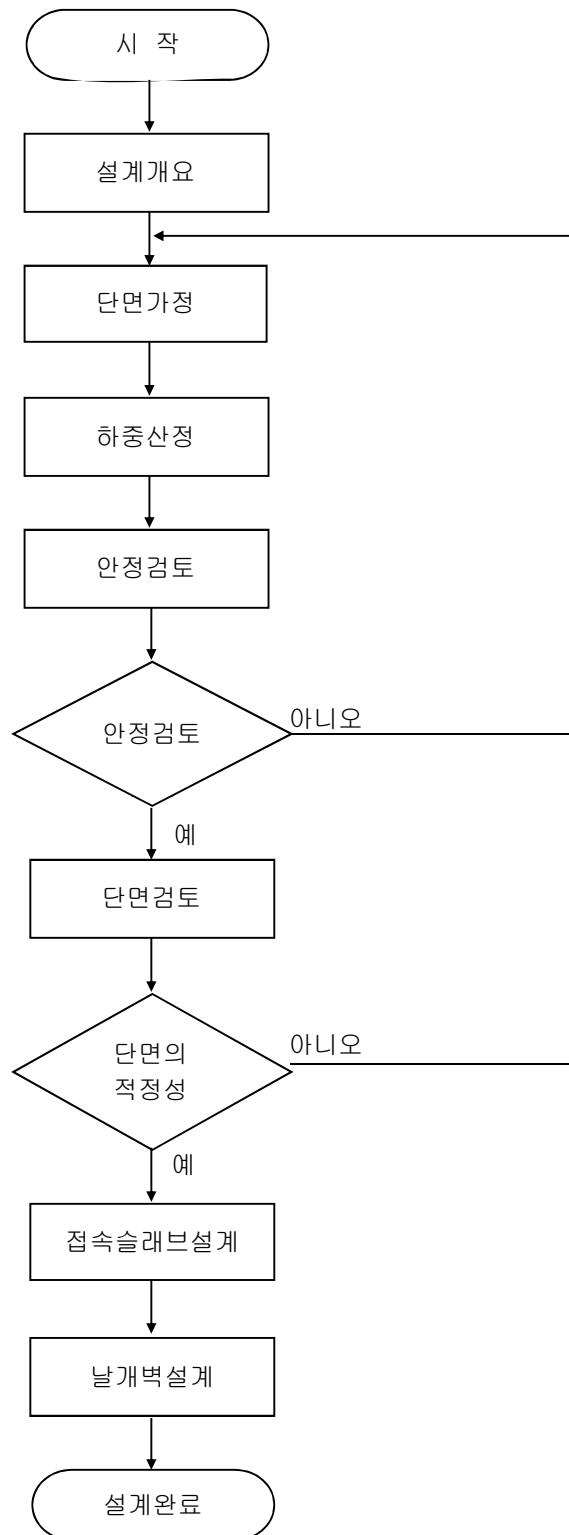


A1 구조계산서



■ 설계단계 흐름도



목 차

■ 해 석 결 과 요 약

- 말뚝 안정검토 및 응력검토
- 단면 휨 설계
- 사용성 검토
- 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산

- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒤편 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토

- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계

- 1) 흙벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토

- 1.1 흙벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계

- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계

- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토

- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

11. 말 뚝 계 산

- 1) 설계조건
- 2) 말뚝도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 특성치 계산
- 4) 말뚝의 변위 및 부재력
- 5) 말뚝의 안정성 검토
- 6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

결과 요약

말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	738	628.451	0.K
	허용인발력(kN/EA)	267.2	-	0.K
	휨응력(MPa)	140	96.306	0.K
	전단응력(MPa)	80	11.875	0.K
	수평변위(mm)	15	7.791	0.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1107	816.373	0.K
	허용인발력(kN/EA)	400.8	-92.234	0.K
	휨응력(MPa)	210	111.483	0.K
	전단응력(MPa)	120	18.237	0.K
	수평변위(mm)	15	6.742	0.K

단면 휨 설계

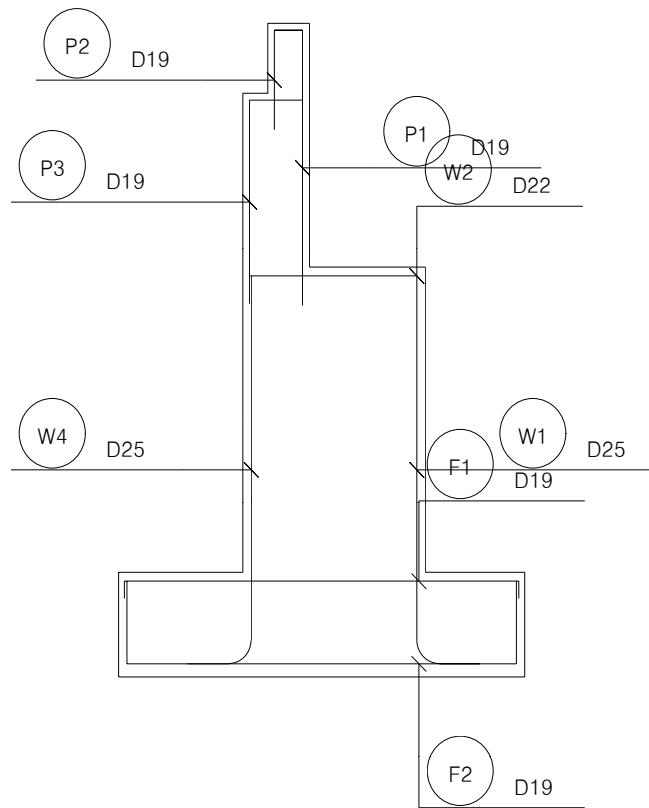
단면위치		깊이	dc	Req. As	사용철근량	Mu	ΦMn	안전도	비고
		H(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	(kN.m)	(kN.m)		
전면저판		1200	150	1415.86	2292	375.338	603.833	1.609	0.K
후면저판		1200	100	885.414	2292	246.889	633.056	2.564	0.K
벽체 : H=6.825		2200	100	1666.16	4053.6	887.023	2139.893	2.412	0.K
홍벽		800	80	843.619	2292	153.554	410.961	2.676	0.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	976.431	1588.8	132.667	214.045	1.613	0.K
	A(T=620 mm)	620	80	2061.27	3096.8	275.871	408.448	1.481	0.K
	B(T=620 mm)	620	80	767.987	2292	104.646	305.759	2.922	0.K
	C(T=620 mm)	620	80	1501.94	2292	202.588	305.759	1.509	0.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	394.589	1588.8	54.043	214.045	3.961	0.K
	A(T=620 mm)	620	80	1338.98	2292	181.015	305.759	1.689	0.K
	B(T=620 mm)	620	80	423.984	1588.8	58.046	214.045	3.688	0.K
	C(T=620 mm)	620	80	428.792	1588.8	58.7	214.045	3.646	0.K

사용성 검토

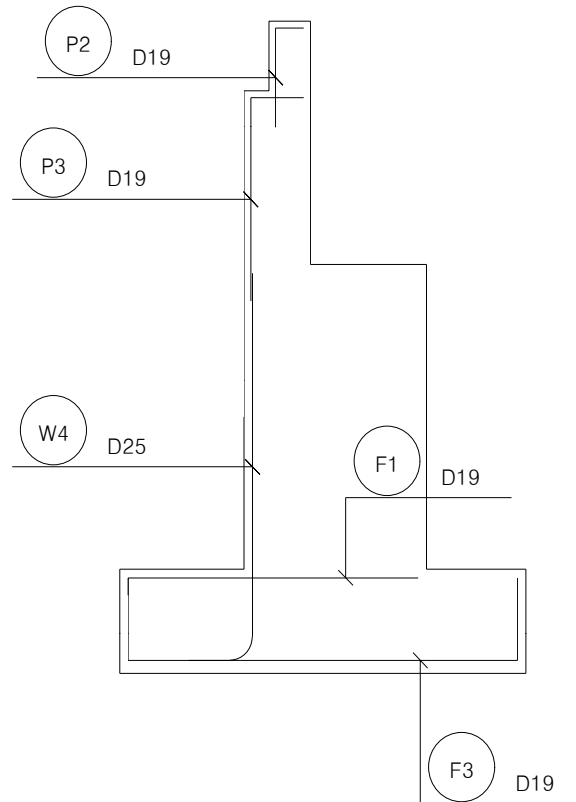
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		107.216	150	125	383.249	0.K
후면저판		49.219	150	125	1279.991	0.K
벽체 : H=6.825		48.198	150	125	1307.12	0.K
홍벽		58.436	150	125	1078.104	0.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	96.883	150	125	632.837	0.K
	A(T=620 mm)	105.709	150	125	572.468	0.K
	B(T=620 mm)	53.591	150	125	1175.562	0.K
	C(T=620 mm)	103.749	150	125	582.791	0.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	39.466	150	125	1596.308	0.K
	A(T=620 mm)	92.702	150	125	673.248	0.K
	B(T=620 mm)	42.389	150	125	1486.233	0.K
	C(T=620 mm)	42.867	150	125	1469.665	0.K

주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

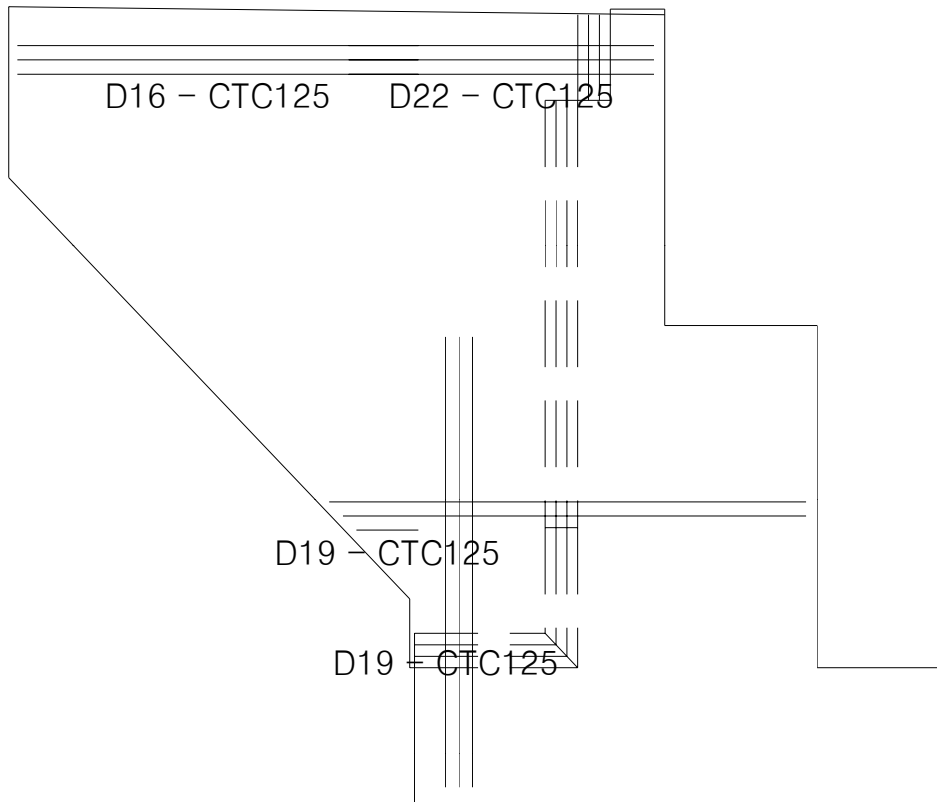


- ② Cycle (CTC = 250)

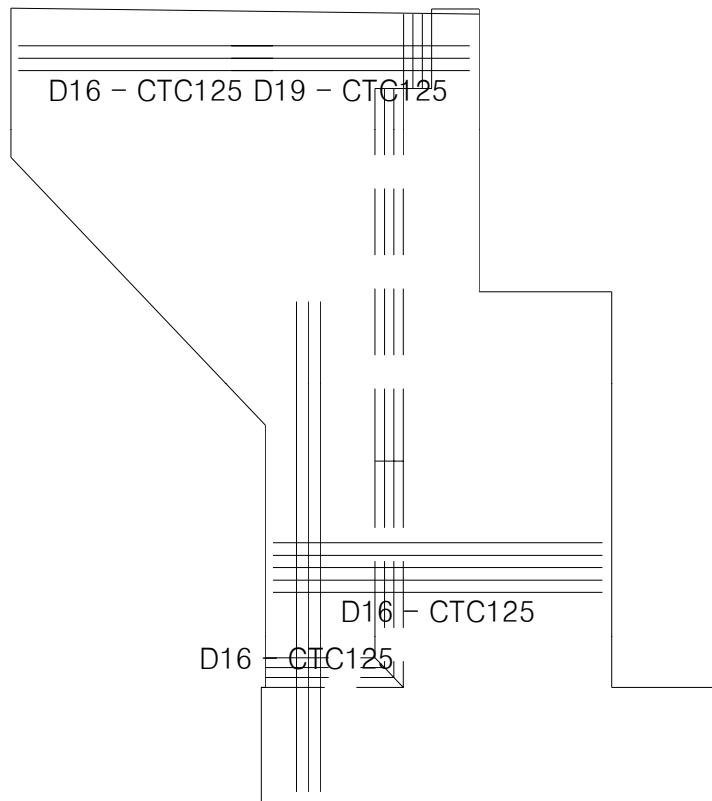


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

- | | |
|-------------|----------------|
| (1) 구 조 형 식 | : 역T형 교대 |
| (2) 상 부 형 식 | : IPC GIRDER |
| (3) 교 량 등 급 | : 1 등교 |
| (4) 교 대 총 폭 | : B = 24.703 M |
| (5) 교 대 총높이 | : H = 8.025 M |
| (6) 기 초 형 식 | : 말뚝기초 |
| (7) SKEW | : 85.898 ° |

2) 하 중

- | | | |
|------------------|--|-------------------|
| (1) 철근콘크리트의 단위중량 | : $\gamma_c = 25.000 \text{ kN/m}^3$ | [도로교 설계기준 2.1.2] |
| (2) 뒤탈재의 단위중량 | : $\gamma_{s1} = 20.000 \text{ kN/m}^3$ (토사) | [도로설계요령 제3권 P380] |
| (3) 기초지반의 단위중량 | : $\gamma_{s2} = 20.000 \text{ kN/m}^3$ | |
| (4) 과 재 하 중 | : $q_l = 10.000 \text{ kN/m}$ | |
| (5) 상부 고정하중 반력 | : $R_d = 306.140 \text{ kN/m}$ | |
| (6) 상부 활하중 반력 | : $R_l = 111.885 \text{ kN/m}$ | |
| (7) 교량받침 마찰계수 | : $f_s = 0.150$ | |

3) 지 반 조 건

- | | | |
|-----------------|--|-----------------------------------|
| (1) 뒤탈재의 내부마찰각 | : $\phi_1 = 35.000^\circ$ | |
| (2) 기초지반의 N치 | : $N = 25.000$ | |
| (3) 기초지반의 내부마찰각 | : $\phi_2 = 34.365^\circ \{ \phi_2 = 15 + \sqrt{15N} \}$ | |
| (4) 기초지반의 점착력 | : $C = 0.000 \text{ kN/m}^2$ | |
| (5) 기초지반의 마찰계수 | : $\mu = 0.423$; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$ | : 흙과 콘크리트 |
| (6) 지반 가속도 계수 | : $A = 0.154$; 위험도계수 $\times$ 지진구역계수 | |
| - 내진 등급 | : I 등급 | - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1] |
| - 지진 구역 | : I 구역 | - 지진구역 계수 : 0.110 |

4) 사 용 재 료 강 도

- | | | |
|----------------------|----------------------------------|------------------|
| (1) 콘크리트의 설계기준 강도 | : $f_{ck} = 24.000 \text{ MPa}$ | |
| - 탄성계수 | : $E_c = 26986.000 \text{ MPa}$ | [도로교 설계기준 2.3.3] |
| (2) 철근의 항복 강도(SD300) | : $f_y = 300.000 \text{ MPa}$ | |
| - 탄성계수 | : $E_s = 200000.000 \text{ MPa}$ | [도로교 설계기준 2.3.3] |

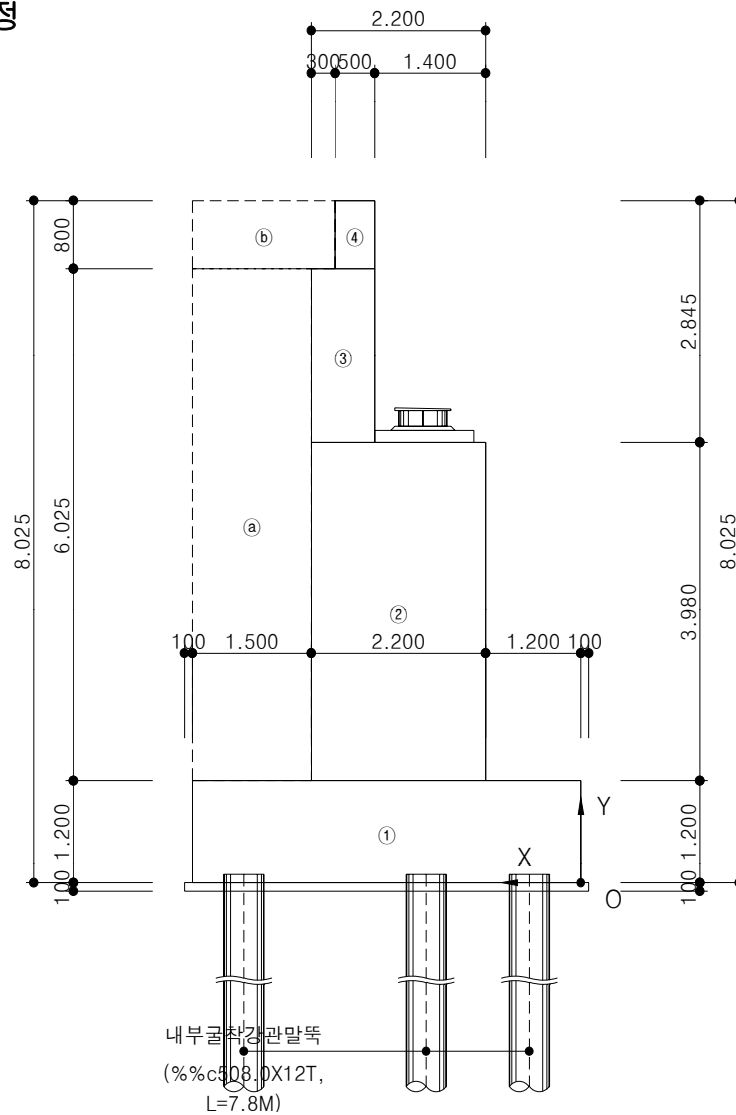
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

- | | |
|-----------------|-------------------|
| (1) 콘크리트구조 설계기준 | : 한국콘크리트학회 (2007) |
| (2) 도로교 설계기준 | : 국토해양부 (2010) |
| (3) 도로설계 편람 | : 국토해양부 (2000) |
| (4) 도로설계 요령 | : 한국도로공사 (2002) |

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
고정하중	883.074	837.014	807.040	809.366	818.715
활하중	314.990	373.829	356.823	295.324	288.131
구 분	6	7	8	9	계
고정하중	801.390	790.003	828.567	987.485	7562.654
활하중	345.973	360.166	287.051	141.652	2763.939

