000	0.070
	5	0.0000028	0.0018900	0.0000033	483.831	0.000	0.070
	6	0.0000028	0.0018864	0.0000033	482.928	0.000	0.070
	7	0.0000028	0.0018829	0.0000033	482.025	0.000	0.070
COMBO 2	1	0.0012349	0.0017899	0.0002315	458.225	30.880	-21.162
	2	0.0012349	0.0015423	0.0002315	394.824	30.880	-21.162
	3	0.0012349	0.0012946	0.0002315	331.423	30.880	-21.162
	4	0.0012349	0.0010470	0.0002315	268.021	30.880	-21.162
	5	0.0012349	0.0007993	0.0002315	204.620	30.880	-21.162
	6	0.0012349	0.0005516	0.0002315	141.219	30.880	-21.162
	7	0.0012349	0.0003040	0.0002315	77.818	30.880	-21.162
COMBO 3	1	0.0012349	0.0017899	0.0002315	458.225	30.880	-21.162
	2	0.0012349	0.0015423	0.0002315	394.824	30.880	-21.162
	3	0.0012349	0.0012946	0.0002315	331.423	30.880	-21.162
	4	0.0012349	0.0010470	0.0002315	268.021	30.880	-21.162
	5	0.0012349	0.0007993	0.0002315	204.620	30.880	-21.162
	6	0.0012349	0.0005516	0.0002315	141.219	30.880	-21.162
	7	0.0012349	0.0003040	0.0002315	77.818	30.880	-21.162
COMBO 4	1	0.0000546	0.0010357	0.0000137	265.144	2.376	-1.306
	2	0.0000546	0.0010211	0.0000137	261.401	2.376	-1.306
	3	0.0000546	0.0010065	0.0000137	257.658	2.376	-1.306
	4	0.0000546	0.0009919	0.0000137	253.915	2.376	-1.306
	5	0.0000546	0.0009772	0.0000137	250.172	2.376	-1.306
	6	0.0000546	0.0009626	0.0000137	246.429	2.376	-1.306
	7	0.0000546	0.0009480	0.0000137	242.686	2.376	-1.306

■ 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	3.210	0	483.093	23.714	-16.250	7
	2	2.140	0	434.394	23.714	-16.250	7
	3	1.070	0	385.695	23.714	-16.250	7
	4	0.000	0	336.997	23.714	-16.250	7
	5	-1.070	0	288.298	23.714	-16.250	7
	6	-2.140	0	239.599	23.714	-16.250	7
	7	-3.210	0	190.900	23.714	-16.250	7
	계			16512.830	1162.006	9416.860	49
COMBO 2	1	3.210	0	434.060	24.704	-16.935	7
	2	2.140	0	383.416	24.704	-16.935	7
	3	1.070	0	332.772	24.704	-16.935	7
	4	0.000	0	282.128	24.704	-16.935	7
	5	-1.070	0	231.484	24.704	-16.935	7
	6	-2.140	0	180.840	24.704	-16.935	7
	7	-3.210	0	130.196	24.704	-16.935	7
	계			13824.265	1210.512	9791.207	49
COMBO 3	1	3.210	0	434.060	24.704	-16.935	7
	2	2.140	0	383.416	24.704	-16.935	7
	3	1.070	0	332.772	24.704	-16.935	7
	4	0.000	0	282.128	24.704	-16.935	7
	5	-1.070	0	231.484	24.704	-16.935	7
	6	-2.140	0	180.840	24.704	-16.935	7
	7	-3.210	0	130.196	24.704	-16.935	7
	계			13824.265	1210.512	9791.207	49
COMBO 4	1	3.210	0	291.245	1.980	-1.096	7
	2	2.140	0	288.206	1.980	-1.096	7
	3	1.070	0	285.167	1.980	-1.096	7
	4	0.000	0	282.128	1.980	-1.096	7
	5	-1.070	0	279.089	1.980	-1.096	7
	6	-2.140	0	276.050	1.980	-1.096	7
	7	-3.210	0	273.010	1.980	-1.096	7
	계			13824.265	97.013	583.683	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.210	0	487.443	0.000	0.070	7
	2	2.140	0	486.540	0.000	0.070	7
	3	1.070	0	485.637	0.000	0.070	7
	4	0.000	0	484.734	0.000	0.070	7
	5	-1.070	0	483.831	0.000	0.070	7
	6	-2.140	0	482.928	0.000	0.070	7
	7	-3.210	0	482.025	0.000	0.070	7
	계			23751.960	0.000	192.804	49
COMBO 2	1	3.210	0	458.225	30.880	-21.162	7
	2	2.140	0	394.824	30.880	-21.162	7
	3	1.070	0	331.423	30.880	-21.162	7
	4	0.000	0	268.021	30.880	-21.162	7
	5	-1.070	0	204.620	30.880	-21.162	7
	6	-2.140	0	141.219	30.880	-21.162	7
	7	-3.210	0	77.818	30.880	-21.162	7
	계			13133.052	1513.141	12259.568	49
COMBO 3	1	3.210	0	458.225	30.880	-21.162	7
	2	2.140	0	394.824	30.880	-21.162	7
	3	1.070	0	331.423	30.880	-21.162	7
	4	0.000	0	268.021	30.880	-21.162	7
	5	-1.070	0	204.620	30.880	-21.162	7
	6	-2.140	0	141.219	30.880	-21.162	7
	7	-3.210	0	77.818	30.880	-21.162	7
	계			13133.052	1513.141	12259.568	49
COMBO 4	1	3.210	0	265.144	2.376	-1.306	7
	2	2.140	0	261.401	2.376	-1.306	7
	3	1.070	0	257.658	2.376	-1.306	7
	4	0.000	0	253.915	2.376	-1.306	7
	5	-1.070	0	250.172	2.376	-1.306	7
	6	-2.140	0	246.429	2.376	-1.306	7
	7	-3.210	0	242.686	2.376	-1.306	7
	계			12441.839	116.416	720.981	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB16

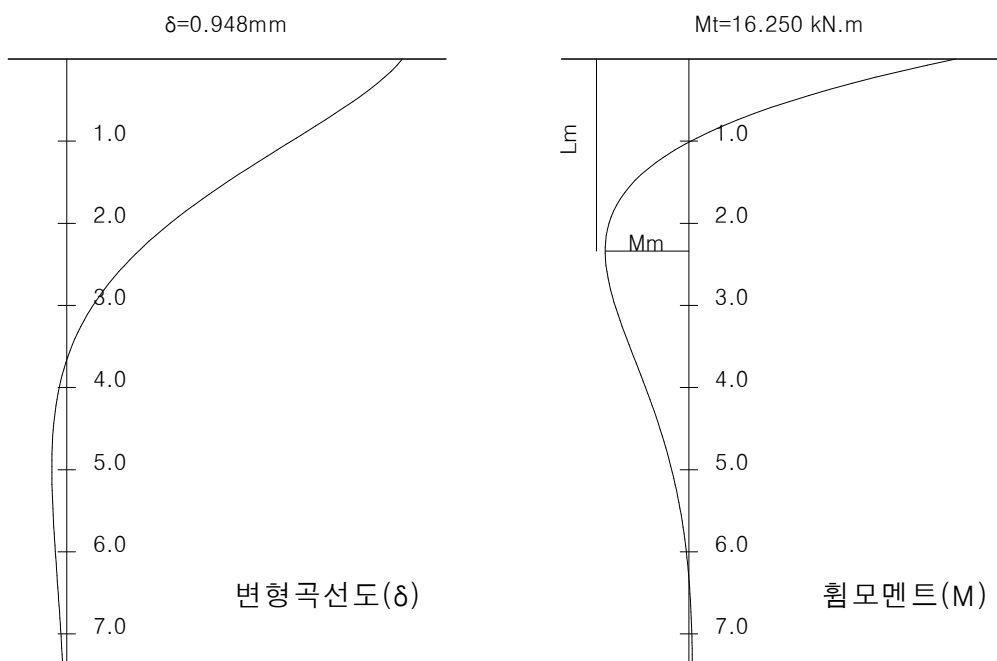
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.097 kN.m, 2.337 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.948 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.948 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.250	-23.714	0.948	
0.493	6.503	-15.994	0.817	
0.987	0.241	-9.650	0.640	
1.480	-3.280	-4.884	0.460	
1.973	-4.823	-1.604	0.300	
2.467	-5.068	0.428	0.173	
2.960	-4.558	1.506	0.080	
3.453	-3.692	1.915	0.018	
3.947	-2.739	1.898	-0.019	
4.440	-1.858	1.647	-0.037	
4.933	-1.130	1.297	-0.042	
5.427	-0.580	0.936	-0.040	
5.920	-0.200	0.616	-0.033	
6.413	0.038	0.358	-0.026	
6.907	0.165	0.169	-0.018	
7.400	0.215	0.043	-0.011	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB14

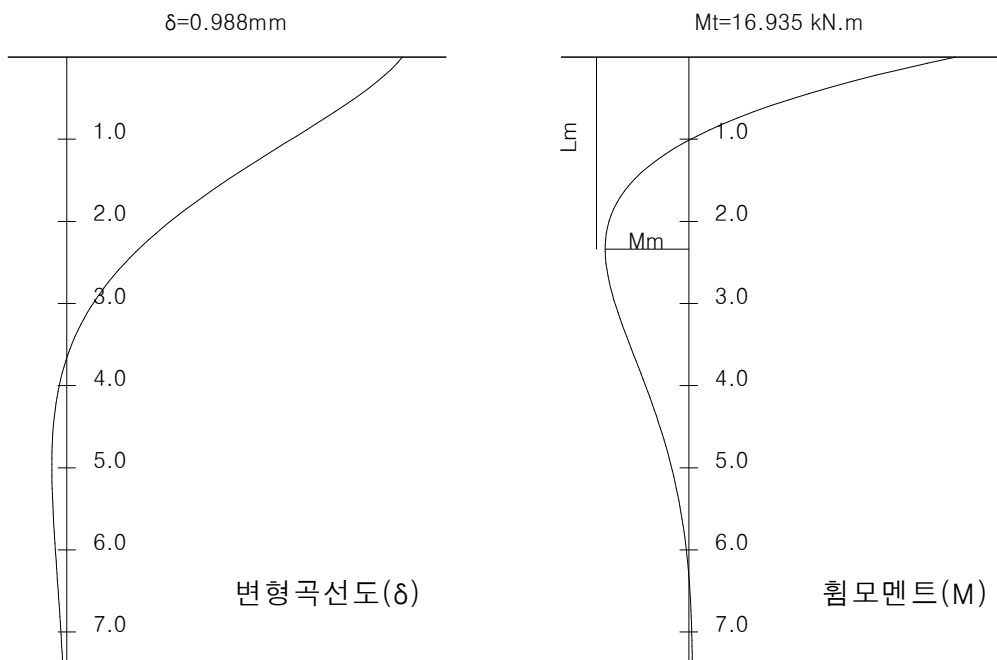
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.307 kN.m, 2.338 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.988 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.988 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.935	-24.704	0.988	
0.493	6.781	-16.663	0.851	
0.987	0.256	-10.056	0.667	
1.480	-3.413	-5.090	0.479	
1.973	-5.022	-1.674	0.313	
2.467	-5.278	0.444	0.181	
2.960	-4.747	1.567	0.084	
3.453	-3.846	1.994	0.019	
3.947	-2.853	1.977	-0.019	
4.440	-1.935	1.715	-0.038	
4.933	-1.177	1.351	-0.044	
5.427	-0.604	0.975	-0.042	
5.920	-0.208	0.641	-0.035	
6.413	0.039	0.374	-0.027	
6.907	0.172	0.177	-0.019	
7.400	0.224	0.044	-0.012	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB14

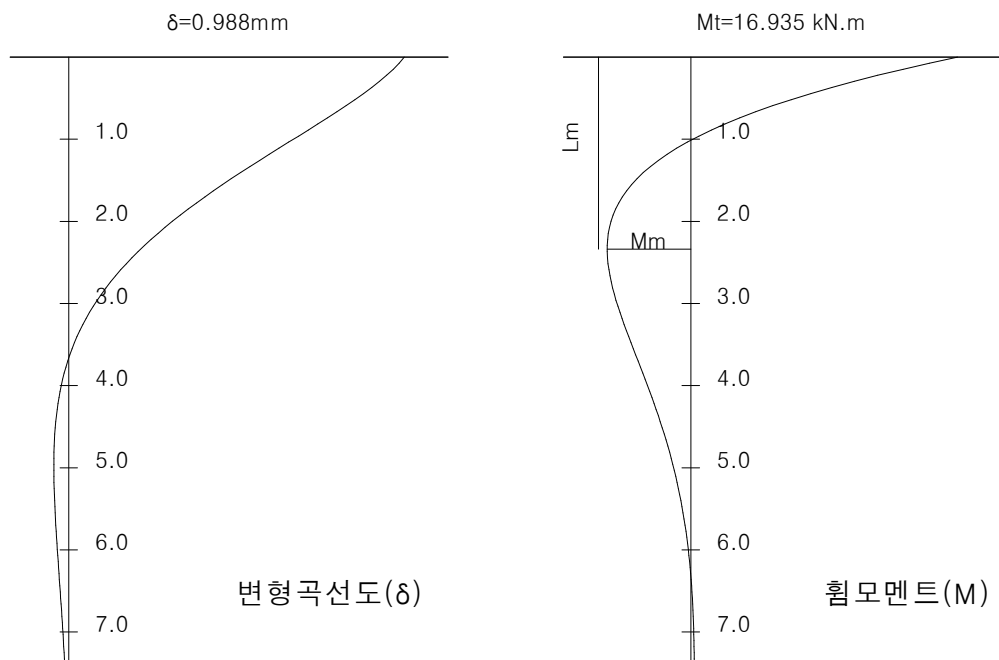
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.307 kN.m, 2.338 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.988 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.988 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.935	-24.704	0.988	
0.493	6.781	-16.663	0.851	
0.987	0.256	-10.056	0.667	
1.480	-3.413	-5.090	0.479	
1.973	-5.022	-1.674	0.313	
2.467	-5.278	0.444	0.181	
2.960	-4.747	1.567	0.084	
3.453	-3.846	1.994	0.019	
3.947	-2.853	1.977	-0.019	
4.440	-1.935	1.715	-0.038	
4.933	-1.177	1.351	-0.044	
5.427	-0.604	0.975	-0.042	
5.920	-0.208	0.641	-0.035	
6.413	0.039	0.374	-0.027	
6.907	0.172	0.177	-0.019	
7.400	0.224	0.044	-0.012	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB26