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
교축방향	200.640	200.400	200.220	200.080	199.980
직각방향	131.560	131.660	131.720	131.730	131.730
구 분	6	7	8	9	계
교축방향	199.940	199.950	200.000	200.260	1801.470
직각방향	131.710	131.680	131.600	131.460	1184.850

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

(단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)	단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m ³	kN/m ³	kN	kN
교대구체	①	4.900 × 1.200 = 5.880	25.000	147.000	11.319
	②	2.200 × 3.980 = 8.757	25.000	218.925	16.857
	③	0.800 × 2.045 = 1.636	25.000	40.891	3.149
	④	0.500 × 0.800 = 0.400	25.000	10.000	0.770
	소 계	= 16.673		416.816	32.095
뒷채움재	㉠	1.500 × 6.025 = 9.038	20.000	180.750	13.918
	㉡	1.800 × 0.800 = 1.440	20.000	28.800	2.218
	소 계	= 10.478		209.550	16.135
총 계				626.366	48.230

註) 수평력(지진시 관성력) $H_i = K_h \times V_i$ ($K_h = A/2 = 0.077$)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.450	0.600	360.150	6.791
	②	2.300	3.190	503.529	53.779
	③	3.000	6.203	122.672	19.530
	④	2.850	7.625	28.500	5.871
	소 계			1014.851	85.971
뒷채움재	㉠	4.150	4.213	750.113	58.629
	㉡	4.000	7.625	115.200	16.909
	소 계			865.313	75.538
총 계				1880.164	161.509

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : $X = 1014.851 / 416.816 = 2.435$ m
 $Y = 85.971 / 32.095 = 2.679$ m
- 뒷채움재 : $X = 865.313 / 209.550 = 4.129$ m
 $Y = 75.538 / 16.135 = 4.682$ m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos \alpha \times \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta * \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta * \cos^2 \beta * \cos(\delta + \theta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

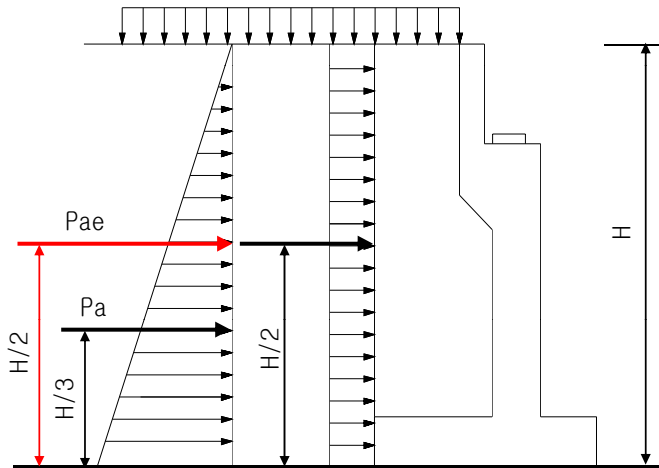
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

$\theta = \tan^{-1}[Kh/(1-K_v)]$, $K_v = 0$

kh = 수평지진계수 = $A/2$ (변위를 허용한 교대), $A=0.154$

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
K_a, K_{ae}	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 ($H = 8.025 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 8.025^2 \times \cos(0.000) \\ &= 174.526 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 2.675 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

- 지진시 토압 ($H = 8.025 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 8.025^2 \times \cos(0.000) \\ &= 202.218 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 4.013 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 ($H = 6.825 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 6.825^2 \times \cos(11.667 + 0.000) \\ &= 114.502 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 2.275 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

- 지진시 토압 ($H = 6.825 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 6.825^2 \times \cos(0.000 + 0.000) \\ &= 146.263 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 3.413 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

$$R_d = 7562.654 \div (24.640 / \sin 85.898) = 306.140 \text{ kN/m}$$

- 활하중반력

$$R_l = 2763.939 \div (24.640 / \sin 85.898) = 111.885 \text{ kN/m}$$

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$$\begin{aligned}\delta &= \alpha \times \Delta T \times L \\ &= 0.000010 \times 25.0 \times 75.1 \\ &= 0.018781 \text{ m}\end{aligned}$$

교량받침의 개수 : $N = 9 \text{ EA}$

교대의 폭원 : $B = 24.703 \text{ m}$

탄성받침의 전단탄성계수 : $kH = 2396.500 \text{ kN/m}$

- 단위폭당 작용 수평력

$$\begin{aligned}Ph &= kH \times \delta \times N / B \\ &= 2396.500 \times 0.018781 \times 9 / 24.703 \\ &= 16.398 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$$F_m = F_{m1} + F_{m2}$$

$$F_{m1} = H_1 \times \cos \theta$$

$$F_{m2} = H_2 \times \sin \theta \quad (H_2 \leq kH \times \delta \text{ 일때})$$

$$\sum (kH \times \delta) \times \sin \theta \quad (H_2 > kH \times \delta \text{ 일때})$$

구분	1	2	3	4	5	6	7	8	9
KH	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5
$\delta \text{ (m)}$	0.09219	0.09202	0.09189	0.0918	0.09176	0.09176	0.09179	0.09186	0.09201

$$\begin{aligned}F_m &= 47.963 \times \cos 85.9 + 72.924 \times \sin 85.9 \\ &= 76.168 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$H_1 = 1184.850 \div (24.640 / \sin 85.9) = 47.963 \text{ kN/m} : \text{직각방향 수평력}$$

$$H_2 = 1801.470 \div (24.640 / \sin 85.9) = 72.924 \text{ kN/m} : \text{교축방향 수평력}$$

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

$$R \times k_h \times \sin \theta \rightarrow H_2 \quad (\text{교축방향 수평력})$$

$$R \times k_h \times \cos \theta \rightarrow H_1 \quad (\text{직각방향 수평력})$$

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$$P_1 = 10.000 \times 1.800 = 18.000 \text{ kN}$$

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 ($H = 8.025 \text{ m}$)

$$\begin{aligned}Pa_1 &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.271 \times 10.000 \times 8.025 \times \cos 0.000 \\ &= 21.748 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 4.013 \text{ m} : \text{작용중심높이}\end{aligned}$$

- 단면검토시 수평토압 ($H = 6.825 \text{ m}$)

$$\begin{aligned}Pa_2 &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.251 \times 10.000 \times 6.825 \times \cos 11.667 \\ &= 16.777 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 3.413 \text{ m} : \text{작용중심높이}\end{aligned}$$

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
1. 교대구체(평상시)	416.816	-	2.435	2.679	1014.850	-
2. 교대구체(지진시)	416.816	32.095	2.435	2.679	1014.850	85.971
3. 뒤편토압(평상시)	209.550	-	4.129	4.682	865.313	-
4. 뒤편토압(지진시)	209.550	16.135	4.129	4.682	865.313	75.536
5. 배면토압(평상시)	-	174.526	-	2.675	-	466.857
6. 배면토압(지진시)	-	202.218	-	4.013	-	811.400
7. 뒤편 상재하중	18.000	21.748	4.000	4.013	72.000	87.264
8. 상부 고정하중반력	306.140	-	1.993	-	610.137	-
9. 상부 활하중반력	111.885	-	1.993	-	222.987	-
10. 교량받침마찰력	-	16.398	-	5.580	-	91.508
11. 상부관성력	-	76.168	-	5.580	-	425.053

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	644.366	196.274	1952.163	554.121
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	626.366	174.526	1880.163	466.857
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	626.366	250.448	1880.163	972.907
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1062.391	212.672	2785.287	645.629
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	932.506	190.924	2490.300	558.365
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+11)	932.506	326.616	2490.300	1397.960

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$$\sum M = \sum M_r - \sum M_o$$

$$e = \text{말뚝도심} (= 2.283) - \sum M / \sum V$$

$$M_c = V \times e$$

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	19.000	12.350	-
2 열	1.950	19.000	37.050	-
3 열	4.250	19.000	80.750	-
계	-	57.000	130.150	2.283

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5)	15917.773	4848.557	0.114	1814.626
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	15473.119	4311.316	0.027	417.774
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5)	15473.119	6186.817	0.835	12920.055
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5)	26244.245	5253.636	0.269	7059.702
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	23035.696	4716.396	0.212	4883.567
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5)	23035.696	8068.395	1.112	25615.694

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 24.703 m)을 고려한 결과값임.

■ 확대기초 두께에 대한 강제 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)

$$= 301048.627 \times 57 / (24.703 \times 4.900) = 141762.253 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 24.703 m)

B : 확대기초의 폭 (= 4.900 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 57 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

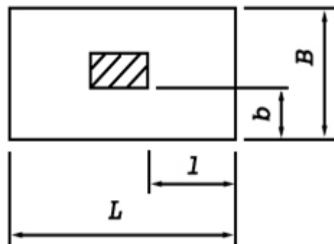
$$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 141762.253) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.309 (m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(0.000, 1.500) = 1.500$$

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

$$b \geq B/2 \text{이면 } b = B/2 = 2.450, \text{ 뒷규기준으로 검토}$$

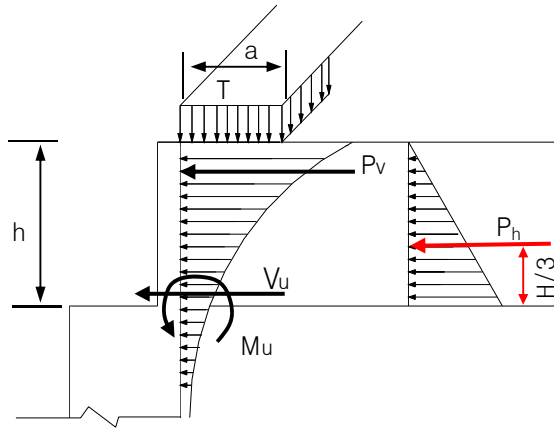


$$\beta \lambda = 0.309 \times 1.500 = 0.464 \leq 1.0, \therefore O.K$$

5. 단 면 설 계

1) 홍벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤택중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (2.845 - 0.36) &= 71.467 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.845^2 \times \cos 11.667^\circ &= 19.890 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 2.845 \times 19.890 &= 18.859 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 1.70 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 1.70 \times 28.765 + 1.70 \times 19.890 &= 82.713 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.70 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 1.70 \times 71.467 + 1.70 \times 18.859 &= 153.554 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 지진시

- 구체관성력

$$p_1 = 2.045 \times 0.800 \times 25.000 \times 0.077 = 3.149 \text{ kN}$$

$$p_2 = 0.800 \times 0.500 \times 25.000 \times 0.077 = 0.770 \text{ kN}$$

$$P_w = 3.149 + 0.770 = 3.919 \text{ kN}$$

$$M_w = 3.149 \times 2.045/2 + 0.770 \times (2.045 + 0.800/2) = 5.101 \text{ kN.m}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_{ae} \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 2.845^2 \times \cos 0.000^\circ &= 25.407 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1/2 \times H \times P_h \\ &= 1/2 \times 2.845 \times 25.407 &= 36.136 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1.00 \times P_w + 1.00 \times P_h \\
 &= 1.00 \times 3.919 + 1.00 \times 25.407 &= 29.326 \text{ kN} \\
 M_u &= 1.00 \times M_w + 1.00 \times M_e \\
 &= 1.00 \times 5.101 + 1.00 \times 36.136 &= 41.237 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	82.713	153.554	
지진시	29.326	41.237	
설계단면력	82.713	153.554	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : $H = 6.825 \text{ m}$ 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.776	2.611	-	1.000	20.776	54.249
2. 배면토압(평상시)	114.502	2.275	1.700	-	194.653	442.837
3. 배면토압(지진시)	146.263	3.413	-	1.000	146.263	499.123
4. 뒷채움 상재하중	16.777	3.413	1.700	-	28.521	97.328
5. 교량받침마찰력	16.398	4.380	1.300	-	21.317	93.380
6. 상부관성력	76.168	4.380	-	1.000	76.168	333.651

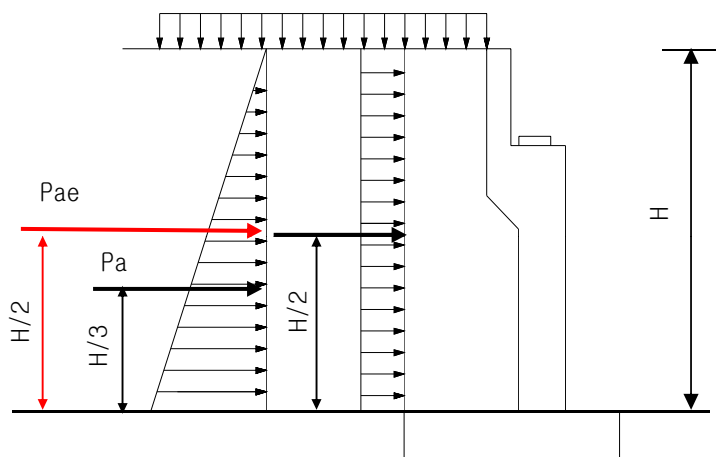
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치($H = 1.200 \text{ m}$)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

$$H_0 = \sum (H\textcircled{2} \sim H\textcircled{4}) = 20.776 \text{ kN}$$

$$M_o = \sum [H\textcircled{2} \times (y\textcircled{2} - 1.200) \sim H\textcircled{4} \times (y\textcircled{4} - 1.200)] = 54.249 \text{ kN.m}$$

$$y = M_o / H_o = 54.249 / 20.776 = 2.611$$



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.825 m)	244.491	633.545	
지진시(H = 6.825 m)	243.207	887.023	
설계단면력	244.492	887.023	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
1. 교대구체(평상시)	416.816	-	2.435	2.679	1014.850	-
2. 교대구체(지진시)	416.816	32.095	2.435	2.679	1014.850	85.971
3. 뒹개움재(평상시)	209.550	-	4.129	4.682	865.313	-
4. 뒹개움재(지진시)	209.550	16.135	4.129	4.682	865.313	75.536
5. 배면토압(평상시)	-	174.526	-	2.675	-	466.857
6. 배면토압(지진시)	-	202.218	-	4.013	-	811.400
7. 토압의 연직분력	25.527	-	4.400	-	112.319	-
8. 뒹개움 상재하중	18.000	21.748	4.000	4.013	72.000	87.264
9. 상부 고정하중반력	306.140	-	1.993	-	610.137	-
10. 상부 활하중반력	111.885	-	1.993	-	222.987	-
11. 교량받침마찰력	-	16.398	-	5.580	-	91.508
12. 상부관성력	-	76.168	-	5.580	-	425.053

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	896.372	333.666	2789.954	942.006
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	857.672	296.694	2635.154	793.657
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	626.366	250.448	1880.163	972.907
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	1534.906	354.983	4062.554	1060.966
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1255.654	318.012	3428.332	912.617
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+11)	932.506	326.616	2490.300	1397.960

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

$$\text{COMB 1} = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 2} = 1.300D + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 3} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

$$\text{COMB 4} = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 5} = 1.300D + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 6} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$$

e = 말뚝도심(=2.283) - $\sum M / \sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

$$Mc = V \times e$$

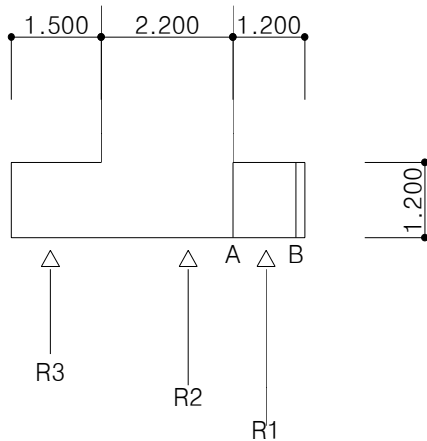
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	22143.070	8242.546	0.222	4915.762
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	21187.064	7329.237	0.136	2881.441
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5+7)	15473.119	6186.817	0.835	12920.055
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	37916.794	8769.150	0.328	12436.708
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	31018.413	7855.841	0.280	8685.156
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5+7+9+11)	23035.696	8068.395	1.112	25615.694

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(24.703 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	576.730	426.900	311.920
COMB 2	520.880	402.150	326.830
COMB 3	506.260	319.380	70.250
COMB 4	953.660	724.070	471.530
COMB 5	772.540	590.790	408.930
COMB 6	816.370	488.270	5.220

- 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.200 \times 0.150 \times 25.000 = 4.500 \text{ kN}$$

$$Ma = 1.200 \times 1.200 \times 25.000 \times 1.200 / 2 = 21.600 \text{ kN.m}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$Vb = 0.00$$

$$Ma = R1 \times 0.550$$

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	243.969	5.850	215.889
COMB 2	0.000	220.343	5.850	192.263
COMB 3	0.000	214.158	4.500	192.558
COMB 4	0.000	403.418	5.850	375.338
COMB 5	0.000	326.800	5.850	298.720
COMB 6	0.000	345.341	4.500	323.741

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

$$\text{COMB 1} = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 2} = 1.300D + 1.700H + 1.300G$$

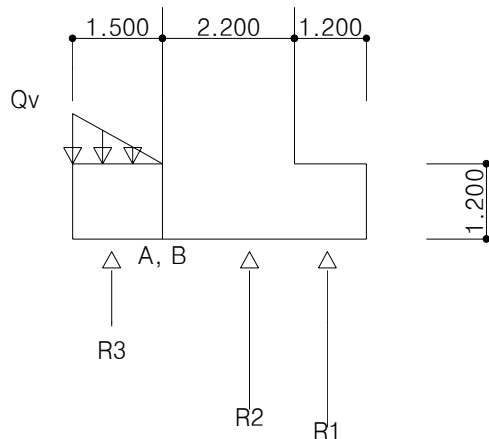
$$\text{COMB 3} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

$$\text{COMB 4} = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 5} = 1.300D + 1.700H + 1.300G$$

$$\text{COMB 6} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	452.050	401.450	161.790
COMB 2	408.970	379.310	192.080
COMB 3	438.560	305.560	-11.260
COMB 4	826.060	698.030	317.890
COMB 5	656.510	567.110	269.220
COMB 6	735.440	471.750	-92.230

- 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.200 \times 1.500 \times 25.000 = 45.000 \text{ kN}$$

$$Ma = 1.200 \times 1.500 \times 25.000 \times 1.500 / 2 = 33.750 \text{ kN.m}$$

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 209.550 \text{ kN} \quad \text{『작용하중 집계표』 참조} &= 209.550 \text{ kN} \\ M_a &= 209.550 \times (4.129 - 3.400) &= 152.843 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 10.000 \times 1.500 &= 15.000 \text{ kN} \\ M_a &= 10.000 \times 1.500 \times 1.500 / 2 &= 11.250 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

$$\begin{aligned} P_v &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \sin \delta \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 6.825^2 \times \sin 11.667 \\ &= 25.527 \text{ kN} \\ Q_v &= 2 \times P_v / L \\ &= 2 \times 25.527 / 1.500 \\ &= 34.036 \text{ kN} \\ V_b &= 34.036 \times 1.500 / 2 &= 25.527 \text{ kN} \\ M_a &= 34.036 \times 1.500 \times 1.500 / 3 &= 25.527 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= R_3 \\ M_a &= R_3 \times 0.850 \end{aligned}$$

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	124.437	105.772	282.123	204.381
COMB 2	147.734	125.574	226.576	160.392
COMB 3	-8.660	-7.361	263.210	193.954
COMB 4	244.498	207.823	162.062	102.330
COMB 5	207.065	176.005	167.246	109.961
COMB 6	-70.937	-60.296	325.487	246.889

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

$$\begin{aligned} \text{COMB 1} &= 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 2} &= 1.300D + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 3} &= 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G \\ \text{COMB 4} &= 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 5} &= 1.300D + 1.700H + 1.300G \\ \text{COMB 6} &= 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G \end{aligned}$$

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1050.00	150.00	375.34	5.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1050.00 - 39.654) / 39.654 = 0.07644$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1415.860 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.619]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 1000.0 \times 1200.0 = 1800.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 1415.860 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(1415.860, 1800.000) / bd = 0.00171$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00218$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (1050.00 - a/2) = 603.833 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 375.338 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.609]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1050.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 1050.00 = 685.857 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 5.850 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 mm² 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 mm² < 1986.000 mm² ∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.0 mm² ∴ 0.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	246.89	325.49

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 885.414 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.589]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 1000.0 \times 1200.0 = 1800.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 885.414 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(885.414, 1800.000) / b d = 0.00164$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00208$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (1100.00 - a/2) = 633.056 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 246.889 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 2.564]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1100.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 1100.00 = 718.517 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 325.487 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 mm² 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

$$D16 - CTC 150 = 2648.000 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : $0.0015 \times 1200.0 \times 1000.0 = 1800.000 \text{ mm}^2$ < 2648.000 mm² ∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 1324.0 mm² ∴ 0.K

3) 벽체 : H=6.825

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2200.00	2100.00	100.00	887.02	244.49

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 300.00 = 1216080.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 59.612 \text{ mm, } c = 59.612 / \beta_1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2100.00 - 70.131) / 70.131 = 0.08683$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1666.159 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.433]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00193$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 59.612 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 300 \times (2100.00 - a/2) = 2139.893 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 887.023 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.412]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2100.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 2100.00 = 1371.714 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 244.492 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &: D19 - CTC 300 \\ &D19 - CTC 300 = 1910.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{필요철근량} &: 0.0015 \times 2200.0 \times 1000.0 = 3300.000 \text{ mm}^2 > 1910.000 \text{ mm}^2 \\ &(1910.000 / 1.000) = 1910.000 \text{ mm}^2 > (1800\text{mm}^2) \end{aligned}$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : D19 - CTC 300 = 955.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 955.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 홍벽

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	153.55	82.71

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (720.00 - 39.654) / 39.654 = 0.05147$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 843.619 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.717]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00318$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (720.00 - a/2) = 410.961 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 153.554 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.676]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 720.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 720.00 = 470.302 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 82.713 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300
D16 - CTC 300 = 1324.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 mm² < 1324.000 mm² ∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.0 mm² ∴ 0.K

7. 사용성 검토

1) 홍벽 설계

① 운하중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (2.845 - 0.36) &= 71.467 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.845^2 \times \cos 11.667^\circ &= 19.890 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 2.845 \times 19.890 &= 18.859 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

③ 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_s &= 28.765 + 19.890 &= 48.654 \text{ kN} \\ M_s &= 71.467 + 18.859 &= 90.326 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.825 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.776	2.611	-	1.000	20.776	54.249
2. 배면토압(평상시)	114.502	2.275	1.000	-	114.502	260.492
3. 배면토압(지진시)	146.263	3.413	-	1.000	146.263	499.123
4. 뒷채움 상재하중	16.777	3.413	1.000	-	16.777	57.252
5. 교량받침마찰력	16.398	4.380	1.000	-	16.398	71.831
6. 상부관성력	76.168	4.380	-	1.000	76.168	333.651

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

$$H_o = \sum (H_{\text{②}} \sim H_{\text{④}}) = 20.776 \text{ kN}$$

$$M_o = \sum [H_{\text{②}} \times (y_{\text{②}} - 1.200) \sim H_{\text{④}} \times (y_{\text{④}} - 1.200)] = 54.249 \text{ kN.m}$$

$$y = M_o / H_o = 54.249 / 20.776 = 2.611$$

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	147.677	389.575	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	669.893	196.274	2064.482	554.121
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	651.893	174.526	1992.482	466.857
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	626.366	250.448	1880.163	972.908
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1087.918	212.672	2897.605	645.630
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	958.033	190.924	2602.619	558.366
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)	932.506	326.616	2490.300	1397.960

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$$

e = 말뚝도심(=2.283) - $\sum M / \sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

$$Mc = V \times e$$

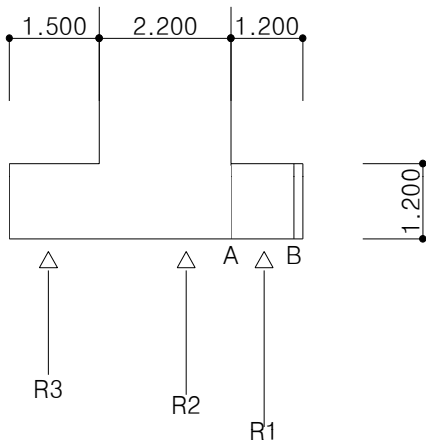
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	16548.367	4848.557	0.029	479.903
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	16103.713	4311.316	-0.057	-917.912
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	15473.119	6186.817	0.835	12920.055
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	26874.838	5253.636	0.213	5724.341
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	23666.289	4716.396	0.150	3549.943
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)	23035.696	8068.395	1.112	25615.694

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(24.703 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	376.830	299.170	251.000
COMB 2	343.590	286.180	264.950
COMB 3	506.260	319.380	70.250
COMB 4	628.450	494.720	350.480
COMB 5	537.190	431.290	328.080
COMB 6	816.370	488.270	5.220

- 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.200 \times 0.150 \times 25.000 = 4.500 \text{ kN}$$

$$M_a = 1.200 \times 1.200 \times 25.000 \times 1.200 / 2 = 21.600 \text{ kN.m}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = 0.00$$

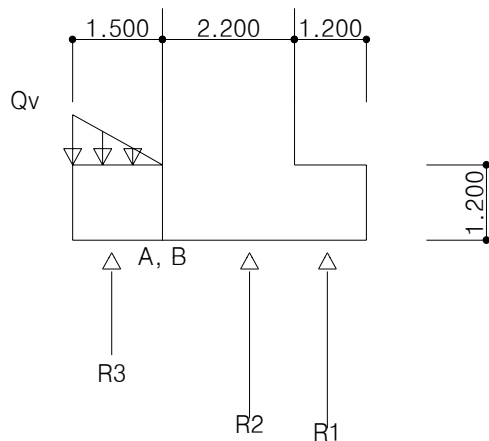
$$M_a = R1 \times 0.550$$

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	159.407	4.500	137.807
COMB 2	0.000	145.346	4.500	123.746
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	265.847	4.500	244.247
COMB 5	0.000	227.242	4.500	205.642
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 19\text{본} / 24.703 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	302.730	284.050	161.780
COMB 2	276.860	272.560	184.610
COMB 3	438.560	305.560	-11.260
COMB 4	551.730	479.060	258.110
COMB 5	467.300	417.030	243.930
COMB 6	735.440	471.750	-92.230

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 뒹채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_3$$

$$M_a = R_3 \times 0.850$$

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	124.430	105.765	170.647	117.604
COMB 2	141.989	120.690	138.088	91.429
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	198.520	168.742	96.557	54.627
COMB 5	187.613	159.471	92.463	52.648
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 244.247 \times 1000000 / [2292.000 \times (1050.000 - 168.211/3)] \\ = 107.216 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1050.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 168.211 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 19/2 = 140.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 107.22) - 2.5 \times 140.50 = 383.25 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 107.22) = 587.60 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 383.25 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 383.25 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 후면저판

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 117.604 \times 1000000 / [2292.000 \times (1100.000 - 172.514/3)] \\ = 49.219 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1100.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 172.514 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 49.22) - 2.5 \times 90.50 = 1373.74 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 49.22) = 1279.99 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1279.99 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1279.99 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) 벽체 : H=6.825

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 389.575 \times 1000000 / [4053.600 \times (2100.000 - 318.008/3)] \\ = 48.198 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 2100.0)/(7 \times 4053.600)]} \\ = 318.008 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D25 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 48.20) - 2.5 \times 87.50 = 1415.15 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 48.20) = 1307.12 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1307.12 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1307.12 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(4) 흥벽

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 90.326 \times 1000000 / [2292.000 \times (720.000 - 136.798/3)] \\ = 58.436 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 1000.0 \times 720.0/(7 \times 2292.000)]} \\ = 136.798 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 19/2 = 70.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 58.44) - 2.5 \times 70.50 = 1171.38 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 58.44) = 1078.10 \text{ mm}$$

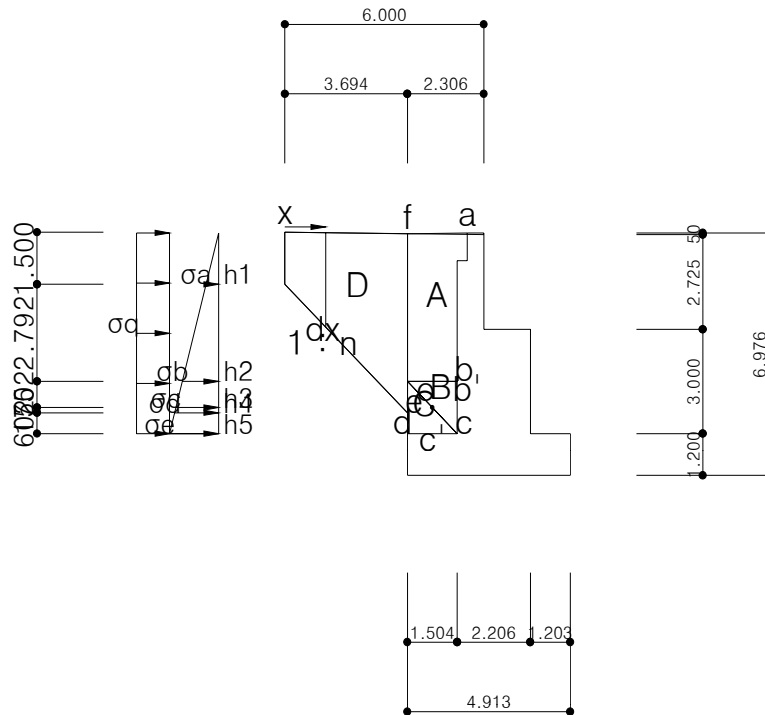
S_a 는 작은 값인 1078.10 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1078.10 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

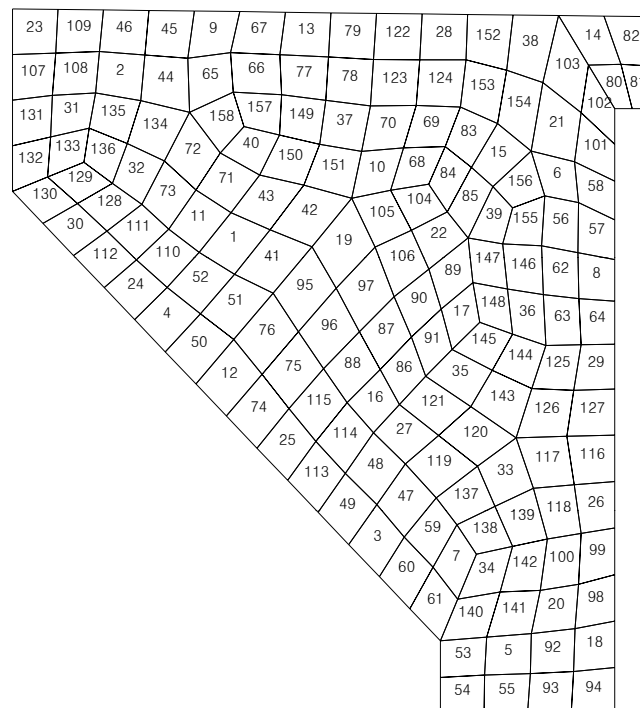


$$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$$

정지토압계수 $K_0 = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	132.667	275.871	104.646	202.588
전단력(kN)	84.404	141.587	114.897	141.392

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	78.039	162.277	61.556	119.169
전단력(kN)	49.650	83.286	67.586	83.172

(2) 철근량 검토

① D(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	132.67	84.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 300.00 = 476640.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 23.365 \text{ mm, } c = 23.365 / \beta_1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 976.431 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.627]

$$1\text{단} : D16 - 8.0 \text{ EA } (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00294$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 23.365 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 214.045 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 132.667 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.613]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 84.404 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② A(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	275.87	141.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 300.00 = 929040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 45.541 \text{ mm, } c = 45.541 / \beta_1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2061.273 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.502]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00573$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.541 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 408.448 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 275.871 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.481]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 141.587 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	104.65	114.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 767.987 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.984]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00424$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 305.759 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 104.646 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.922]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 114.897 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

④ C(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	202.59	141.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1501.940 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.526]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00424$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 305.759 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 202.588 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.509]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 141.392 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 78.039 \times 1000000 / [1588.800 \times (540.000 - 99.037/3)] \\ = 96.883 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ = 99.037 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D16 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 96.88) - 2.5 \times 72.00 = 632.84 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 96.88) = 650.27 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 632.84 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 632.84 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 162.277 \times 1000000 / [3096.800 \times (540.000 - 132.860/3)] \\ = 105.709 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 132.860 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D22 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 105.71) - 2.5 \times 69.00 = 572.47 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 105.71) = 595.97 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 572.47 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 572.47 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 61.556 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 53.591 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 116.564 \text{ mm}$$

사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 19/2 = 70.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 53.59) - 2.5 \times 70.50 = 1293.20 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 53.59) = 1175.56 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1175.56 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1175.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 119.169 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ &= 103.749 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ &= 116.564 \text{ mm} \end{aligned}$$

사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 19/2 = 70.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 103.75) - 2.5 \times 70.50 = 582.79 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 103.75) = 607.23 \text{ mm}$$

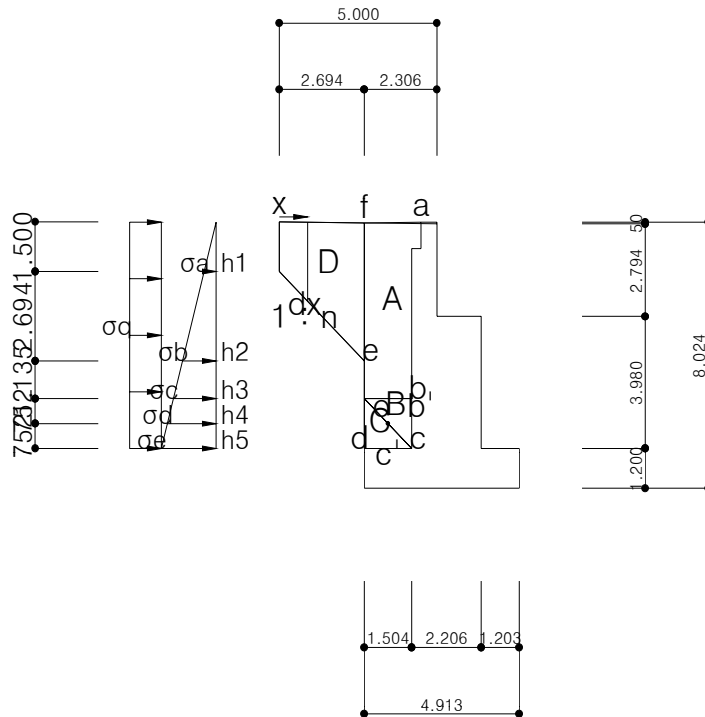
S_a 는 작은 값인 582.79 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 582.79 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

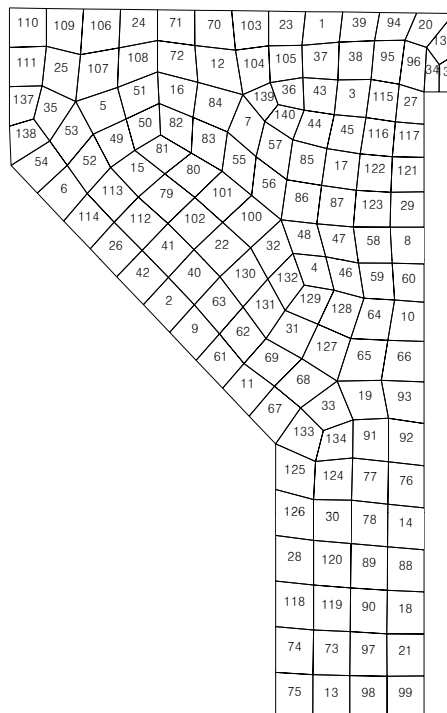


$$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	54.043	181.015	58.046	58.700
전단력(kN)	58.559	122.117	93.210	84.375

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	31.790	106.480	34.144	34.529
전단력(kN)	34.447	71.833	54.829	49.632

(2) 철근량 검토

① D(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	54.04	58.56

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 300.00 = 476640.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 23.365 \text{ mm, } c = 23.365 / \beta_1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 394.589 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.026]

$$1\text{단} : D16 - 8.0 \text{ EA } (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00294$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 23.365 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 214.045 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 54.043 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.961]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 58.559 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② A(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	181.02	122.12

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 300.00 = 687600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm, } c = 33.706 / \beta_1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1338.976 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.712]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00424$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 305.759 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 181.015 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.689]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 122.117 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	58.05	93.21

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 300.00 = 476640.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 23.365 \text{ mm, } c = 23.365 / \beta_1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 423.984 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.747]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00294$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 23.365 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 214.045 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 58.046 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.688]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 93.210 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

④ C(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	620.00	540.00	80.00	58.70	84.38

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 300.00 = 476640.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 24.00 \times a \times 1000.000 = 20400.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 23.365 \text{ mm, } c = 23.365 / \beta_1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 428.792 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.705]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00467$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00408, \quad \rho_{min} = 0.00467 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.643 \times P_b = 0.643 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00294$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 23.365 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 214.045 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 58.700 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.646]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 540.00 = 352.727 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 84.375 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 31.790 \times 1000000 / [1588.800 \times (540.000 - 99.037/3)] \\ = 39.466 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0 / (7 \times 1588.800)} \\ = 99.037 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단 : D16 - } 8.0 \text{ EA } (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 39.47) - 2.5 \times 72.00 = 1815.38 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 39.47) = 1596.31 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1596.31 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1596.31 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 106.480 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 92.702 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0 / (7 \times 2292.000)} \\ = 116.564 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단 : D19 - } 8.0 \text{ EA } (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 19/2 = 70.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 92.70) - 2.5 \times 70.50 = 673.25 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 92.70) = 679.60 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 673.25 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 673.25 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 34.144 \times 1000000 / [1588.800 \times (540.000 - 99.037/3)] \\ = 42.389 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0 / (7 \times 1588.800)} \\ = 99.037 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D16 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 42.39) - 2.5 \times 72.00 = 1677.79 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 42.39) = 1486.23 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1486.23 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1486.23 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 34.529 \times 1000000 / [1588.800 \times (540.000 - 99.037/3)] \\ &= 42.867 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0/(7 \times 1588.800)]} \\ &= 99.037 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D16 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 42.87) - 2.5 \times 72.00 = 1657.08 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 42.87) = 1469.67 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1469.67 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1469.67 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

$$L_p = 0.70 \times 8.837 = 6.186 \text{ m}$$

- 등분포 고정하중

$$W_d = 25.000 \times 0.450 = 11.250 \text{ kN/m ; 접속판의 자중}$$

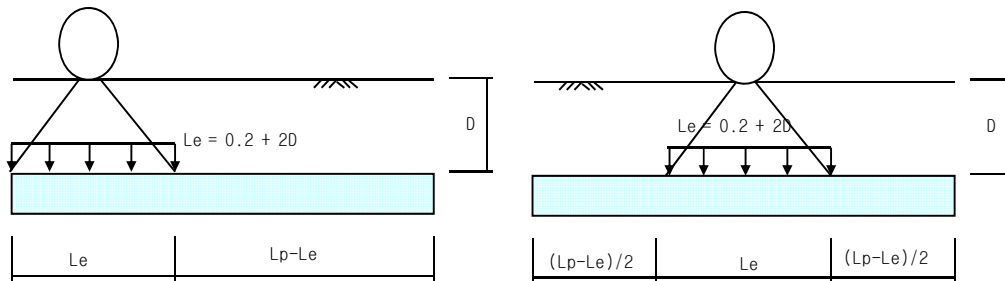
② 고정하중에 의한 부재력

$$V_d = 11.250 \times 6.186 / 2 - 11.250 \times 0. = 30.859 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 11.250 \times 6.186^2 / 8 = 53.814 \text{ kN.m/m}$$