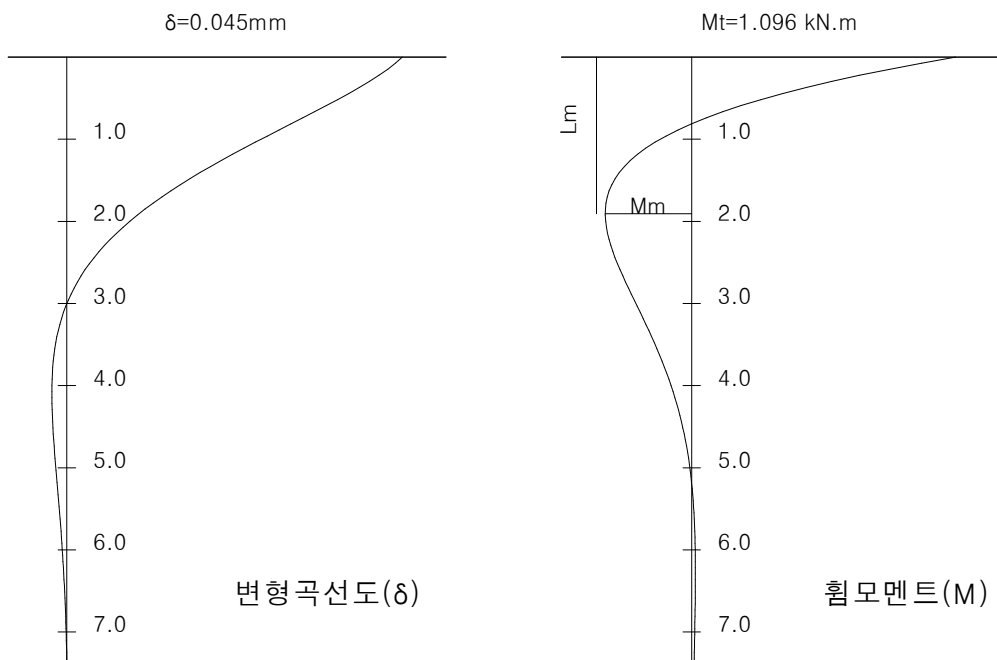
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.359 kN.m, 1.907 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.045 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.045 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	1.096	-1.980	0.045	
0.493	0.317	-1.204	0.037	
0.987	-0.123	-0.611	0.027	
1.480	-0.318	-0.211	0.017	
1.973	-0.358	0.024	0.009	
2.467	-0.315	0.135	0.003	
2.960	-0.238	0.166	0.000	
3.453	-0.159	0.152	-0.001	
3.947	-0.091	0.118	-0.002	
4.440	-0.042	0.081	-0.002	
4.933	-0.011	0.048	-0.002	
5.427	0.007	0.024	-0.001	
5.920	0.014	0.007	-0.001	
6.413	0.015	-0.002	0.000	
6.907	0.013	-0.006	0.000	
7.400	0.010	-0.007	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 2 : UEB14

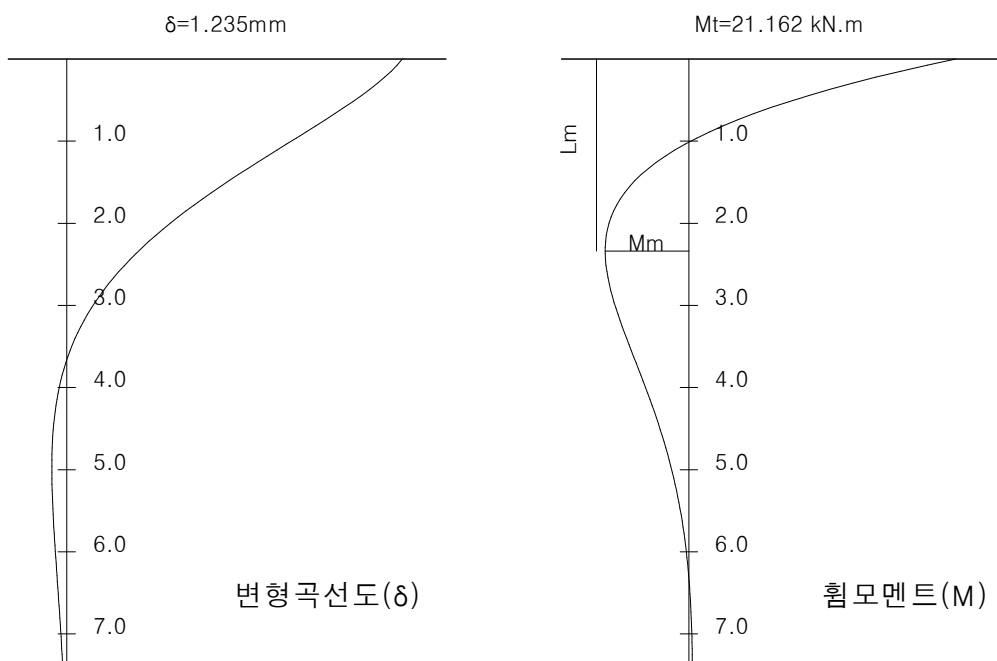
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.636 kN.m, 2.338 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.235 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.235 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	21.162	-30.880	1.235	
0.493	8.469	-20.827	1.064	
0.987	0.314	-12.567	0.834	
1.480	-4.270	-6.360	0.599	
1.973	-6.281	-2.090	0.391	
2.467	-6.600	0.557	0.226	
2.960	-5.935	1.961	0.105	
3.453	-4.808	2.493	0.024	
3.947	-3.566	2.472	-0.024	
4.440	-2.419	2.144	-0.048	
4.933	-1.471	1.688	-0.055	
5.427	-0.755	1.219	-0.052	
5.920	-0.260	0.802	-0.044	
6.413	0.049	0.467	-0.033	
6.907	0.215	0.221	-0.023	
7.400	0.280	0.055	-0.015	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 3 : UEB14