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



$$P_s = 2 \times 96.0 \times (1 + i) / [3 \times (0.2 + 2D)]$$

$$= 2 \times 96.0 \times (1 + 0.300) / [3 \times (0.2 + 2 \times 0.000)]$$

$$= 416.000 \text{ kN}$$

$$V_l = P_s \times L_e - (P_s \times L_e^2 + 2 \times P_s \times L_e \times d) / (2 \times L_p)$$

$$= 416.000 \times 0.200 - (416.000 \times 0.200^2 + 2 \times 416.000 \times 0.200 \times 0.350) / (2 \times 6.186)$$

$$= 77.148 \text{ kN.m}$$

$$M_l = P_s \times L_p/2 \times L_e/2 - P_s \times L_e/2 \times L_e/4$$

$$= 416.000 \times 6.186/2 \times 0.200/2 - 416.000 \times 0.200/2 \times 0.200/4$$

$$= 126.591 \text{ kN.m}$$

④ 단면력 산정

$$V_u = 1.30 \times V_d + 2.15 \times V_l$$

$$= 1.30 \times 30.859 + 2.15 \times 77.148$$

$$= 205.985 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.30 \times M_d + 2.15 \times M_l$$

$$= 1.30 \times 53.814 + 2.15 \times 126.591$$

$$= 342.129 \text{ kN/m}$$

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	342.13	205.99

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 70.651 \text{ mm, } c = 70.651 / \beta_1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 83.119) / 83.119 = 0.00963$$

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 3116.928 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.301]

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.01158$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.651 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 433.692 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 342.129 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 1.268]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 242.487 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 205.985 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

$$55/\sqrt{6.186} = 22.11\% < \text{최대 } 50\% \text{ 중 작은값 이상}$$

$$\text{소요 주철근} : 3116.9 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요 철근량} : 3116.9 \times 0.221 = 689.3 \text{ mm}^2 < 1910.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times B \times T$$

$$= 0.0020 \times 1000 \times 450 = 900.0 \text{ mm}^2 < 2865.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

* 노출면 300mm² 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

$$\text{필요철근량} : 300.0 \text{ mm}^2 < 955.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

3) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 180.405 \times 1000000 / [4053.600 \times (350.000 - 115.388/3)] \\ = 142.856 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0/(7 \times 4053.600)}$$

$$= 115.388 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H25 - 8.0 \text{ EA} (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

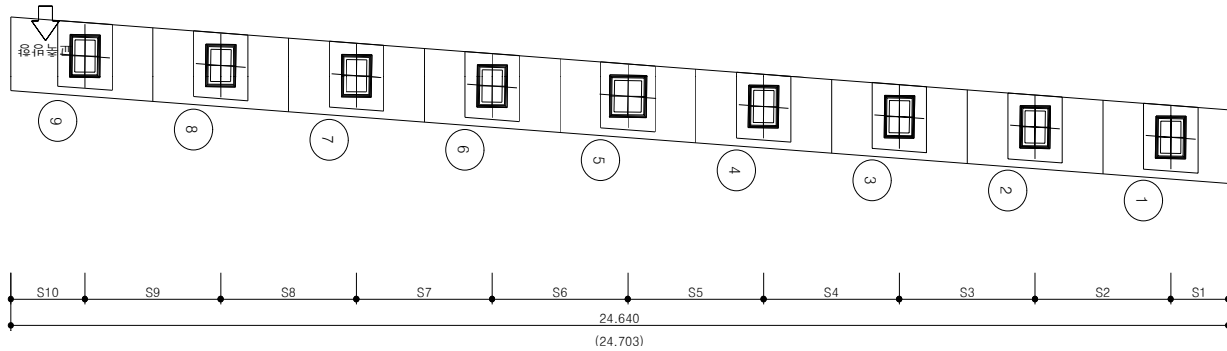
$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 142.86) - 2.5 \times 87.50 = 332.51 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 142.86) = 441.00 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 332.51 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 332.51 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 공간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$

$$S = 200 + 5.0 \times 30.129 = 350.647 \text{ mm}$$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	350.647	610.000	410.000	476.648	0.K
2	350.647	610.000	410.000	474.648	0.K
3	350.647	610.000	410.000	472.648	0.K
4	350.647	610.000	410.000	470.648	0.K
5	350.647	600.000	550.000	469.588	0.K
6	350.647	610.000	410.000	466.648	0.K
7	350.647	610.000	410.000	464.648	0.K
8	350.647	610.000	410.000	462.648	0.K
9	350.647	610.000	410.000	445.648	0.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 85.9° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 4.10°

$$\begin{aligned} N &= (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm} \\ &= (200 + 1.67 \times 105.225 + 6.66 \times 13.085) \times (1 + 0.000125 \times 4.10^2) \\ &= 463.848 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 실제 받침지지 길이

$$N1 = 1404 - 100 - 50 = 1254 \text{ mm} \geq 464 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1283.113	0.K	258.822	250.800	0.K
SHOE 2	1750.000	1295.510	0.K	258.822	250.500	0.K
SHOE 3	1750.000	1247.427	0.K	258.822	250.275	0.K
SHOE 4	1750.000	1211.298	0.K	258.822	250.100	0.K
SHOE 5	1750.000	1136.384	0.K	258.822	249.975	0.K
SHOE 6	1750.000	1203.443	0.K	258.822	249.925	0.K
SHOE 7	1750.000	1251.499	0.K	258.822	249.937	0.K
SHOE 8	1750.000	1312.438	0.K	258.822	250.000	0.K
SHOE 9	1750.000	1407.872	0.K	258.822	250.325	0.K

탄성지진력은 응답수정계수($R = 0.8$)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1283.113	188.571	123.647	1203.000	1677.350	
2	1295.510	188.346	123.741	1201.000	1782.900	
3	1247.427	188.177	123.797	1199.000	1780.900	
4	1211.298	188.045	123.806	1197.000	1778.900	
5	1136.384	187.951	246.242	1335.000	1771.900	
6	1203.443	187.914	123.788	1193.000	1774.900	
7	1251.499	187.923	123.759	1191.000	1772.900	
8	1312.438	187.970	123.684	1189.000	1770.900	
9	1407.872	188.214	123.553	1172.000	1817.150	

탄성지진력은 응답수정계수($R = 0.8$)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2573.156	3574.800	0.K	2535.128	3972.000	0.K
2	2582.268	3574.800	0.K	2552.284	3972.000	0.K
3	2529.870	3574.800	0.K	2488.549	3972.000	0.K
4	2490.071	3574.800	0.K	2440.440	3972.000	0.K
5	2423.169	3574.800	0.K	3156.458	3972.000	0.K
6	2477.205	3574.800	0.K	2429.841	3972.000	0.K
7	2524.082	3574.800	0.K	2493.728	3972.000	0.K
8	2584.103	3574.800	0.K	2574.479	3972.000	0.K
9	2662.018	3574.800	0.K	2700.847	3972.000	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1257.143	7944.000	0.K	824.311	7944.000	0.K
2	1255.639	7944.000	0.K	824.937	7944.000	0.K
3	1254.511	7944.000	0.K	825.313	7944.000	0.K
4	1253.634	7944.000	0.K	825.376	7944.000	0.K
5	1253.008	8341.200	0.K	1641.610	8341.200	0.K
6	1252.757	7944.000	0.K	825.251	7944.000	0.K
7	1252.820	7944.000	0.K	825.063	7944.000	0.K
8	1253.133	7944.000	0.K	824.561	7944.000	0.K
9	1254.762	7944.000	0.K	823.684	7944.000	0.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1283.113 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$\begin{aligned} \delta &= \alpha \times \Delta T \times L \\ &= 0.000010 \times 25.0 \times 75.1 \\ &= 0.018781 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= kh \times \delta : kh \text{ 탄성받침의 전단탄성계수, } \delta \text{ 상부구조의 신축량} \\ &= 2396.500 \times 0.018781 \\ &= 45.010 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$Hx1 = 45.010 / 1.15 = 39.139 \text{ kN}$$

$$Hx2 = 250.800 / 1.33 = 188.571 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 188.571 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$H_{y1} = 0 \text{ kN}$: 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

$H_{y2} = 164.450 / 1.33 = 123.647 \text{ kN}$

☞ 수평력은 H_{y1} , H_{y2} 중 큰 값인 123.647 kN 를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$b_{1x} = 610.000 \text{ mm} \quad b_{1y} = 410.000 \text{ mm}$$

$$b_{2x} = 793.000 \text{ mm} \quad b_{2y} = 1158.700 \text{ mm}$$

$$bcx = 2 \times b_{2x} = 1586.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1x} = 3050.000 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b_{2y} = 2317.400 \text{ mm} > 5 \times b_{1y} = 2050.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} As_{x1} &= 1/4 \times (1 - b_{1x}/bcx) \times P/f_{sa} \\ &= 1/4 \times (1 - 610.000/1586.000) \times 1283.113 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 1316.013 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{y1} &= 1/4 \times (1 - b_{1y}/bcy) \times P/f_{sa} \\ &= 1/4 \times (1 - 410.000/2050.000) \times 1283.113 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 1710.817 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned} As_{x2} &= H_x/f_{sa} \\ &= 188.571 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 1257.143 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{y2} &= H_y/f_{sa} \\ &= 123.647 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 824.311 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

$$B_{xo} = b_{1x} + b_{2y} = 610.000 + 1158.700 = 1768.700 \text{ mm}$$

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 793.000 mm 가 $B_{xo}/2 = 884.350 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보정필요

$$B_{xo} = b_{2x} + (b_{1x} + b_{2y})/2 = 793.000 + (610.000 + 1158.700)/2 = 1677.350 \text{ mm}$$

- 교축방향 철근보강 범위

$$B_{yo} = b_{1y} + b_{2x} = 410.000 + 793.000 = 1203.000 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

$$As_y = As_{y1} + As_{y2} = 1710.817 + 824.311 = 2535.128 \text{ mm}^2$$

$$B_{xo} = 1677.350 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } D16 - 20 \text{ EA}$$

$$As = 198.600 \times 20 = 3972.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

- 교축방향

$$As_x = As_{x1} + As_{x2} = 1316.013 + 1257.143 = 2573.156 \text{ mm}^2$$

$$B_{yo} = 1203.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } D16 - 18 \text{ EA}$$

$$As = 198.600 \times 18 = 3574.800 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

$$As2 = Hy/fsa = 123.647 \times 10^3 / 150.000 = 824.311 \text{ mm}^2$$

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 18 EA

$$As = 198.600 \times 22 + 198.600 \times 18 = 7944.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

② 교축방향

$$As1 = Hx/fsa = 188.571 \times 10^3 / 150.000 = 1257.143 \text{ mm}^2$$

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 18 EA

$$As = 198.600 \times 22 + 198.600 \times 18 = 7944.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	부식두께 (mm)	길이 (m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	7.700

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 $E = 205000.0 \text{ MPa}$

말뚝의 단면2차모멘트 $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 \text{ m}^4$

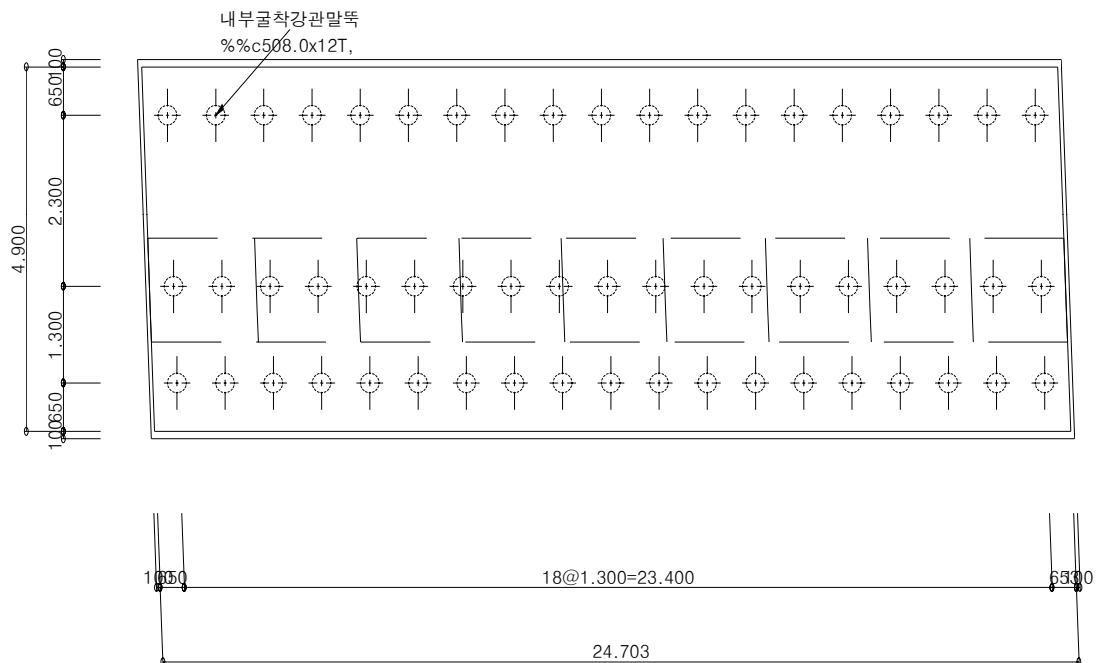
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 15$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 30$

말뚝 선단의 근입깊이 $D_f = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용 하중	COMBO 1	15917.773	4848.557	1814.626	사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	15473.119	4311.316	417.774	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	15473.119	6186.817	12920.055	사중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)
	COMBO 4	26244.245	5253.636	7059.702	사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 5	23035.696	4716.396	4883.567	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+9)
	COMBO 6	23035.696	8068.395	25615.694	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+9)
계수 하중	COMBO 1	22143.070	8242.546	4915.762	사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	21187.064	7329.237	2881.441	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	15473.119	6186.817	12920.055	사중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)
	COMBO 4	37916.794	8769.150	12436.708	사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 5	31018.413	7855.841	8685.156	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 6	23035.696	8068.395	25615.694	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+9)

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$A_p = \pi/4 \times (0.504^2 - 0.484^2) = 0.0155 \text{ m}^2 ; \text{ 말뚝의 순단면적}$$

$$a = 0.013 \times (L/D) + 0.53 = 0.729$$

$$K_v = a \times A_p \times E_p / L = 301048.627 \text{ kN/m} ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

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

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

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 15 = 15000 \text{ kN/m}^2$$

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.504	2.184	33883.48
2.184	2.506	19552.32
2.506	2.538	18569.99
2.538	2.541	18480.47
2.541	2.541	18472.09
2.541	2.541	18471.31
2.541	2.541	18471.24

$$K_h = 18471.23 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.393 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.393 \times 7.7000 = 3.030 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.504	1.836	67766.97
1.836	2.073	41730.13
2.073	2.097	39875.76
2.097	2.099	39706.19
2.099	2.099	39690.34
2.099	2.099	39688.85
2.099	2.099	39688.71

$$K_h = 39688.70 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.476 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.476 \times 7.7000 = 3.668 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	23659.354	41988.577	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	30064.185	44069.178	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	30064.185	44069.178	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	76405.738	92505.750	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	1348583.2	2393348.9
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-1713658.5	-2511943.1
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	17159771.7	17159771.7
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	42373554.7	43291255.4
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	0.0038474	0.0009276	0.0001984	COMBO 1	0.0065985	0.0012904	0.0003829
COMBO 2	0.0033833	0.0009017	0.0001467	COMBO 2	0.0058203	0.0012347	0.0003034
COMBO 3	0.0030862	0.0009017	0.0004775	COMBO 3	0.0030862	0.0009017	0.0004775
COMBO 4	0.0043299	0.0015294	0.0003417	COMBO 4	0.0072479	0.0022096	0.0005866
COMBO 5	0.0038411	0.0013424	0.0002706	COMBO 5	0.0064154	0.0018076	0.0004644
COMBO 6	0.0042511	0.0013424	0.0008384	COMBO 6	0.0042511	0.0013424	0.0008384

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.330 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos \theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin \theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin \theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos \theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0038474	0.0012517	0.0001984	376.825	85.062	-100.509
	2	0.0038474	0.0009938	0.0001984	299.171	85.062	-100.509
	3	0.0038474	0.0005374	0.0001984	161.781	85.062	-100.509
COMBO 2	1	0.0033833	0.0011413	0.0001467	343.586	75.637	-90.509
	2	0.0033833	0.0009506	0.0001467	286.178	75.637	-90.509
	3	0.0033833	0.0006132	0.0001467	184.611	75.637	-90.509
COMBO 3	1	0.0030862	0.0016817	0.0004775	506.260	108.541	-91.832
	2	0.0030862	0.0010609	0.0004775	319.377	108.541	-91.832
	3	0.0030862	-0.0000374	0.0004775	-11.262	108.541	-91.832
COMBO 4	1	0.0043299	0.0020875	0.0003417	628.451	92.169	-104.066
	2	0.0043299	0.0016433	0.0003417	494.716	92.169	-104.066
	3	0.0043299	0.0008574	0.0003417	258.109	92.169	-104.066
COMBO 5	1	0.0038411	0.0017844	0.0002706	537.189	82.744	-94.806
	2	0.0038411	0.0014326	0.0002706	431.289	82.744	-94.806
	3	0.0038411	0.0008103	0.0002706	243.927	82.744	-94.806
COMBO 6	1	0.0042511	0.0027118	0.0008384	816.373	141.551	-109.788
	2	0.0042511	0.0016219	0.0008384	488.265	141.551	-109.788
	3	0.0042511	-0.0003064	0.0008384	-92.234	141.551	-109.788

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0065985	0.0019158	0.0003829	576.735	144.606	-169.126
	2	0.0065985	0.0014180	0.0003829	426.895	144.606	-169.126
	3	0.0065985	0.0005374	0.0003829	161.795	144.606	-169.126
COMBO 2	1	0.0058203	0.0017302	0.0003034	520.880	128.583	-151.802
	2	0.0058203	0.0013358	0.0003034	402.147	128.583	-151.802
	3	0.0058203	0.0006380	0.0003034	192.081	128.583	-151.802
COMBO 3	1	0.0030862	0.0016817	0.0004775	506.260	108.541	-91.832
	2	0.0030862	0.0010609	0.0004775	319.377	108.541	-91.832
	3	0.0030862	-0.0000374	0.0004775	-11.262	108.541	-91.832
COMBO 4	1	0.0072479	0.0031678	0.0005866	953.655	153.845	-173.082
	2	0.0072479	0.0024052	0.0005866	724.074	153.845	-173.082
	3	0.0072479	0.0010559	0.0005866	317.892	153.845	-173.082
COMBO 5	1	0.0064154	0.0025662	0.0004644	772.542	137.822	-157.390
	2	0.0064154	0.0019624	0.0004644	590.787	137.822	-157.390
	3	0.0064154	0.0008943	0.0004644	269.220	137.822	-157.390
COMBO 6	1	0.0042511	0.0027118	0.0008384	816.373	141.551	-109.788
	2	0.0042511	0.0016219	0.0008384	488.265	141.551	-109.788
	3	0.0042511	-0.0003064	0.0008384	-92.234	141.551	-109.788

▣ 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	1.633	0	376.825	85.062	-100.509	19
	2	0.333	0	299.171	85.062	-100.509	19
	3	-1.967	0	161.781	85.062	-100.509	19
	계			15917.773	4848.557	1814.626	57
COMBO 2	1	1.633	0	343.586	75.637	-90.509	19
	2	0.333	0	286.178	75.637	-90.509	19
	3	-1.967	0	184.611	75.637	-90.509	19
	계			15473.119	4311.316	417.774	57
COMBO 3	1	1.633	0	506.260	108.541	-91.832	19
	2	0.333	0	319.377	108.541	-91.832	19
	3	-1.967	0	-11.262	108.541	-91.832	19
	계			15473.119	6186.817	12920.055	57
COMBO 4	1	1.633	0	628.451	92.169	-104.066	19
	2	0.333	0	494.716	92.169	-104.066	19
	3	-1.967	0	258.109	92.169	-104.066	19
	계			26244.245	5253.636	7059.702	57
COMBO 5	1	1.633	0	537.189	82.744	-94.806	19
	2	0.333	0	431.289	82.744	-94.806	19
	3	-1.967	0	243.927	82.744	-94.806	19
	계			23035.696	4716.396	4883.567	57
COMBO 6	1	1.633	0	816.373	141.551	-109.788	19
	2	0.333	0	488.265	141.551	-109.788	19
	3	-1.967	0	-92.234	141.551	-109.788	19
	계			23035.696	8068.395	25615.694	57

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.633	0	576.735	144.606	-169.126	19
	2	0.333	0	426.895	144.606	-169.126	19
	3	-1.967	0	161.795	144.606	-169.126	19
	계			22143.070	8242.546	4915.762	57
COMBO 2	1	1.633	0	520.880	128.583	-151.802	19
	2	0.333	0	402.147	128.583	-151.802	19
	3	-1.967	0	192.081	128.583	-151.802	19
	계			21187.064	7329.237	2881.441	57
COMBO 3	1	1.633	0	506.260	108.541	-91.832	19
	2	0.333	0	319.377	108.541	-91.832	19
	3	-1.967	0	-11.262	108.541	-91.832	19
	계			15473.119	6186.817	12920.055	57
COMBO 4	1	1.633	0	953.655	153.845	-173.082	19
	2	0.333	0	724.074	153.845	-173.082	19
	3	-1.967	0	317.892	153.845	-173.082	19
	계			37916.794	8769.150	12436.708	57
COMBO 5	1	1.633	0	772.542	137.822	-157.390	19
	2	0.333	0	590.787	137.822	-157.390	19
	3	-1.967	0	269.220	137.822	-157.390	19
	계			31018.413	7855.841	8685.156	57
COMBO 6	1	1.633	0	816.373	141.551	-109.788	19
	2	0.333	0	488.265	141.551	-109.788	19
	3	-1.967	0	-92.234	141.551	-109.788	19
	계			23035.696	8068.395	25615.694	57

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

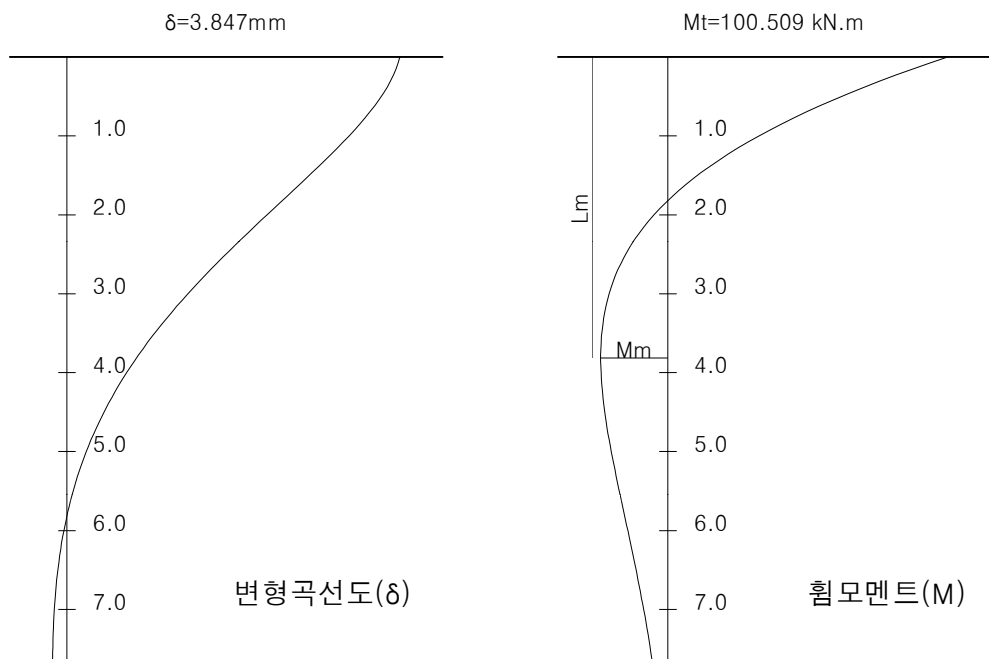
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -24.158 kN.m, 3.814 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.847 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.847 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	100.509	-85.062	3.847	
0.513	61.496	-67.114	3.628	
1.027	31.348	-50.656	3.239	
1.540	9.129	-36.290	2.764	
2.053	-6.314	-24.279	2.262	
2.567	-16.204	-14.641	1.777	
3.080	-21.727	-7.229	1.334	
3.593	-23.965	-1.799	0.949	
4.107	-23.862	1.946	0.629	
4.620	-22.202	4.317	0.374	
5.133	-19.614	5.612	0.178	
5.647	-16.578	6.103	0.036	
6.160	-13.445	6.023	-0.062	
6.673	-10.458	5.569	-0.123	
7.187	-7.766	4.894	-0.155	
7.700	-5.450	4.117	-0.167	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

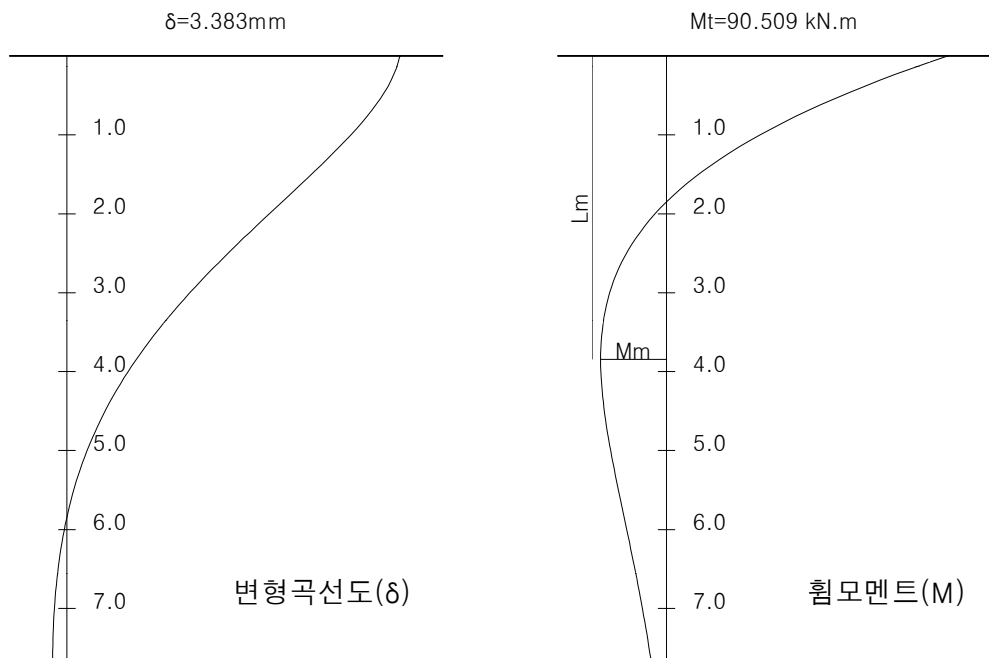
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.214 kN.m, 3.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.383 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.383 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	90.509	-75.637	3.383	
0.513	55.778	-59.824	3.202	
1.027	28.871	-45.278	2.867	
1.540	8.981	-32.547	2.453	
2.053	-4.898	-21.877	2.012	
2.567	-13.838	-13.294	1.584	
3.080	-18.884	-6.678	1.193	
3.593	-20.994	-1.815	0.852	
4.107	-21.003	1.553	0.567	
4.620	-19.608	3.698	0.340	
5.133	-17.370	4.884	0.165	
5.647	-14.718	5.350	0.037	
6.160	-11.965	5.304	-0.050	
6.673	-9.330	4.920	-0.106	
7.187	-6.948	4.335	-0.135	
7.700	-4.895	3.656	-0.146	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

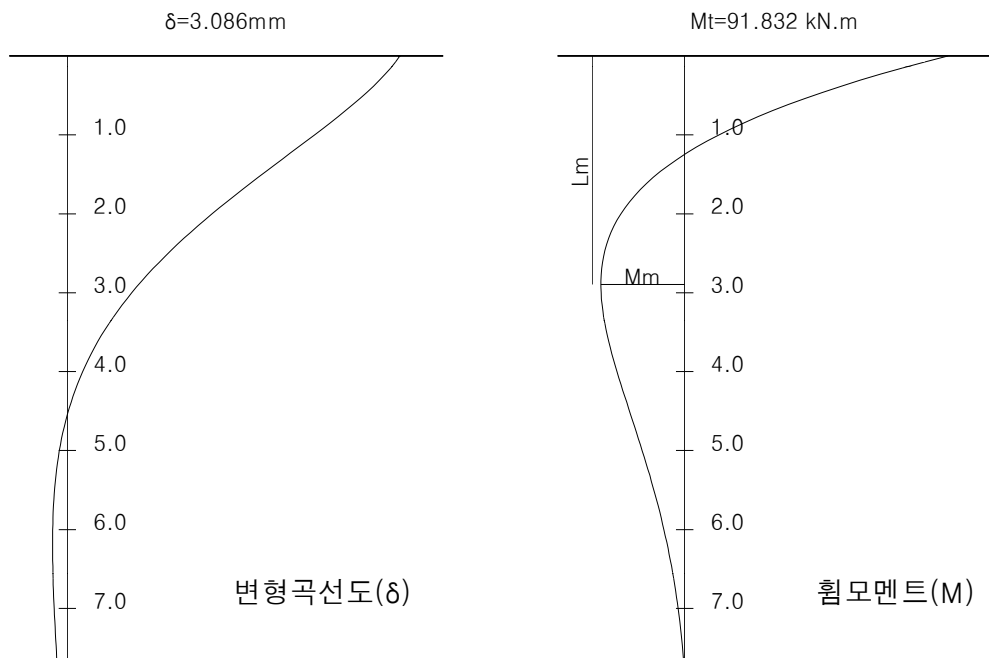
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.214 kN.m, 2.895 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.086 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.086 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	91.832	-108.541	3.086	
0.513	43.985	-78.475	2.740	
1.027	10.526	-52.689	2.271	
1.540	-10.976	-31.943	1.771	
2.053	-23.133	-16.230	1.298	
2.567	-28.420	-5.075	0.887	
3.080	-29.001	2.240	0.551	
3.593	-26.640	6.516	0.294	
4.107	-22.698	8.528	0.109	
4.620	-18.154	8.962	-0.015	
5.133	-13.668	8.389	-0.089	
5.647	-9.637	7.252	-0.127	
6.160	-6.263	5.876	-0.138	
6.673	-3.607	4.482	-0.132	
7.187	-1.641	3.207	-0.116	
7.700	-0.281	2.125	-0.095	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+3+5+7+8+9+10)

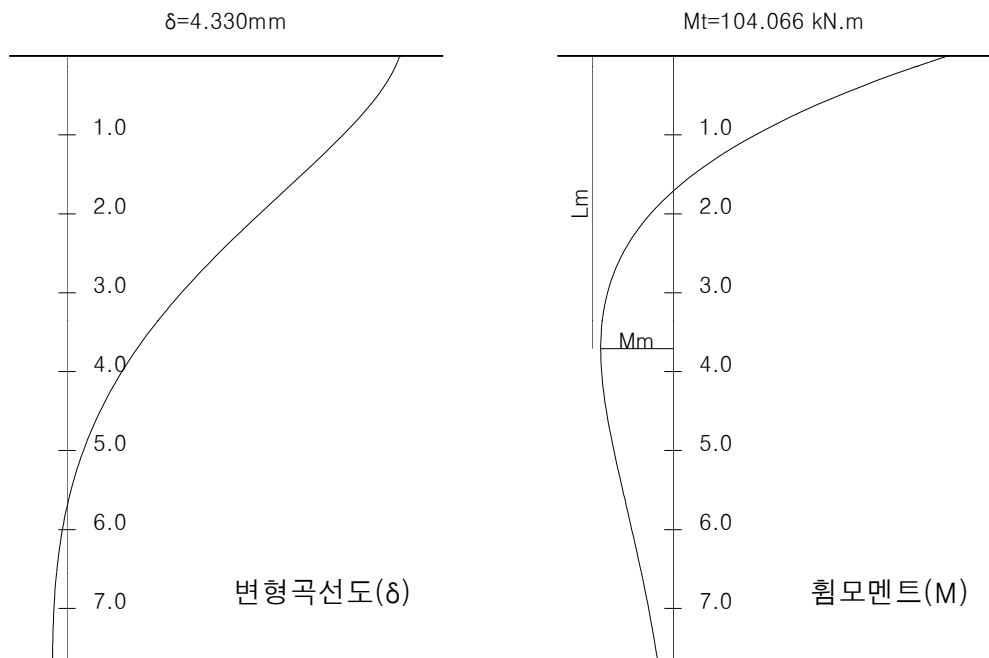
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -27.374 kN.m, 3.710 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.330 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.330 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	104.066	-92.169	4.330	
0.513	61.965	-72.097	4.033	
1.027	29.725	-53.888	3.567	
1.540	6.217	-38.138	3.017	
2.053	-9.892	-25.080	2.449	
2.567	-19.989	-14.689	1.907	
3.080	-25.397	-6.772	1.417	
3.593	-27.314	-1.035	0.996	
4.107	-26.773	2.865	0.648	
4.620	-24.627	5.278	0.373	
5.133	-21.552	6.537	0.164	
5.647	-18.062	6.941	0.014	
6.160	-14.528	6.749	-0.087	
6.673	-11.199	6.170	-0.149	
7.187	-8.230	5.372	-0.180	
7.700	-5.699	4.482	-0.189	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

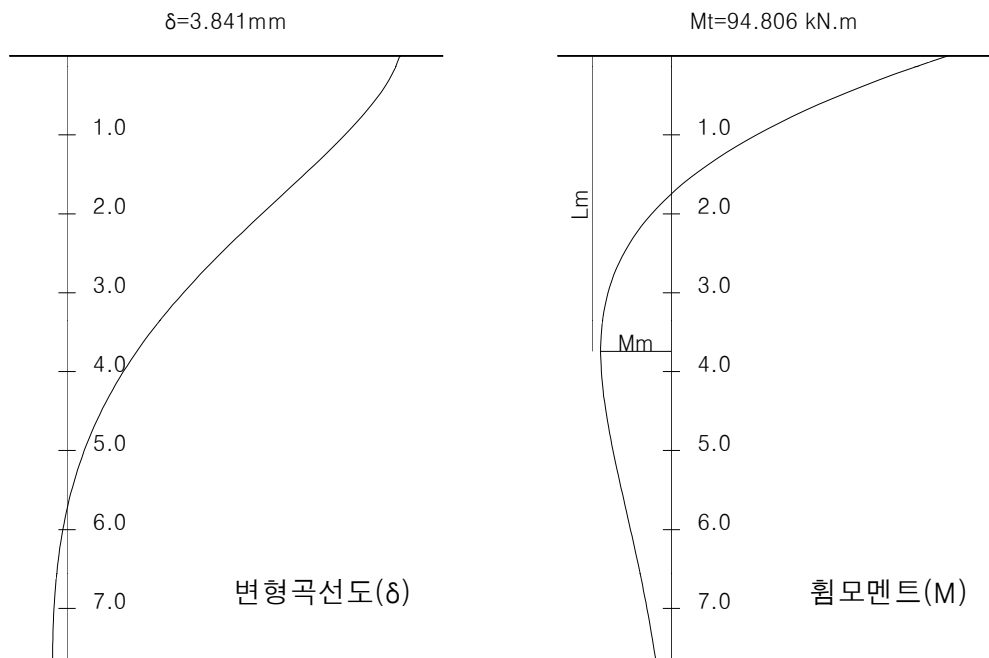
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -24.224 kN.m, 3.743 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.841 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.841 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	94.806	-82.744	3.841	
0.513	56.961	-64.902	3.592	
1.027	27.896	-48.663	3.186	
1.540	6.631	-34.576	2.702	
2.053	-8.010	-22.865	2.199	
2.567	-17.251	-13.522	1.717	
3.080	-22.270	-6.382	1.280	
3.593	-24.137	-1.190	0.903	
4.107	-23.774	2.356	0.592	
4.620	-21.946	4.567	0.344	
5.133	-19.263	5.738	0.156	
5.647	-16.187	6.138	0.020	
6.160	-13.054	5.995	-0.073	
6.673	-10.092	5.500	-0.129	
7.187	-7.441	4.803	-0.159	
7.700	-5.175	4.018	-0.167	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