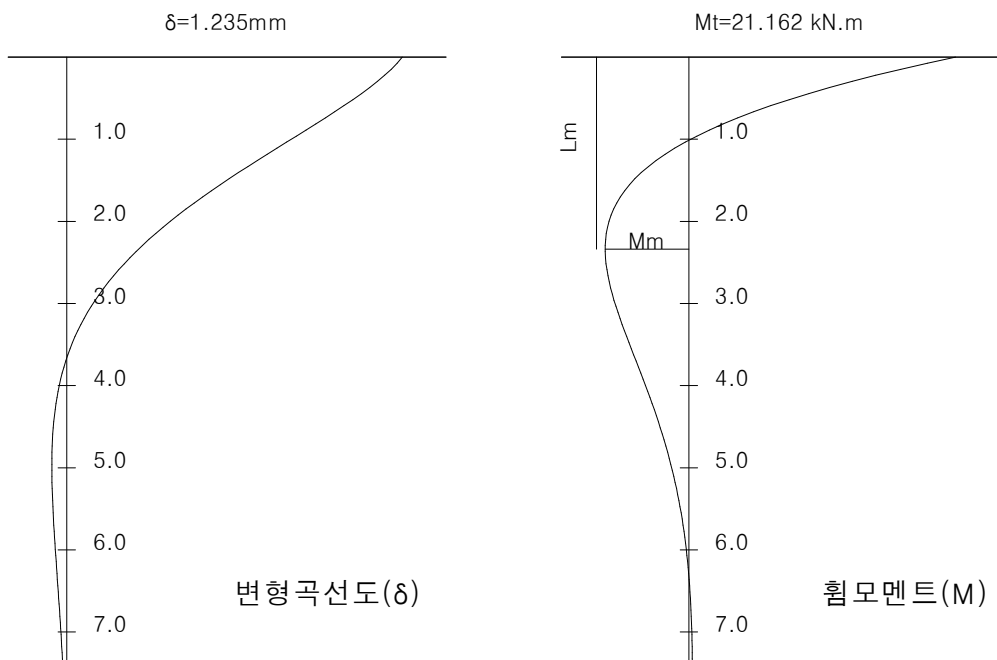
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.636 kN.m, 2.338 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.235 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.235 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	21.162	-30.880	1.235	
0.493	8.469	-20.827	1.064	
0.987	0.314	-12.567	0.834	
1.480	-4.270	-6.360	0.599	
1.973	-6.281	-2.090	0.391	
2.467	-6.600	0.557	0.226	
2.960	-5.935	1.961	0.105	
3.453	-4.808	2.493	0.024	
3.947	-3.566	2.472	-0.024	
4.440	-2.419	2.144	-0.048	
4.933	-1.471	1.688	-0.055	
5.427	-0.755	1.219	-0.052	
5.920	-0.260	0.802	-0.044	
6.413	0.049	0.467	-0.033	
6.907	0.215	0.221	-0.023	
7.400	0.280	0.055	-0.015	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UEB26

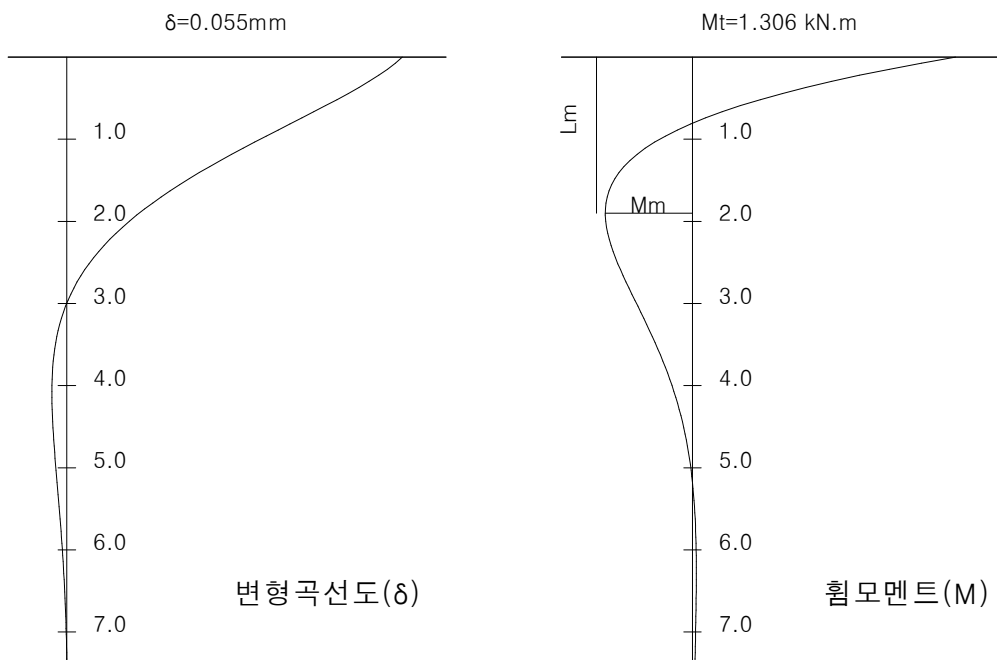
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.433 kN.m, 1.899 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.055 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.055 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	1.306	-2.376	0.055	
0.493	0.372	-1.442	0.045	
0.987	-0.154	-0.729	0.032	
1.480	-0.386	-0.249	0.020	
1.973	-0.432	0.031	0.011	
2.467	-0.379	0.164	0.004	
2.960	-0.286	0.200	0.000	
3.453	-0.190	0.183	-0.002	
3.947	-0.109	0.142	-0.002	
4.440	-0.050	0.097	-0.002	
4.933	-0.012	0.058	-0.002	
5.427	0.008	0.028	-0.001	
5.920	0.017	0.009	-0.001	
6.413	0.019	-0.002	0.000	
6.907	0.016	-0.007	0.000	
7.400	0.012	-0.009	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	산출식	단 위
K1	14852.847	$2EI \beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값
		평상시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	727789.5
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	12544045.1
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	57446708.8
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	0.0015966	0.0013164	0.0001639	COMBO 1	0.0000000	0.0018935	0.0000034
COMBO 2	0.0016633	0.0011021	0.0001704	COMBO 2	0.0020791	0.0010470	0.0002134
COMBO 3	0.0016633	0.0011021	0.0001704	COMBO 3	0.0020791	0.0010470	0.0002134
COMBO 4	0.0000751	0.0011021	0.0000102	COMBO 4	0.0000901	0.0009919	0.0000126