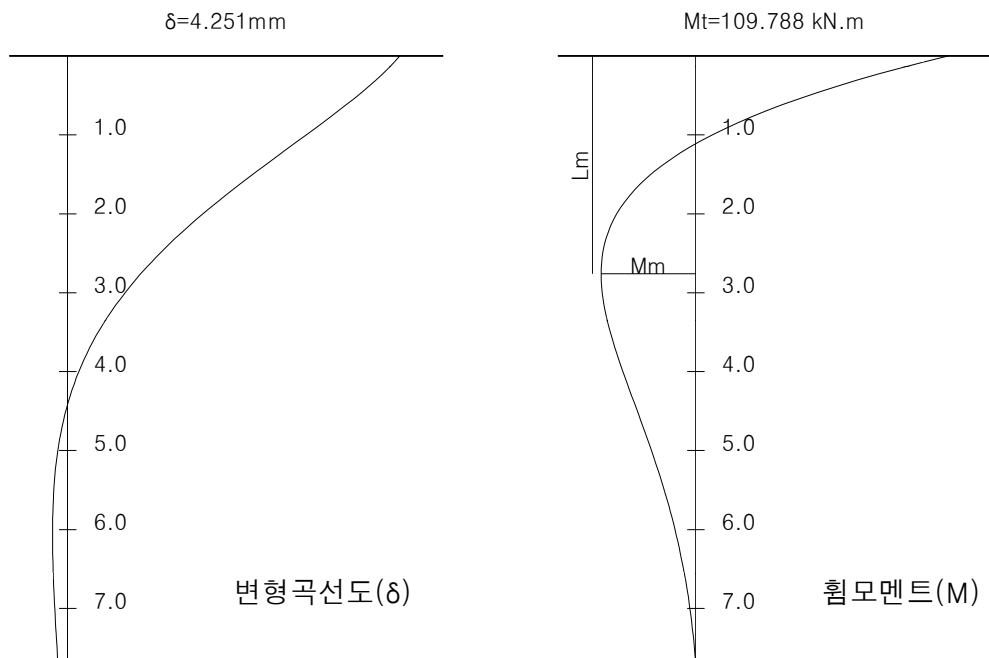
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -41.202 kN.m, 2.761 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.251 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.251 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	109.788	-141.551	4.251	
0.513	47.894	-100.540	3.702	
1.027	5.456	-65.976	3.019	
1.540	-21.078	-38.603	2.317	
2.053	-35.373	-18.202	1.670	
2.567	-40.826	-3.989	1.116	
3.080	-40.345	5.101	0.673	
3.593	-36.272	10.196	0.337	
4.107	-30.377	12.366	0.100	
4.620	-23.917	12.538	-0.054	
5.133	-17.716	11.469	-0.144	
5.647	-12.254	9.740	-0.186	
6.160	-7.758	7.767	-0.194	
6.673	-4.274	5.830	-0.181	
7.187	-1.737	4.096	-0.156	
7.700	-0.019	2.649	-0.126	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

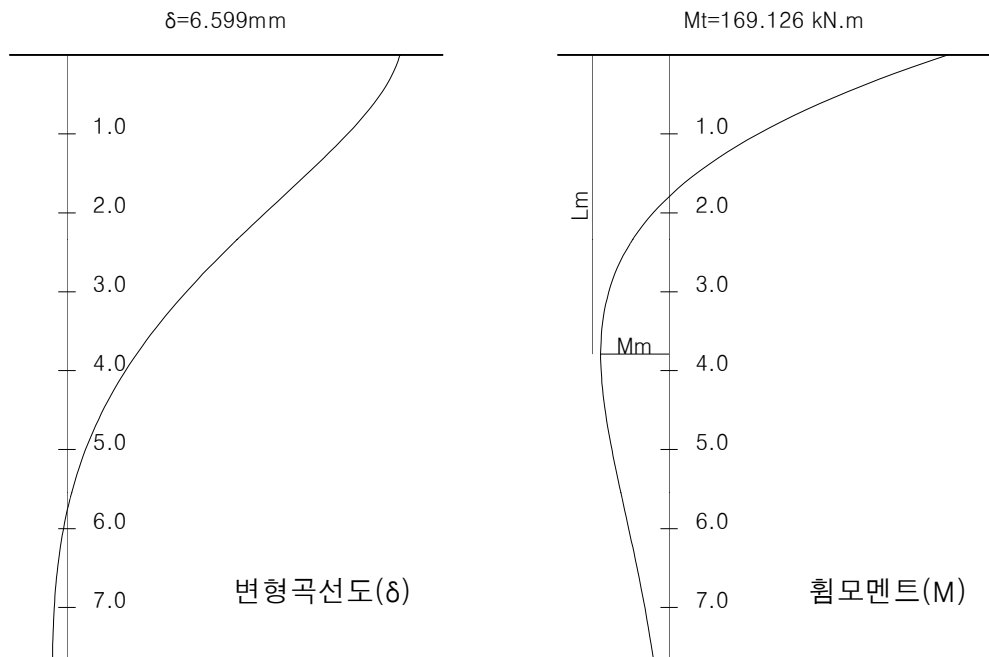
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -41.487 kN.m, 3.790 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.599 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.599 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	169.126	-144.606	6.599	
0.513	102.865	-113.869	6.204	
1.027	51.767	-85.756	5.527	
1.540	14.199	-61.267	4.707	
2.053	-11.830	-40.833	3.845	
2.567	-28.420	-24.467	3.014	
3.080	-37.602	-11.908	2.257	
3.593	-41.225	-2.730	1.602	
4.107	-40.895	3.580	1.058	
4.620	-37.949	7.555	0.624	
5.133	-33.451	9.705	0.292	
5.647	-28.218	10.493	0.052	
6.160	-22.843	10.320	-0.113	
6.673	-17.731	9.516	-0.215	
7.187	-13.135	8.345	-0.269	
7.700	-9.192	7.007	-0.287	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

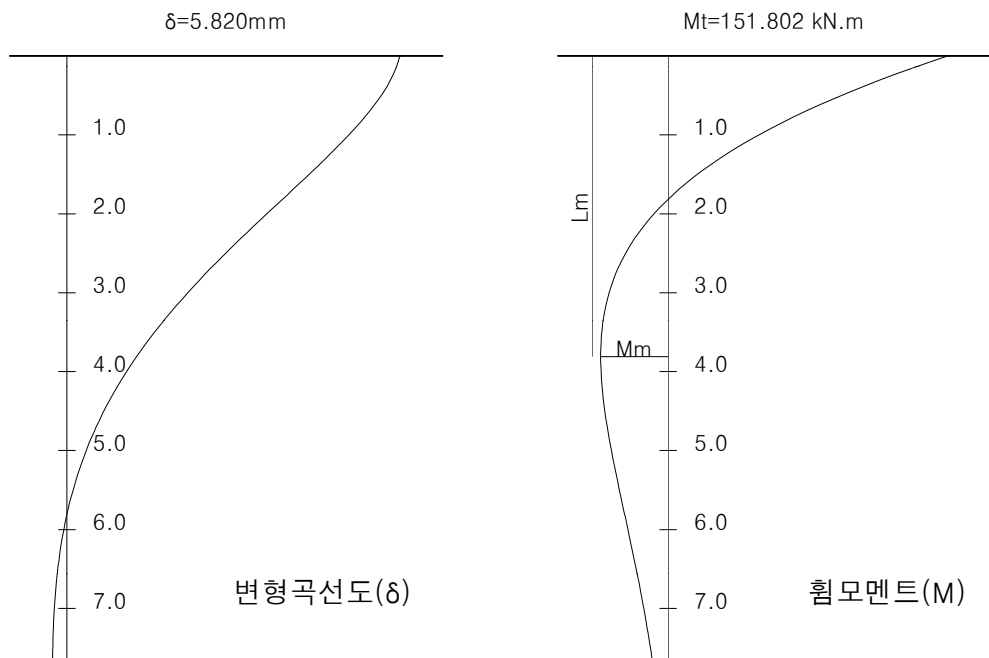
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.550 kN.m, 3.812 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.820 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.820 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	151.802	-128.583	5.820	
0.513	92.833	-101.435	5.487	
1.027	47.272	-76.546	4.898	
1.540	13.700	-54.825	4.179	
2.053	-9.627	-36.667	3.420	
2.567	-24.560	-22.099	2.685	
3.080	-32.893	-10.899	2.015	
3.593	-36.263	-2.695	1.434	
4.107	-36.096	2.963	0.950	
4.620	-33.577	6.542	0.564	
5.133	-29.657	8.496	0.268	
5.647	-25.062	9.234	0.053	
6.160	-20.323	9.111	-0.094	
6.673	-15.805	8.422	-0.186	
7.187	-11.734	7.400	-0.235	
7.700	-8.233	6.224	-0.252	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

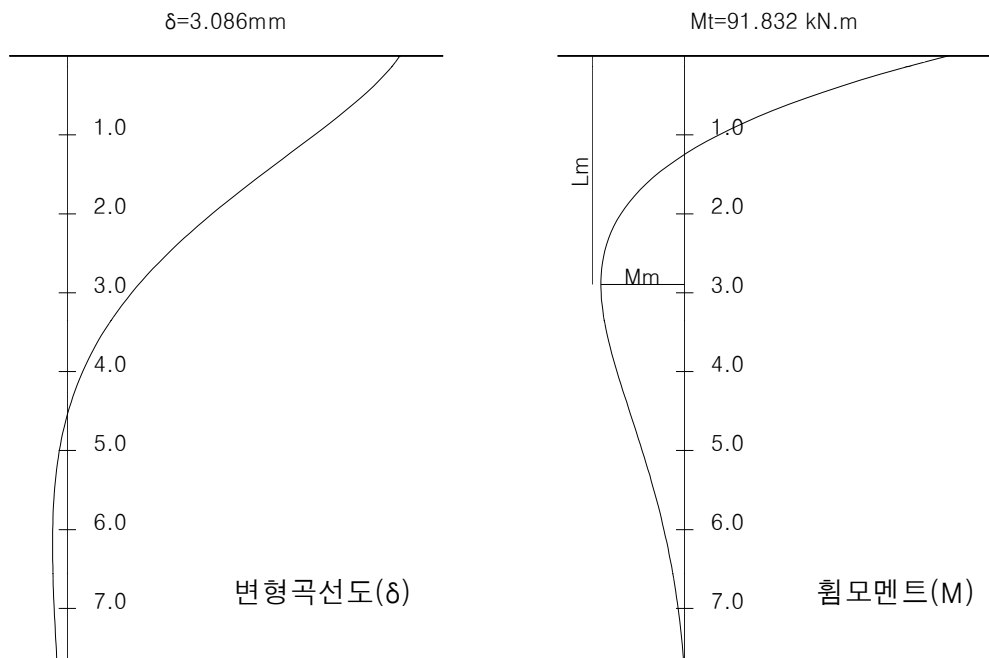
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.214 kN.m, 2.895 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.086 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.086 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	91.832	-108.541	3.086	
0.513	43.985	-78.475	2.740	
1.027	10.526	-52.689	2.271	
1.540	-10.976	-31.943	1.771	
2.053	-23.133	-16.230	1.298	
2.567	-28.420	-5.075	0.887	
3.080	-29.001	2.240	0.551	
3.593	-26.640	6.516	0.294	
4.107	-22.698	8.528	0.109	
4.620	-18.154	8.962	-0.015	
5.133	-13.668	8.389	-0.089	
5.647	-9.637	7.252	-0.127	
6.160	-6.263	5.876	-0.138	
6.673	-3.607	4.482	-0.132	
7.187	-1.641	3.207	-0.116	
7.700	-0.281	2.125	-0.095	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

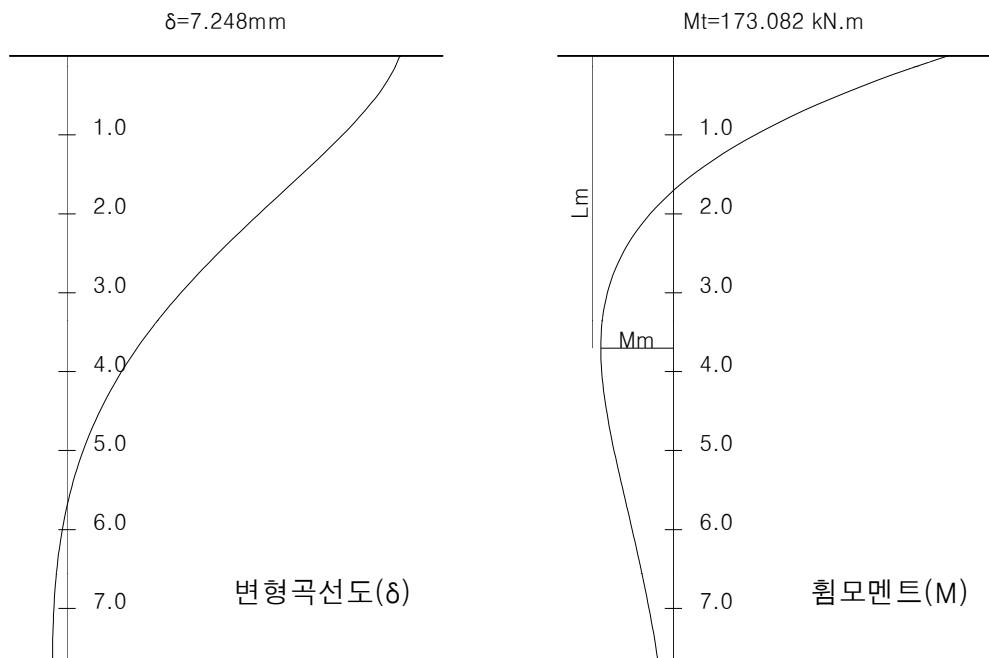
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.851 kN.m, 3.702 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.248 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.248 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	173.082	-153.845	7.248	
0.513	102.831	-120.261	6.746	
1.027	49.071	-89.820	5.961	
1.540	9.906	-63.507	5.039	
2.053	-16.903	-41.704	4.088	
2.567	-33.676	-24.367	3.180	
3.080	-42.629	-11.167	2.362	
3.593	-45.764	-1.609	1.658	
4.107	-44.807	4.879	1.078	
4.620	-41.180	8.886	0.619	
5.133	-36.012	10.969	0.271	
5.647	-30.161	11.628	0.020	
6.160	-24.244	11.293	-0.148	
6.673	-18.677	10.316	-0.251	
7.187	-13.714	8.976	-0.303	
7.700	-9.487	7.483	-0.317	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

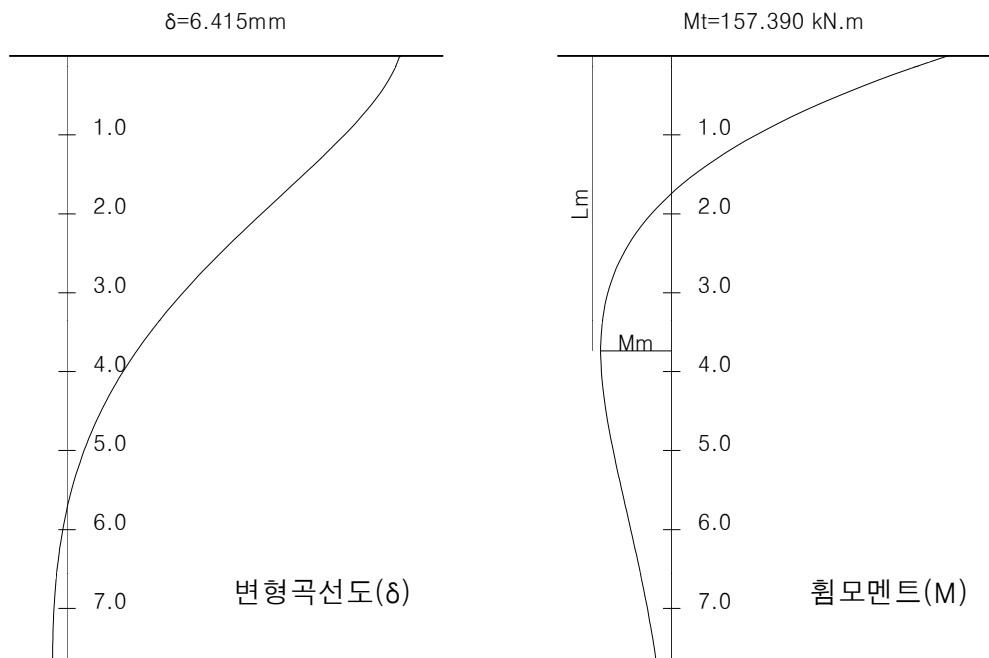
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.480 kN.m, 3.735 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.415 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.415 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	157.390	-137.822	6.415	
0.513	94.373	-108.037	5.994	
1.027	46.006	-80.947	5.312	
1.540	10.647	-57.463	4.503	
2.053	-13.671	-37.953	3.663	
2.567	-28.996	-22.396	2.858	
3.080	-37.295	-10.516	2.129	
3.593	-40.349	-1.883	1.501	
4.107	-39.697	4.006	0.982	
4.620	-36.616	7.671	0.569	
5.133	-32.117	9.607	0.256	
5.647	-26.972	10.259	0.030	
6.160	-21.739	10.010	-0.123	
6.673	-16.795	9.176	-0.217	
7.187	-12.375	8.008	-0.265	
7.700	-8.598	6.694	-0.280	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

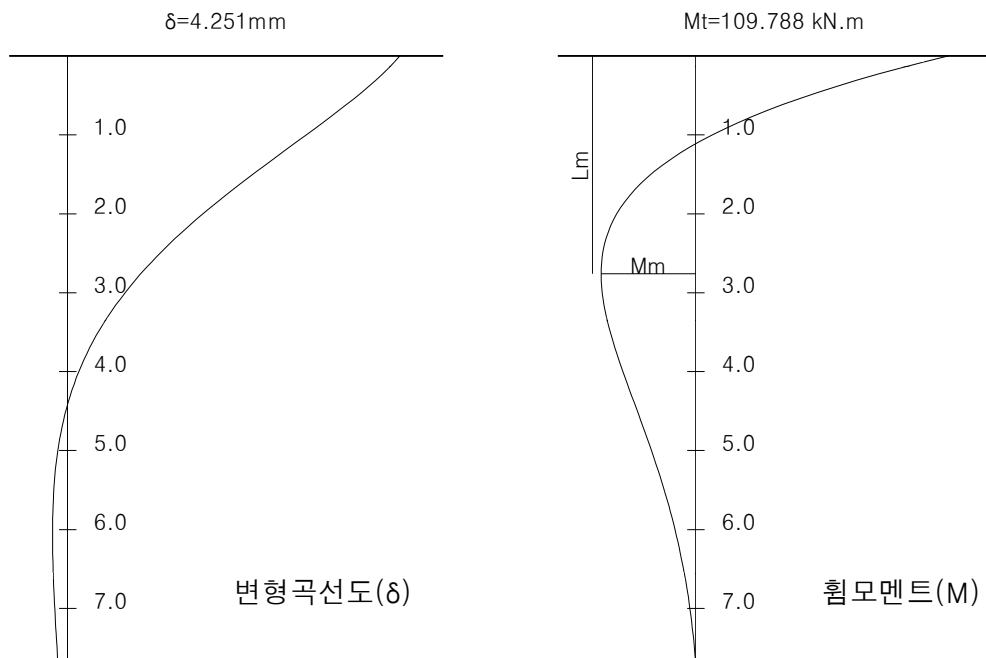
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -41.202 kN.m, 2.761 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.251 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.251 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	109.788	-141.551	4.251	
0.513	47.894	-100.540	3.702	
1.027	5.456	-65.976	3.019	
1.540	-21.078	-38.603	2.317	
2.053	-35.373	-18.202	1.670	
2.567	-40.826	-3.989	1.116	
3.080	-40.345	5.101	0.673	
3.593	-36.272	10.196	0.337	
4.107	-30.377	12.366	0.100	
4.620	-23.917	12.538	-0.054	
5.133	-17.716	11.469	-0.144	
5.647	-12.254	9.740	-0.186	
6.160	-7.758	7.767	-0.194	
6.673	-4.274	5.830	-0.181	
7.187	-1.737	4.096	-0.156	
7.700	-0.019	2.649	-0.126	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	11829.677	20994.288	$2EI \beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	674291.6	1196674.4
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
A_{xa}, A_{ax}	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0	0.0
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	17159771.7	17159771.7
A_{ya}, A_{ay}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
A_{aa}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	38018427.6	38018427.6
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	0.0071906	0.0009276	0.0000477	COMBO 1	0.0122240	0.0012904	0.0001293
COMBO 2	0.0063938	0.0009017	0.0000110	COMBO 2	0.0108695	0.0012347	0.0000758
COMBO 3	0.0051700	0.0009017	0.0003398	COMBO 3	0.0051700	0.0009017	0.0003398
COMBO 4	0.0077913	0.0015294	0.0001857	COMBO 4	0.0130050	0.0022096	0.0003271
COMBO 5	0.0069946	0.0013424	0.0001285	COMBO 5	0.0116505	0.0018076	0.0002284
COMBO 6	0.0067423	0.0013424	0.0006738	COMBO 6	0.0067423	0.0013424	0.0006738

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.791 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	0.0071906	0.0010056	0.0000477	302.729	85.062	0.000
	2	0.0071906	0.0009435	0.0000477	284.049	85.062	0.000
	3	0.0071906	0.0008338	0.0000477	251.000	85.062	0.000
COMBO 2	1	0.0063938	0.0009197	0.0000110	276.862	75.637	0.000
	2	0.0063938	0.0009054	0.0000110	272.561	75.637	0.000
	3	0.0063938	0.0008801	0.0000110	264.952	75.637	0.000
COMBO 3	1	0.0051700	0.0014568	0.0003398	438.560	108.541	0.000
	2	0.0051700	0.0010150	0.0003398	305.561	108.541	0.000
	3	0.0051700	0.0002334	0.0003398	70.254	108.541	0.000
COMBO 4	1	0.0077913	0.0018327	0.0001857	551.732	92.169	0.000
	2	0.0077913	0.0015913	0.0001857	479.059	92.169	0.000
	3	0.0077913	0.0011642	0.0001857	350.484	92.169	0.000
COMBO 5	1	0.0069946	0.0015522	0.0001285	467.297	82.744	0.000
	2	0.0069946	0.0013852	0.0001285	417.025	82.744	0.000
	3	0.0069946	0.0010898	0.0001285	328.083	82.744	0.000
COMBO 6	1	0.0067423	0.0024429	0.0006738	735.437	141.551	0.000
	2	0.0067423	0.0015670	0.0006738	471.748	141.551	0.000
	3	0.0067423	0.0000173	0.0006738	5.221	141.551	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0122240	0.0015016	0.0001293	452.053	144.606	0.000
	2	0.0122240	0.0013335	0.0001293	401.450	144.606	0.000
	3	0.0122240	0.0010361	0.0001293	311.922	144.606	0.000
COMBO 2	1	0.0108695	0.0013585	0.0000758	408.970	128.583	0.000
	2	0.0108695	0.0012600	0.0000758	379.308	128.583	0.000
	3	0.0108695	0.0010856	0.0000758	326.830	128.583	0.000
COMBO 3	1	0.0051700	0.0014568	0.0003398	438.560	108.541	0.000
	2	0.0051700	0.0010150	0.0003398	305.561	108.541	0.000
	3	0.0051700	0.0002334	0.0003398	70.254	108.541	0.000
COMBO 4	1	0.0130050	0.0027439	0.0003271	826.058	153.845	0.000
	2	0.0130050	0.0023187	0.0003271	698.034	153.845	0.000
	3	0.0130050	0.0015663	0.0003271	471.530	153.845	0.000
COMBO 5	1	0.0116505	0.0021808	0.0002284	656.512	137.822	0.000
	2	0.0116505	0.0018838	0.0002284	567.107	137.822	0.000
	3	0.0116505	0.0013583	0.0002284	408.928	137.822	0.000
COMBO 6	1	0.0067423	0.0024429	0.0006738	735.437	141.551	0.000
	2	0.0067423	0.0015670	0.0006738	471.748	141.551	0.000
	3	0.0067423	0.0000173	0.0006738	5.221	141.551	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	1.633	0	302.729	85.062	0.000	19
	2	0.333	0	284.049	85.062	0.000	19
	3	-1.967	0	251.000	85.062	0.000	19
	계			15917.773	4848.557	0.000	57
COMBO 2	1	1.633	0	276.862	75.637	0.000	19
	2	0.333	0	272.561	75.637	0.000	19
	3	-1.967	0	264.952	75.637	0.000	19
	계			15473.119	4311.316	0.000	57
COMBO 3	1	1.633	0	438.560	108.541	0.000	19
	2	0.333	0	305.561	108.541	0.000	19
	3	-1.967	0	70.254	108.541	0.000	19
	계			15473.119	6186.817	0.000	57
COMBO 4	1	1.633	0	551.732	92.169	0.000	19
	2	0.333	0	479.059	92.169	0.000	19
	3	-1.967	0	350.484	92.169	0.000	19
	계			26244.245	5253.636	0.000	57
COMBO 5	1	1.633	0	467.297	82.744	0.000	19
	2	0.333	0	417.025	82.744	0.000	19
	3	-1.967	0	328.083	82.744	0.000	19
	계			23035.696	4716.396	0.000	57
COMBO 6	1	1.633	0	735.437	141.551	0.000	19
	2	0.333	0	471.748	141.551	0.000	19
	3	-1.967	0	5.221	141.551	0.000	19
	계			23035.696	8068.395	0.000	57

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.633	0	452.053	144.606	0.000	19
	2	0.333	0	401.450	144.606	0.000	19
	3	-1.967	0	311.922	144.606	0.000	19
	계			22143.070	8242.546	0.000	57
COMBO 2	1	1.633	0	408.970	128.583	0.000	19
	2	0.333	0	379.308	128.583	0.000	19
	3	-1.967	0	326.830	128.583	0.000	19
	계			21187.064	7329.237	0.000	57
COMBO 3	1	1.633	0	438.560	108.541	0.000	19
	2	0.333	0	305.561	108.541	0.000	19
	3	-1.967	0	70.254	108.541	0.000	19
	계			15473.119	6186.817	0.000	57
COMBO 4	1	1.633	0	826.058	153.845	0.000	19
	2	0.333	0	698.034	153.845	0.000	19
	3	-1.967	0	471.530	153.845	0.000	19
	계			37916.794	8769.150	0.000	57
COMBO 5	1	1.633	0	656.512	137.822	0.000	19
	2	0.333	0	567.107	137.822	0.000	19
	3	-1.967	0	408.928	137.822	0.000	19
	계			31018.413	7855.841	0.000	57
COMBO 6	1	1.633	0	735.437	141.551	0.000	19
	2	0.333	0	471.748	141.551	0.000	19
	3	-1.967	0	5.221	141.551	0.000	19
	계			23035.696	8068.395	0.000	57

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

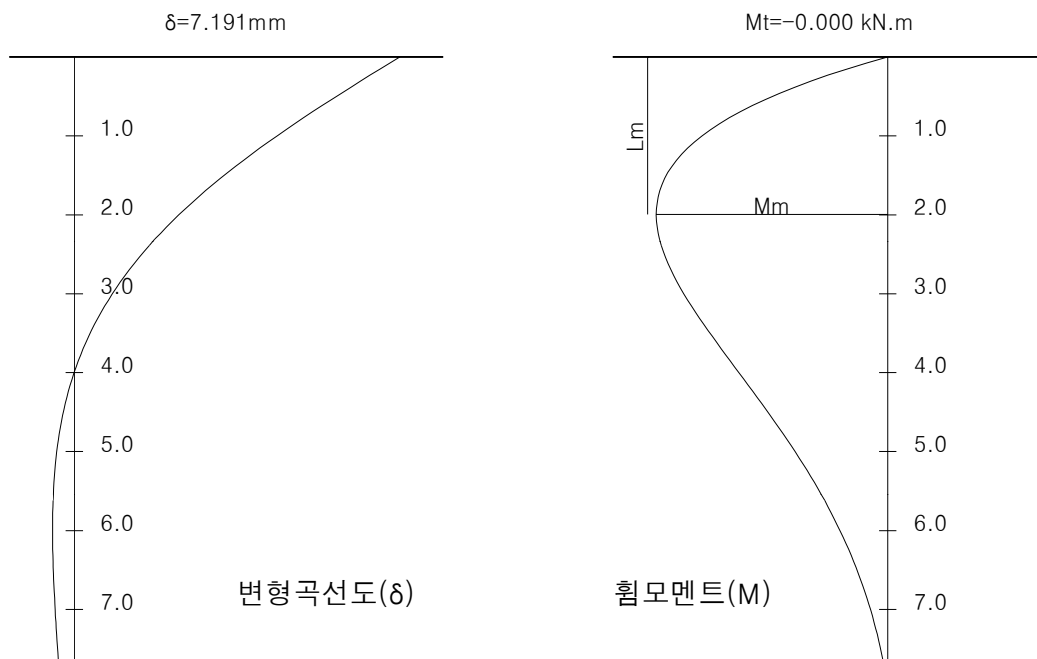
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -69.696 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.191 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.191 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-85.062	7.191	
0.513	-35.437	-54.148	5.756	
1.027	-56.734	-29.898	4.414	
1.540	-67.171	-11.713	3.224	
2.053	-69.661	1.209	2.215	
2.567	-66.678	9.756	1.393	
3.080	-60.241	14.812	0.752	
3.593	-51.927	17.200	0.273	
4.107	-42.914	17.648	-0.064	
4.620	-34.035	16.770	-0.286	
5.133	-25.837	15.066	-0.414	
5.647	-18.642	12.924	-0.472	
6.160	-12.594	10.632	-0.480	
6.673	-7.717	8.392	-0.453	
7.187	-3.946	6.338	-0.405	
7.700	-1.165	4.544	-0.345	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

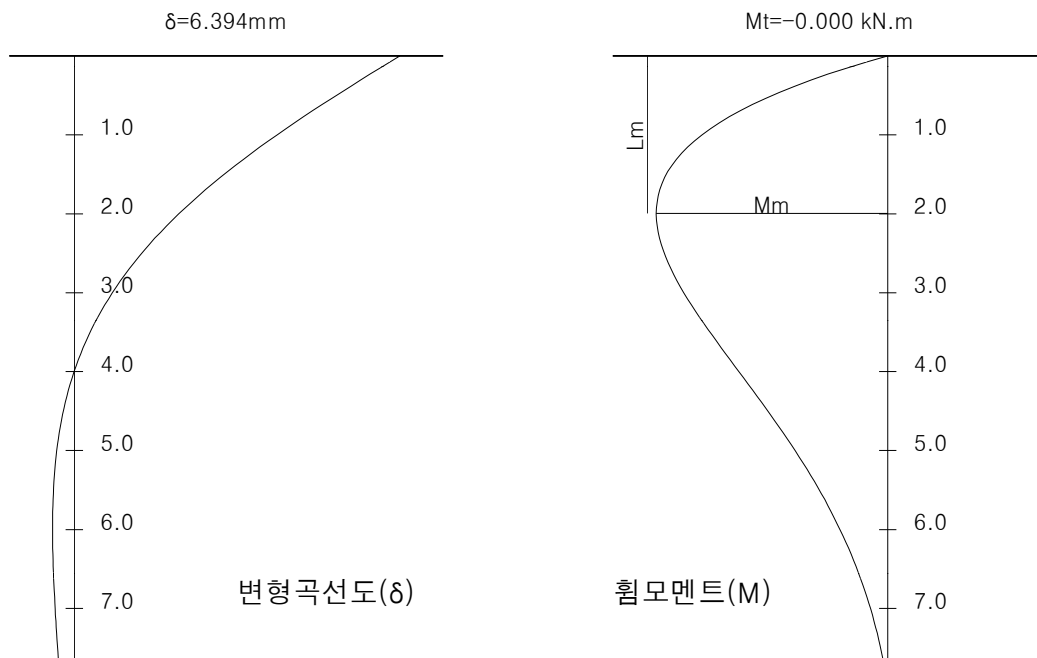
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -61.973 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.394 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.394 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-75.637	6.394	
0.513	-31.511	-48.148	5.118	
1.027	-50.448	-26.585	3.925	
1.540	-59.728	-10.415	2.867	
2.053	-61.942	1.075	1.969	
2.567	-59.290	8.675	1.239	
3.080	-53.566	13.171	0.668	
3.593	-46.173	15.294	0.243	
4.107	-38.159	15.692	-0.057	
4.620	-30.264	14.912	-0.254	
5.133	-22.975	13.397	-0.368	
5.647	-16.576	11.492	-0.420	
6.160	-11.199	9.454	-0.427	
6.673	-6.862	7.463	-0.403	
7.187	-3.509	5.636	-0.360	
7.700	-1.036	4.040	-0.307	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

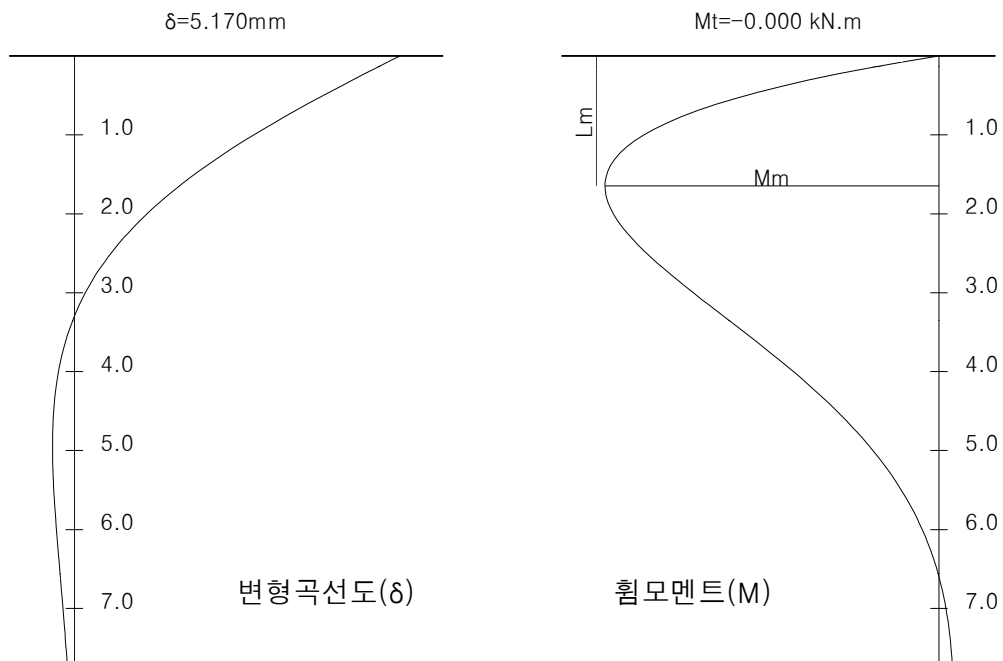
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -73.454 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.170 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.170 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-108.541	5.170	
0.513	-43.196	-61.886	3.928	
1.027	-65.638	-27.482	2.798	
1.540	-73.251	-3.813	1.844	
2.053	-71.058	11.058	1.086	
2.567	-63.058	19.141	0.519	
3.080	-52.247	22.305	0.123	
3.593	-40.724	22.155	-0.131	
4.107	-29.844	19.989	-0.275	
4.620	-20.377	16.788	-0.337	
5.133	-12.664	13.253	-0.344	
5.647	-6.749	9.844	-0.316	
6.160	-2.489	6.832	-0.269	
6.673	0.356	4.345	-0.215	
7.187	2.067	2.413	-0.162	
7.700	2.923	1.002	-0.114	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+3+5+7+8+9+10)

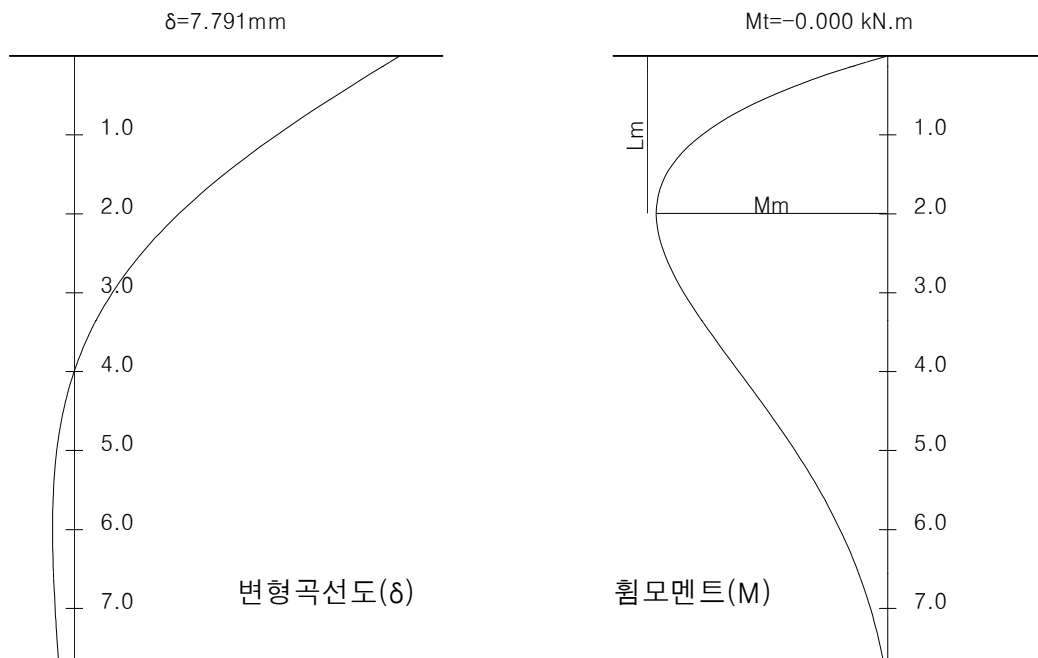
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -75.518 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.791 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.791 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-92.169	7.791	
0.513	-38.398	-58.672	6.237	
1.027	-61.474	-32.395	4.783	
1.540	-72.783	-12.692	3.494	
2.053	-75.481	1.310	2.400	
2.567	-72.249	10.571	1.510	
3.080	-65.274	16.050	0.814	
3.593	-56.266	18.637	0.296	
4.107	-46.499	19.122	-0.070	
4.620	-36.878	18.171	-0.309	
5.133	-27.996	16.325	-0.449	
5.647	-20.199	14.003	-0.512	
6.160	-13.647	11.520	-0.520	
6.673	-8.362	9.094	-0.491	
7.187	-4.276	6.867	-0.438	
7.700	-1.263	4.923	-0.374	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