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.663 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	0.0015966	0.0018426	0.0001639	471.703	23.714	0.000
	2	0.0015966	0.0016672	0.0001639	426.801	23.714	0.000
	3	0.0015966	0.0014918	0.0001639	381.899	23.714	0.000
	4	0.0015966	0.0013164	0.0001639	336.997	23.714	0.000
	5	0.0015966	0.0011410	0.0001639	292.094	23.714	0.000
	6	0.0015966	0.0009656	0.0001639	247.192	23.714	0.000
	7	0.0015966	0.0007902	0.0001639	202.290	23.714	0.000
COMBO 2	1	0.0016633	0.0016492	0.0001704	422.189	24.704	0.000
	2	0.0016633	0.0014668	0.0001704	375.502	24.704	0.000
	3	0.0016633	0.0012844	0.0001704	328.815	24.704	0.000
	4	0.0016633	0.0011021	0.0001704	282.128	24.704	0.000
	5	0.0016633	0.0009197	0.0001704	235.441	24.704	0.000
	6	0.0016633	0.0007373	0.0001704	188.754	24.704	0.000
	7	0.0016633	0.0005549	0.0001704	142.067	24.704	0.000
COMBO 3	1	0.0016633	0.0016492	0.0001704	422.189	24.704	0.000
	2	0.0016633	0.0014668	0.0001704	375.502	24.704	0.000
	3	0.0016633	0.0012844	0.0001704	328.815	24.704	0.000
	4	0.0016633	0.0011021	0.0001704	282.128	24.704	0.000
	5	0.0016633	0.0009197	0.0001704	235.441	24.704	0.000
	6	0.0016633	0.0007373	0.0001704	188.754	24.704	0.000
	7	0.0016633	0.0005549	0.0001704	142.067	24.704	0.000
COMBO 4	1	0.0000751	0.0011347	0.0000102	290.477	1.980	0.000
	2	0.0000751	0.0011238	0.0000102	287.694	1.980	0.000
	3	0.0000751	0.0011129	0.0000102	284.911	1.980	0.000
	4	0.0000751	0.0011021	0.0000102	282.128	1.980	0.000
	5	0.0000751	0.0010912	0.0000102	279.345	1.980	0.000
	6	0.0000751	0.0010803	0.0000102	276.562	1.980	0.000
	7	0.0000751	0.0010694	0.0000102	273.778	1.980	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000000	0.0019043	0.0000034	487.492	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0019007	0.0000034	486.573	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0018971	0.0000034	485.653	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0018935	0.0000034	484.734	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0018899	0.0000034	483.815	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0018863	0.0000034	482.895	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0018827	0.0000034	481.976	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0020791	0.0017320	0.0002134	443.392	30.880	0.000
	2	0.0020791	0.0015036	0.0002134	384.935	30.880	0.000
	3	0.0020791	0.0012753	0.0002134	326.478	30.880	0.000
	4	0.0020791	0.0010470	0.0002134	268.021	30.880	0.000
	5	0.0020791	0.0008186	0.0002134	209.565	30.880	0.000
	6	0.0020791	0.0005903	0.0002134	151.108	30.880	0.000
	7	0.0020791	0.0003619	0.0002134	92.651	30.880	0.000
COMBO 3	1	0.0020791	0.0017320	0.0002134	443.392	30.880	0.000
	2	0.0020791	0.0015036	0.0002134	384.935	30.880	0.000
	3	0.0020791	0.0012753	0.0002134	326.478	30.880	0.000
	4	0.0020791	0.0010470	0.0002134	268.021	30.880	0.000
	5	0.0020791	0.0008186	0.0002134	209.565	30.880	0.000
	6	0.0020791	0.0005903	0.0002134	151.108	30.880	0.000
	7	0.0020791	0.0003619	0.0002134	92.651	30.880	0.000
COMBO 4	1	0.0000901	0.0010321	0.0000126	264.229	2.376	0.000
	2	0.0000901	0.0010187	0.0000126	260.791	2.376	0.000
	3	0.0000901	0.0010053	0.0000126	257.353	2.376	0.000
	4	0.0000901	0.0009919	0.0000126	253.915	2.376	0.000
	5	0.0000901	0.0009784	0.0000126	250.477	2.376	0.000
	6	0.0000901	0.0009650	0.0000126	247.039	2.376	0.000
	7	0.0000901	0.0009516	0.0000126	243.602	2.376	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	3.210	0	471.703	23.714	0.000	7
	2	2.140	0	426.801	23.714	0.000	7
	3	1.070	0	381.899	23.714	0.000	7
	4	0.000	0	336.997	23.714	0.000	7
	5	-1.070	0	292.094	23.714	0.000	7
	6	-2.140	0	247.192	23.714	0.000	7
	7	-3.210	0	202.290	23.714	0.000	7
	계			16512.830	1162.006	0.000	49
COMBO 2	1	3.210	0	422.189	24.704	0.000	7
	2	2.140	0	375.502	24.704	0.000	7
	3	1.070	0	328.815	24.704	0.000	7
	4	0.000	0	282.128	24.704	0.000	7
	5	-1.070	0	235.441	24.704	0.000	7
	6	-2.140	0	188.754	24.704	0.000	7
	7	-3.210	0	142.067	24.704	0.000	7
	계			13824.265	1210.512	0.000	49
COMBO 3	1	3.210	0	422.189	24.704	0.000	7
	2	2.140	0	375.502	24.704	0.000	7
	3	1.070	0	328.815	24.704	0.000	7
	4	0.000	0	282.128	24.704	0.000	7
	5	-1.070	0	235.441	24.704	0.000	7
	6	-2.140	0	188.754	24.704	0.000	7
	7	-3.210	0	142.067	24.704	0.000	7
	계			13824.265	1210.512	0.000	49
COMBO 4	1	3.210	0	290.477	1.980	0.000	7
	2	2.140	0	287.694	1.980	0.000	7
	3	1.070	0	284.911	1.980	0.000	7
	4	0.000	0	282.128	1.980	0.000	7
	5	-1.070	0	279.345	1.980	0.000	7
	6	-2.140	0	276.562	1.980	0.000	7
	7	-3.210	0	273.778	1.980	0.000	7
	계			13824.265	97.013	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.210	0	487.492	0.000	0.000	7
	2	2.140	0	486.573	0.000	0.000	7
	3	1.070	0	485.653	0.000	0.000	7
	4	0.000	0	484.734	0.000	0.000	7
	5	-1.070	0	483.815	0.000	0.000	7
	6	-2.140	0	482.895	0.000	0.000	7
	7	-3.210	0	481.976	0.000	0.000	7
	계			23751.960	0.000	0.000	49
COMBO 2	1	3.210	0	443.392	30.880	0.000	7
	2	2.140	0	384.935	30.880	0.000	7
	3	1.070	0	326.478	30.880	0.000	7
	4	0.000	0	268.021	30.880	0.000	7
	5	-1.070	0	209.565	30.880	0.000	7
	6	-2.140	0	151.108	30.880	0.000	7
	7	-3.210	0	92.651	30.880	0.000	7
	계			13133.052	1513.141	0.000	49
COMBO 3	1	3.210	0	443.392	30.880	0.000	7
	2	2.140	0	384.935	30.880	0.000	7
	3	1.070	0	326.478	30.880	0.000	7
	4	0.000	0	268.021	30.880	0.000	7
	5	-1.070	0	209.565	30.880	0.000	7
	6	-2.140	0	151.108	30.880	0.000	7
	7	-3.210	0	92.651	30.880	0.000	7
	계			13133.052	1513.141	0.000	49
COMBO 4	1	3.210	0	264.229	2.376	0.000	7
	2	2.140	0	260.791	2.376	0.000	7
	3	1.070	0	257.353	2.376	0.000	7
	4	0.000	0	253.915	2.376	0.000	7
	5	-1.070	0	250.477	2.376	0.000	7
	6	-2.140	0	247.039	2.376	0.000	7
	7	-3.210	0	243.602	2.376	0.000	7
	계			12441.839	116.416	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB16

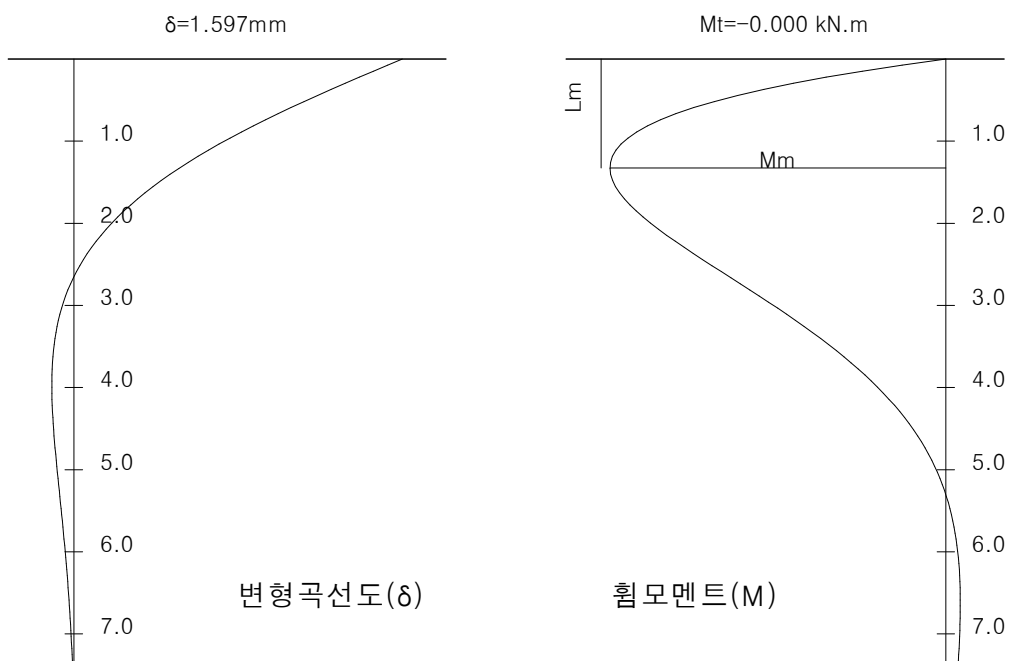
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.903 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.597 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.597 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-23.714	1.597	
0.493	-8.610	-11.851	1.141	
0.987	-12.310	-3.727	0.742	
1.480	-12.801	1.276	0.425	
1.973	-11.442	3.901	0.194	
2.467	-9.224	4.867	0.040	
2.960	-6.812	4.784	-0.050	
3.453	-4.598	4.127	-0.094	
3.947	-2.778	3.235	-0.107	
4.440	-1.409	2.325	-0.100	
4.933	-0.466	1.521	-0.084	
5.427	0.119	0.879	-0.064	
5.920	0.429	0.409	-0.045	
6.413	0.548	0.095	-0.028	
6.907	0.544	-0.092	-0.015	
7.400	0.472	-0.185	-0.006	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB14

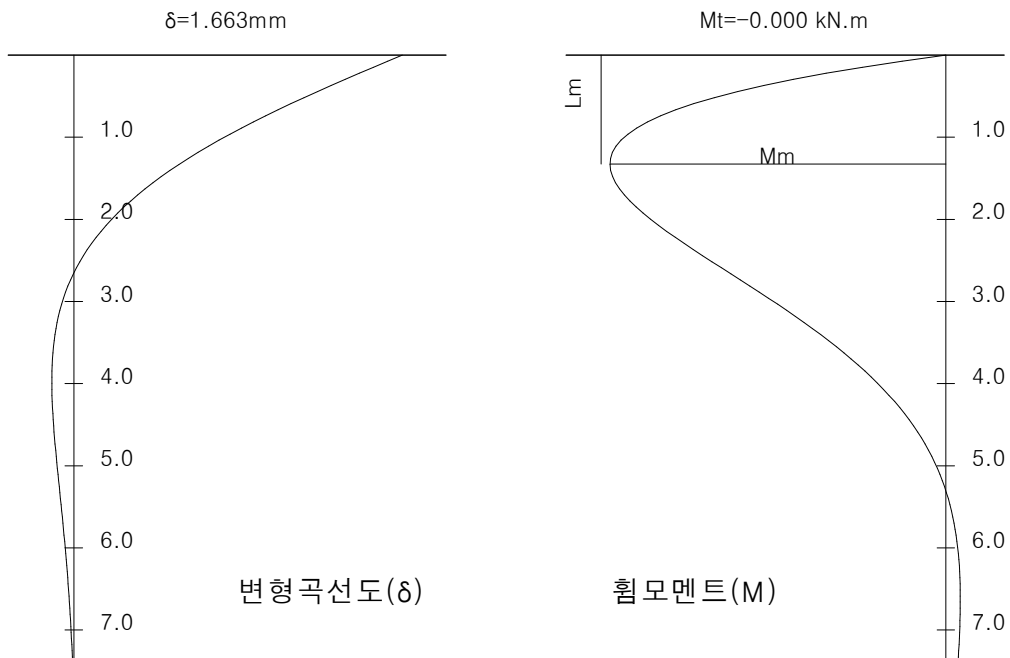
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.441 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.663 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.663 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-24.704	1.663	
0.493	-8.969	-12.345	1.189	
0.987	-12.824	-3.883	0.773	
1.480	-13.335	1.329	0.443	
1.973	-11.919	4.064	0.202	
2.467	-9.609	5.070	0.042	
2.960	-7.096	4.983	-0.052	
3.453	-4.790	4.299	-0.098	
3.947	-2.894	3.370	-0.111	
4.440	-1.468	2.422	-0.104	
4.933	-0.486	1.584	-0.087	
5.427	0.124	0.916	-0.067	
5.920	0.447	0.426	-0.047	
6.413	0.571	0.099	-0.029	
6.907	0.567	-0.096	-0.016	
7.400	0.492	-0.192	-0.007	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB14

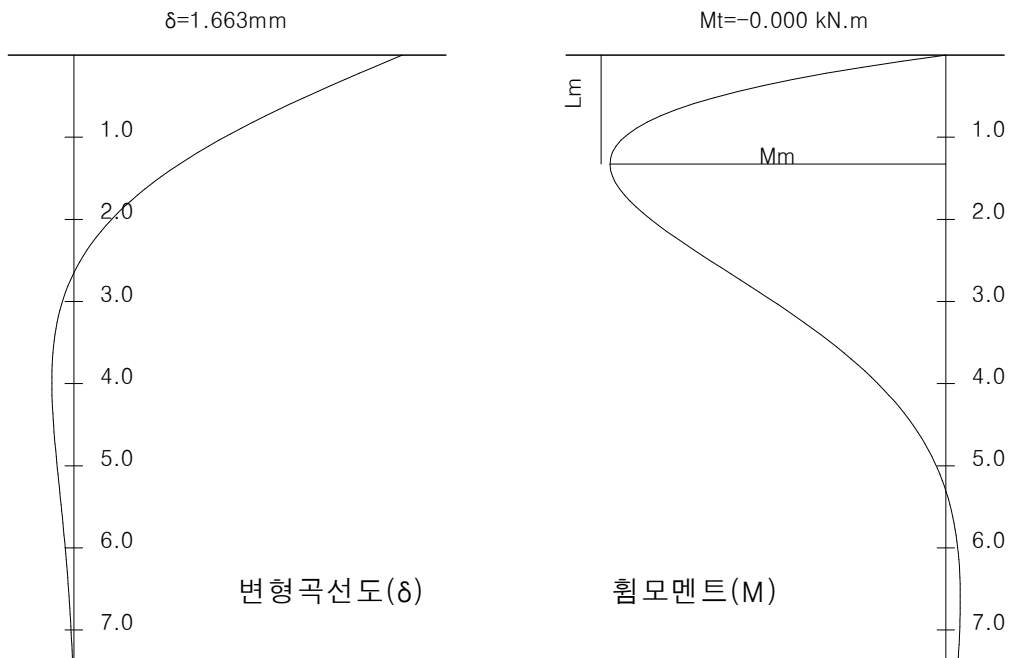
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.441 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.663 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.663 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-24.704	1.663	
0.493	-8.969	-12.345	1.189	
0.987	-12.824	-3.883	0.773	
1.480	-13.335	1.329	0.443	
1.973	-11.919	4.064	0.202	
2.467	-9.609	5.070	0.042	
2.960	-7.096	4.983	-0.052	
3.453	-4.790	4.299	-0.098	
3.947	-2.894	3.370	-0.111	
4.440	-1.468	2.422	-0.104	
4.933	-0.486	1.584	-0.087	
5.427	0.124	0.916	-0.067	
5.920	0.447	0.426	-0.047	
6.413	0.571	0.099	-0.029	
6.907	0.567	-0.096	-0.016	
7.400	0.492	-0.192	-0.007	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB26

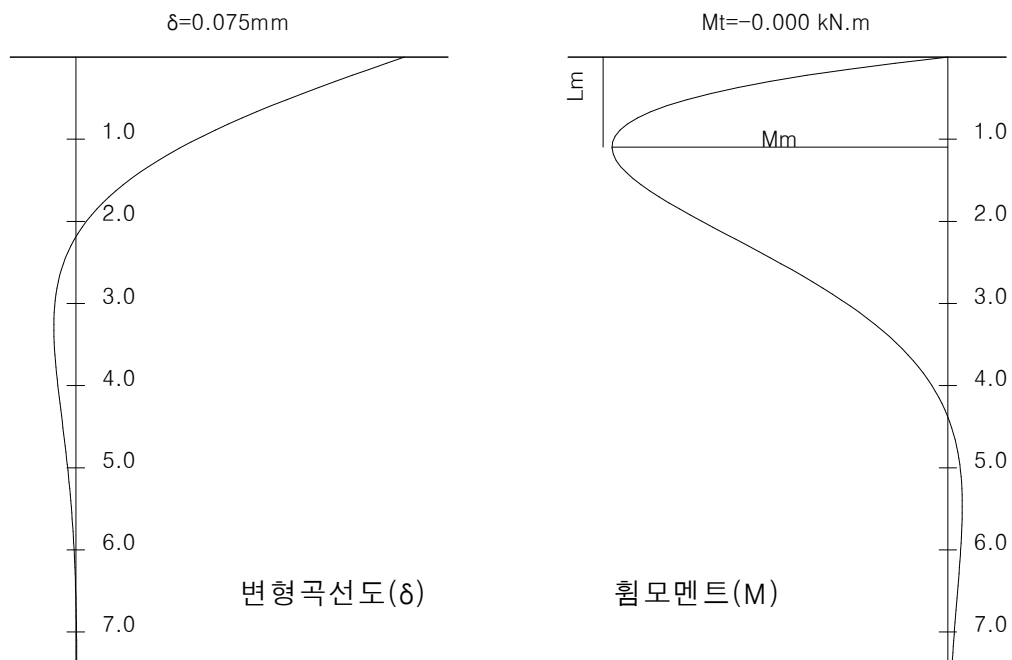
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.890 kN.m, 1.095 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.075 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.075 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-1.980	0.075	
0.493	-0.671	-0.822	0.049	
0.987	-0.884	-0.107	0.028	
1.480	-0.833	0.264	0.013	
1.973	-0.662	0.401	0.003	
2.467	-0.461	0.397	-0.003	
2.960	-0.281	0.326	-0.005	
3.453	-0.143	0.233	-0.005	
3.947	-0.050	0.147	-0.004	
4.440	0.005	0.078	-0.003	
4.933	0.031	0.031	-0.002	
5.427	0.038	0.002	-0.001	
5.920	0.035	-0.013	0.000	
6.413	0.028	-0.018	0.000	
6.907	0.019	-0.017	0.000	
7.400	0.011	-0.014	0.000	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 2 : UEB14

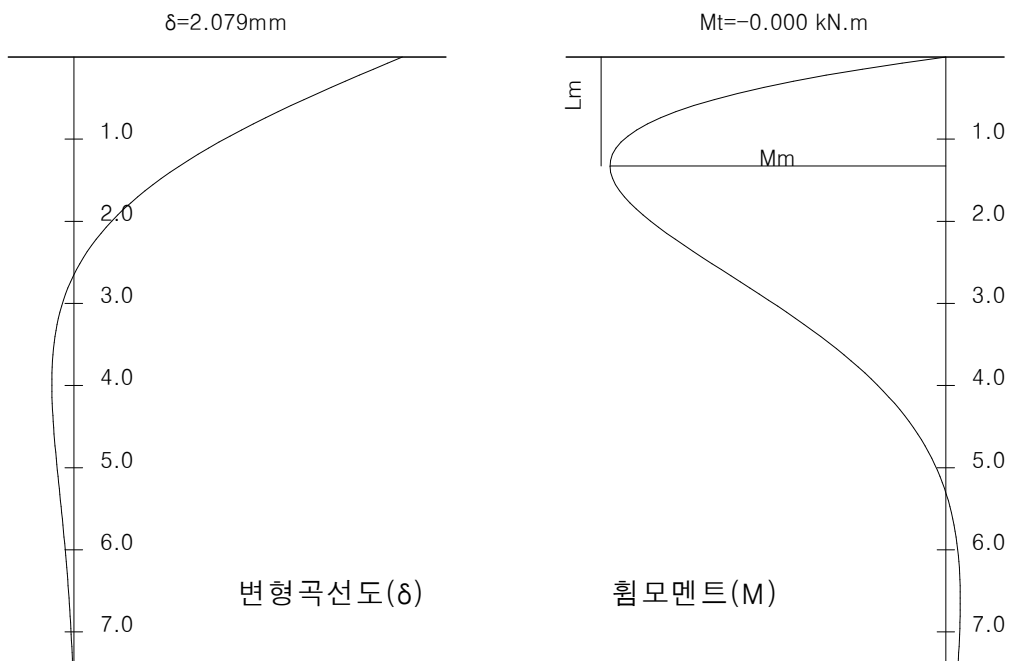
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.802 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.079 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.079 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.880	2.079	
0.493	-11.212	-15.432	1.486	
0.987	-16.029	-4.853	0.966	
1.480	-16.669	1.661	0.553	
1.973	-14.899	5.080	0.252	
2.467	-12.012	6.337	0.053	
2.960	-8.870	6.229	-0.066	
3.453	-5.987	5.374	-0.123	
3.947	-3.617	4.212	-0.139	
4.440	-1.834	3.027	-0.131	
4.933	-0.607	1.980	-0.109	
5.427	0.154	1.144	-0.083	
5.920	0.559	0.533	-0.058	
6.413	0.713	0.124	-0.037	
6.907	0.708	-0.120	-0.020	
7.400	0.615	-0.241	-0.008	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉠ COMBO 3 : UEB14

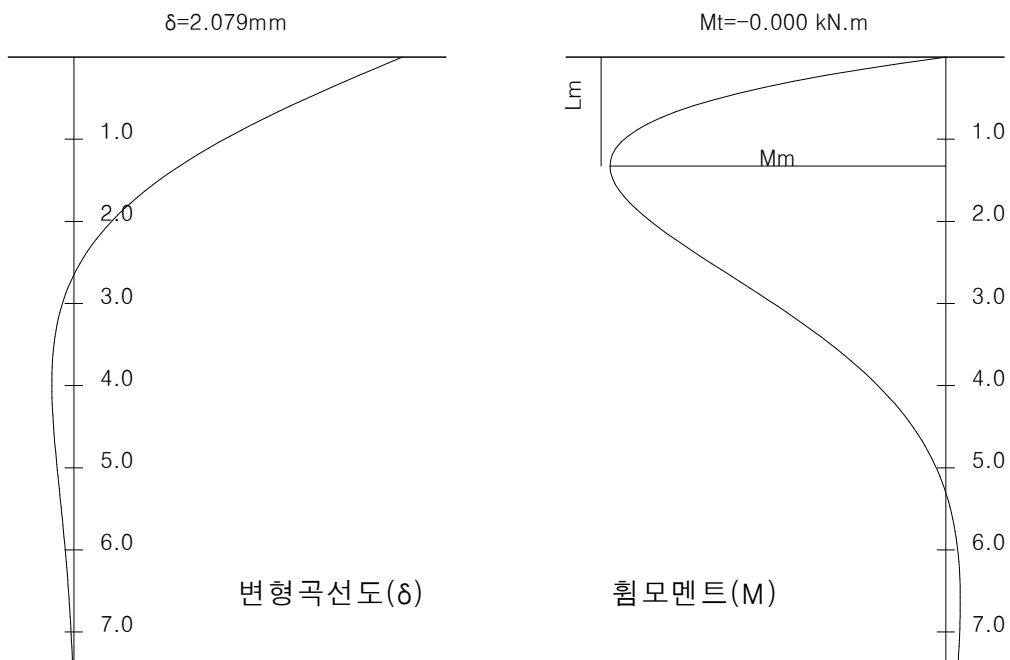
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.802 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.079 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.079 mm

㉢ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.880	2.079	
0.493	-11.212	-15.432	1.486	
0.987	-16.029	-4.853	0.966	
1.480	-16.669	1.661	0.553	
1.973	-14.899	5.080	0.252	
2.467	-12.012	6.337	0.053	
2.960	-8.870	6.229	-0.066	
3.453	-5.987	5.374	-0.123	
3.947	-3.617	4.212	-0.139	
4.440	-1.834	3.027	-0.131	
4.933	-0.607	1.980	-0.109	
5.427	0.154	1.144	-0.083	
5.920	0.559	0.533	-0.058	
6.413	0.713	0.124	-0.037	
6.907	0.708	-0.120	-0.020	
7.400	0.615	-0.241	-0.008	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UEB26

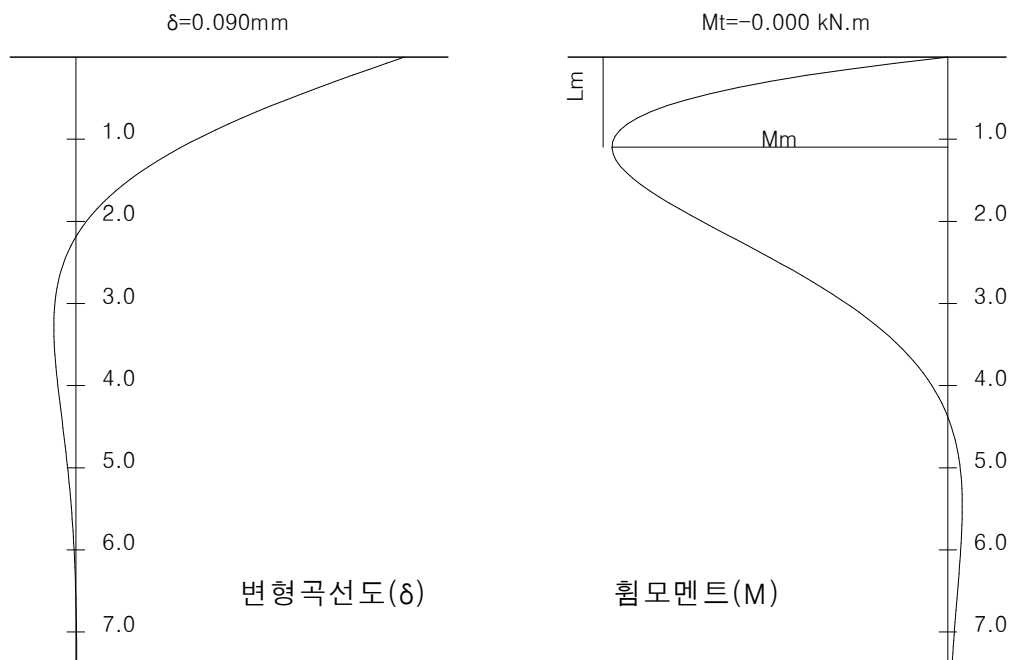
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.068 kN.m, 1.095 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.090 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.090 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.376	0.090	
0.493	-0.806	-0.986	0.059	
0.987	-1.061	-0.128	0.034	
1.480	-1.000	0.317	0.015	
1.973	-0.794	0.481	0.003	
2.467	-0.553	0.477	-0.003	
2.960	-0.337	0.391	-0.006	
3.453	-0.171	0.280	-0.006	
3.947	-0.060	0.176	-0.005	
4.440	0.006	0.094	-0.004	
4.933	0.037	0.037	-0.002	
5.427	0.046	0.002	-0.001	
5.920	0.042	-0.015	-0.001	
6.413	0.033	-0.021	0.000	
6.907	0.023	-0.020	0.000	
7.400	0.014	-0.016	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$\text{말뚝의 선단면적 } A_p = \pi \times (0.406)^2 / 4 = 0.1272 \text{ m}^2$$

$$R_a = 1/n \times R_u$$

$$R_u = q_d \times A_p ; q_d = 300 \times N$$

$$= 300 \times 40 \times 0.1272$$

$$= 1526.114 \text{ kN}$$

$$R_{a1} = 1/3.0 \times 1526.114 = 508.705 \text{ kN (평상시)}$$

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

$$\text{평상시의 말뚝의 허용 수평변위 } \delta_a = 15.000 > \delta = 1.6633 \text{ mm } 0.K$$

다) 말뚝의 허용인발력

주면 마찰력을 고려하지 않으므로 인발력이 발생해서는 않된다.

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	483.093	190.900	508.705	0.000	0.K
	HINGE	471.703	202.290	508.705	0.000	0.K
COMBO 2	FIX	434.060	130.196	508.705	0.000	0.K
	HINGE	422.189	142.067	508.705	0.000	0.K
COMBO 3	FIX	434.060	130.196	508.705	0.000	0.K
	HINGE	422.189	142.067	508.705	0.000	0.K
COMBO 4	FIX	291.245	273.010	763.057	0.000	0.K
	HINGE	290.477	273.778	763.057	0.000	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 : 7.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 7.40/0.406 = 18.209 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

$f_{sa} = 140.000 \text{ MPa}$ (평상시)

$f = V/A_p \pm M \times y/I_o$

$= V/0.009 \pm M \times 0.406/2 / 0.00017$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f _{max}	f _{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	483.093	16.250	74.984	140.00	0.K
	HINGE	471.703	12.903	69.672	140.00	0.K
COMBO 2	FIX	434.060	16.935	70.164	140.00	0.K
	HINGE	422.189	13.441	64.622	140.00	0.K
COMBO 3	FIX	434.060	16.935	70.164	140.00	0.K
	HINGE	422.189	13.441	64.622	140.00	0.K
COMBO 4	FIX	291.245	1.096	34.804	210.00	0.K
	HINGE	290.477	0.890	34.470	210.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$\tau_{sa} = 80.000 \text{ MPa}$ (평상시)

$\tau = \alpha \times H_o / A_p$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (402.4^2 + 402.4 \times 388.4 + 388.4^2) / (3 \times (402.4^2 + 388.4^2))$

$= 2.000$: 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	23.714	5.453	80.000	0.K
	HINGE	23.714	5.453	80.000	0.K
COMBO 2	FIX	24.704	5.681	80.000	0.K
	HINGE	24.704	5.681	80.000	0.K
COMBO 3	FIX	24.704	5.681	80.000	0.K
	HINGE	24.704	5.681	80.000	0.K
COMBO 4	FIX	1.980	0.455	120.000	0.K
	HINGE	1.980	0.455	120.000	0.K