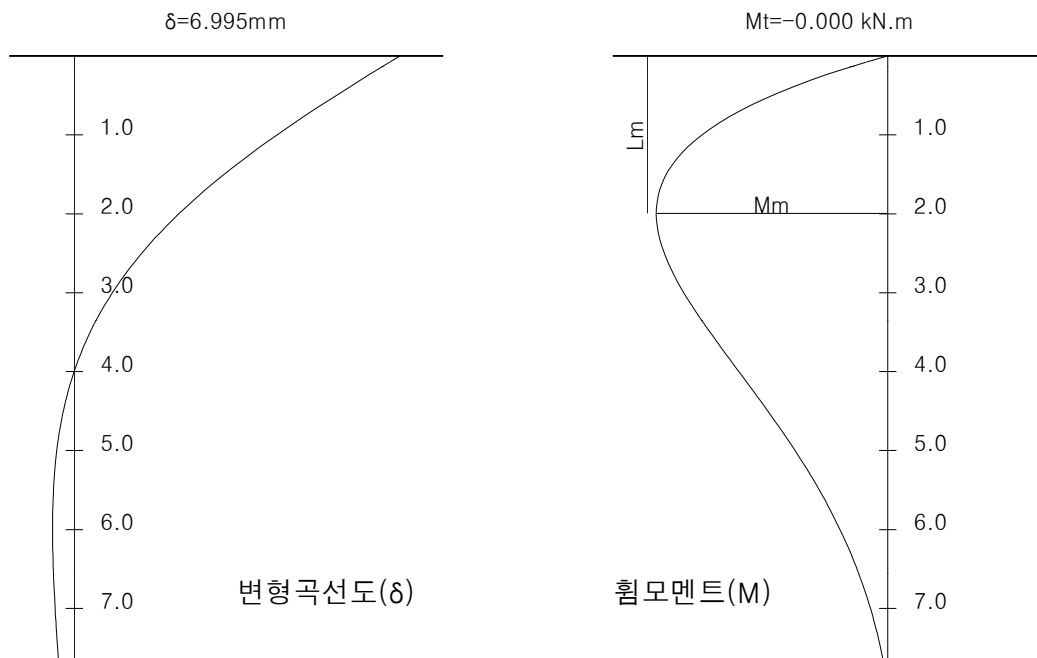
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -67.796 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.995 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.995 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-82.744	6.995	
0.513	-34.471	-52.672	5.599	
1.027	-55.188	-29.083	4.294	
1.540	-65.340	-11.394	3.137	
2.053	-67.762	1.176	2.154	
2.567	-64.861	9.490	1.355	
3.080	-58.599	14.408	0.731	
3.593	-50.512	16.731	0.266	
4.107	-41.744	17.167	-0.063	
4.620	-33.107	16.313	-0.278	
5.133	-25.133	14.655	-0.403	
5.647	-18.134	12.571	-0.460	
6.160	-12.251	10.342	-0.467	
6.673	-7.507	8.164	-0.440	
7.187	-3.839	6.165	-0.393	
7.700	-1.134	4.420	-0.336	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

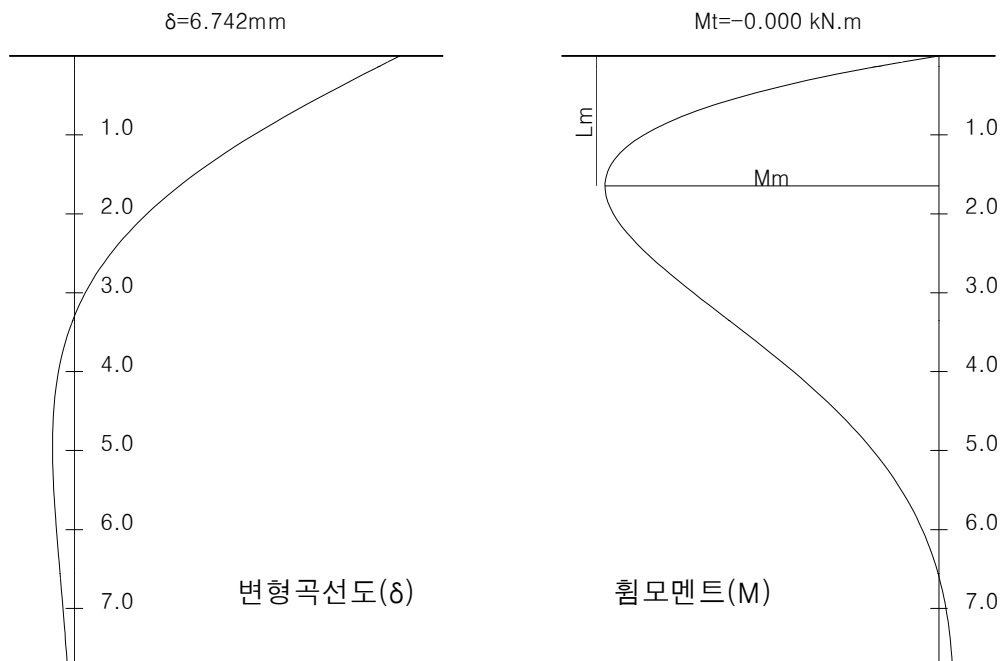
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -95.794 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.742 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.742 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-141.551	6.742	
0.513	-56.334	-80.707	5.123	
1.027	-85.600	-35.840	3.650	
1.540	-95.528	-4.972	2.405	
2.053	-92.669	14.421	1.416	
2.567	-82.236	24.962	0.677	
3.080	-68.136	29.088	0.161	
3.593	-53.109	28.893	-0.171	
4.107	-38.920	26.068	-0.358	
4.620	-26.575	21.894	-0.440	
5.133	-16.516	17.283	-0.448	
5.647	-8.801	12.838	-0.412	
6.160	-3.246	8.910	-0.351	
6.673	0.464	5.666	-0.280	
7.187	2.696	3.147	-0.211	
7.700	3.812	1.307	-0.149	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

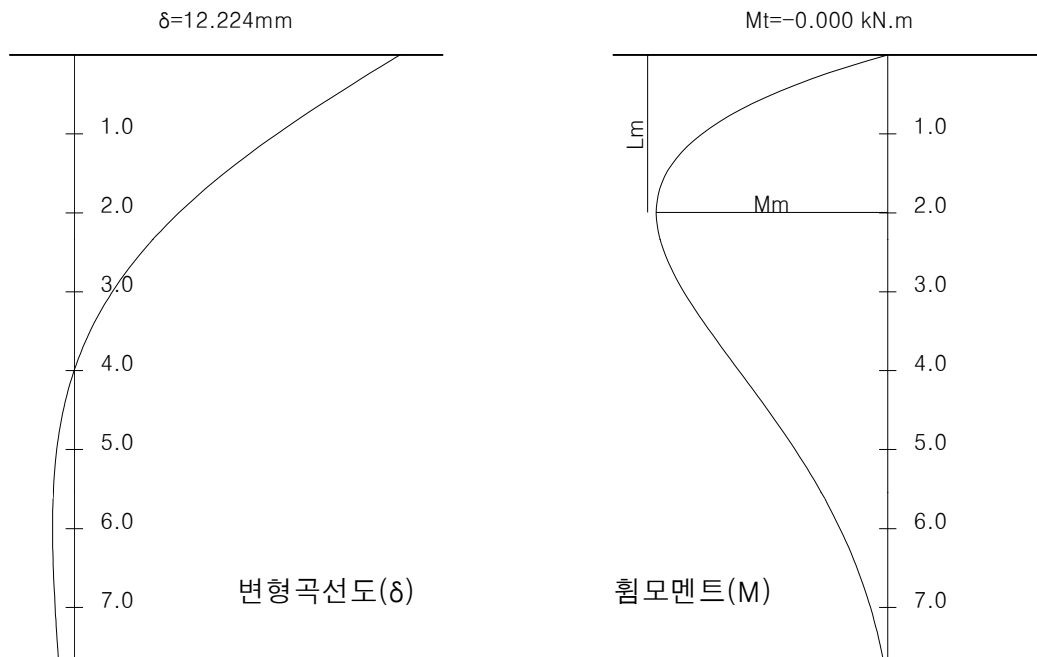
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -118.482 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.224 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.224 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-144.606	12.224	
0.513	-60.243	-92.052	9.785	
1.027	-96.448	-50.826	7.505	
1.540	-114.191	-19.912	5.481	
2.053	-118.423	2.055	3.765	
2.567	-113.353	16.585	2.368	
3.080	-102.410	25.180	1.278	
3.593	-88.276	29.240	0.464	
4.107	-72.954	30.001	-0.110	
4.620	-57.859	28.509	-0.485	
5.133	-43.924	25.612	-0.704	
5.647	-31.691	21.970	-0.803	
6.160	-21.410	18.074	-0.816	
6.673	-13.119	14.267	-0.770	
7.187	-6.709	10.774	-0.688	
7.700	-1.981	7.724	-0.587	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

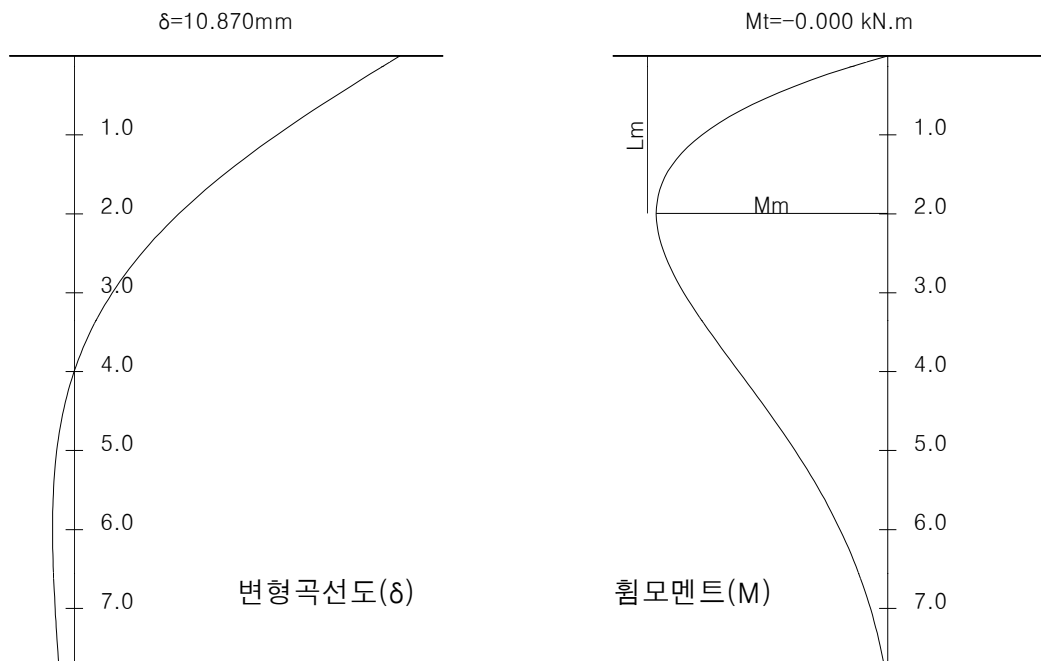
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -105.354 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.870 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.870 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-128.583	10.870	
0.513	-53.568	-81.852	8.701	
1.027	-85.762	-45.194	6.673	
1.540	-101.538	-17.706	4.874	
2.053	-105.301	1.828	3.348	
2.567	-100.793	14.748	2.106	
3.080	-91.063	22.390	1.136	
3.593	-78.495	26.000	0.413	
4.107	-64.870	26.677	-0.097	
4.620	-51.448	25.350	-0.432	
5.133	-39.057	22.774	-0.626	
5.647	-28.179	19.536	-0.714	
6.160	-19.038	16.071	-0.725	
6.673	-11.665	12.686	-0.684	
7.187	-5.965	9.581	-0.611	
7.700	-1.762	6.868	-0.522	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

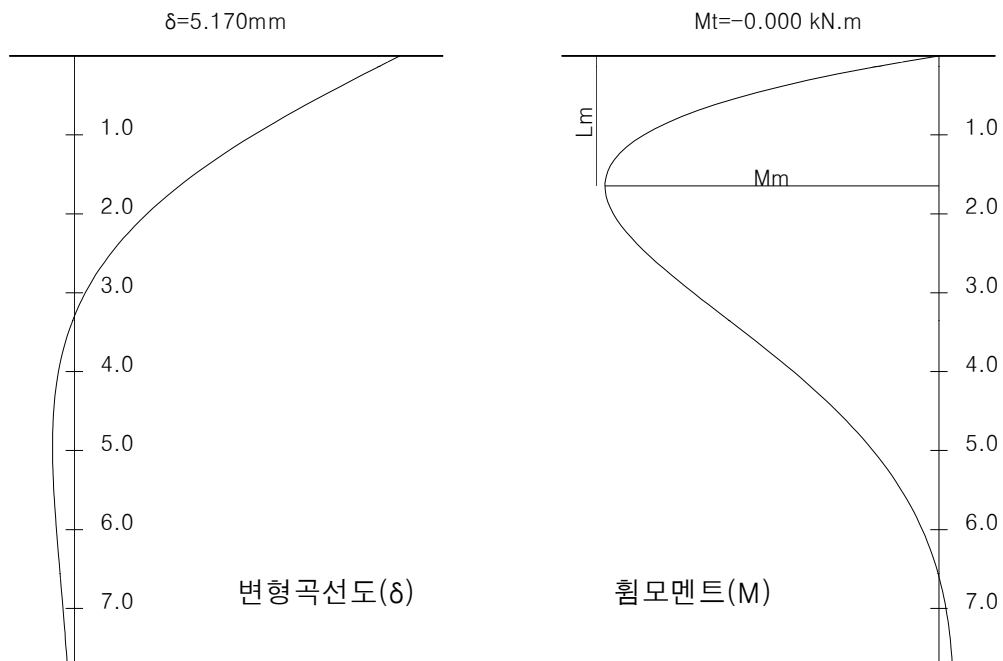
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -73.454 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.170 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.170 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-108.541	5.170	
0.513	-43.196	-61.886	3.928	
1.027	-65.638	-27.482	2.798	
1.540	-73.251	-3.813	1.844	
2.053	-71.058	11.058	1.086	
2.567	-63.058	19.141	0.519	
3.080	-52.247	22.305	0.123	
3.593	-40.724	22.155	-0.131	
4.107	-29.844	19.989	-0.275	
4.620	-20.377	16.788	-0.337	
5.133	-12.664	13.253	-0.344	
5.647	-6.749	9.844	-0.316	
6.160	-2.489	6.832	-0.269	
6.673	0.356	4.345	-0.215	
7.187	2.067	2.413	-0.162	
7.700	2.923	1.002	-0.114	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

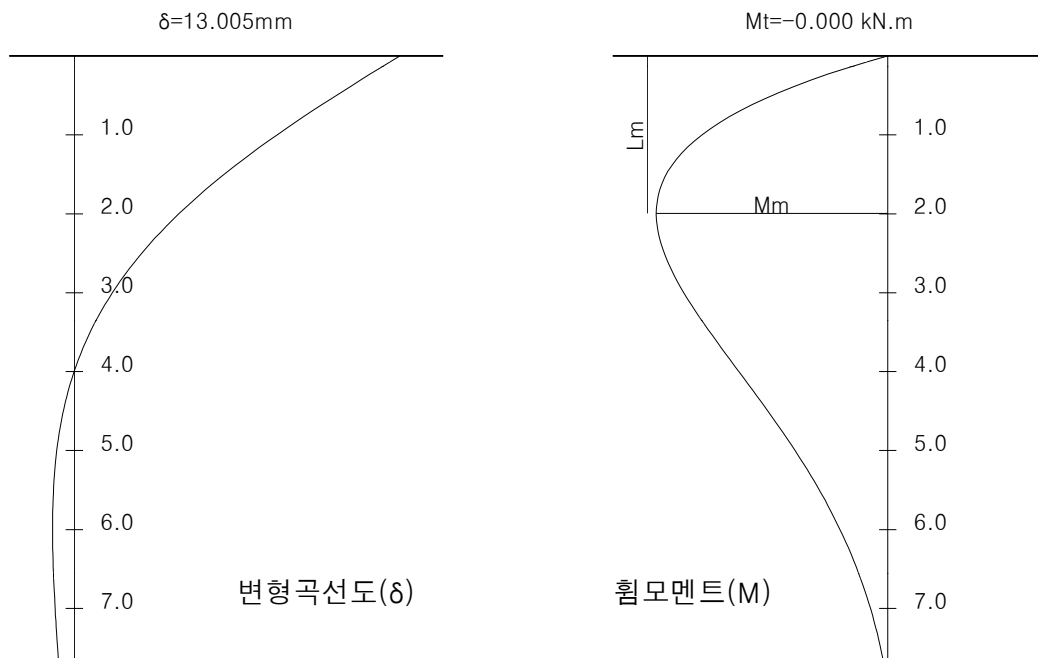
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -126.052 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.005 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.005 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-153.845	13.005	
0.513	-64.092	-97.933	10.410	
1.027	-102.610	-54.073	7.984	
1.540	-121.486	-21.184	5.832	
2.053	-125.989	2.187	4.006	
2.567	-120.595	17.645	2.520	
3.080	-108.953	26.789	1.359	
3.593	-93.916	31.108	0.494	
4.107	-77.615	31.918	-0.117	
4.620	-61.556	30.331	-0.516	
5.133	-46.730	27.248	-0.749	
5.647	-33.715	23.374	-0.854	
6.160	-22.778	19.228	-0.868	
6.673	-13.957	15.179	-0.819	
7.187	-7.137	11.463	-0.732	
7.700	-2.108	8.218	-0.625	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

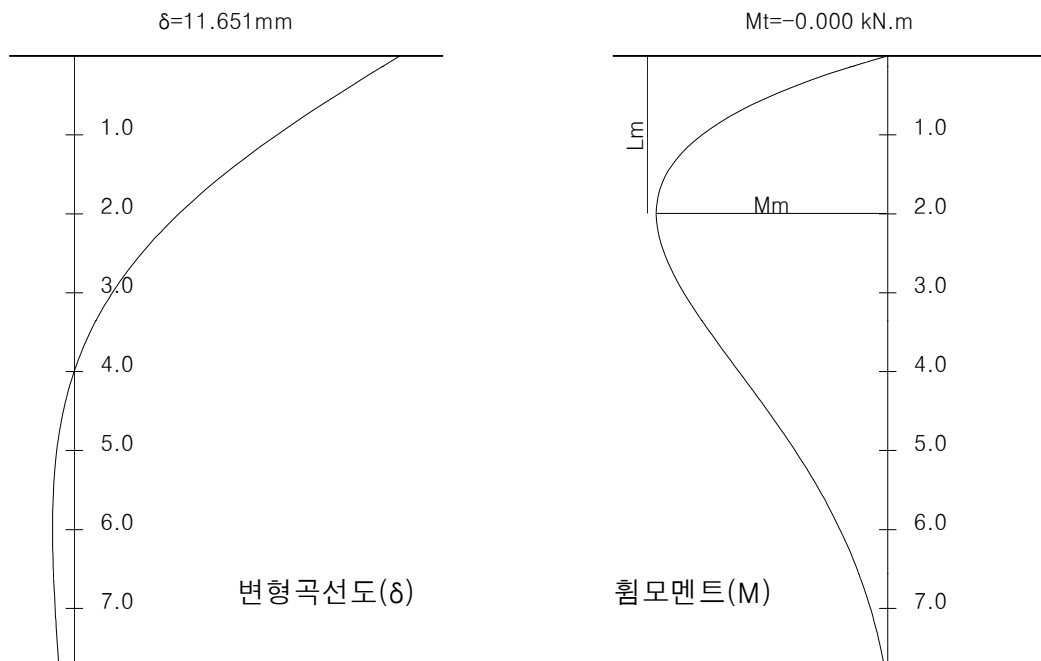
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -112.924 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.651 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.651 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-137.822	11.651	
0.513	-57.417	-87.733	9.326	
1.027	-91.923	-48.441	7.152	
1.540	-108.833	-18.978	5.224	
2.053	-112.867	1.959	3.589	
2.567	-108.035	15.807	2.257	
3.080	-97.606	23.999	1.218	
3.593	-84.135	27.868	0.443	
4.107	-69.531	28.594	-0.104	
4.620	-55.145	27.172	-0.463	
5.133	-41.863	24.410	-0.671	
5.647	-30.204	20.939	-0.765	
6.160	-20.406	17.226	-0.777	
6.673	-12.504	13.598	-0.734	
7.187	-6.394	10.269	-0.655	
7.700	-1.888	7.362	-0.559	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

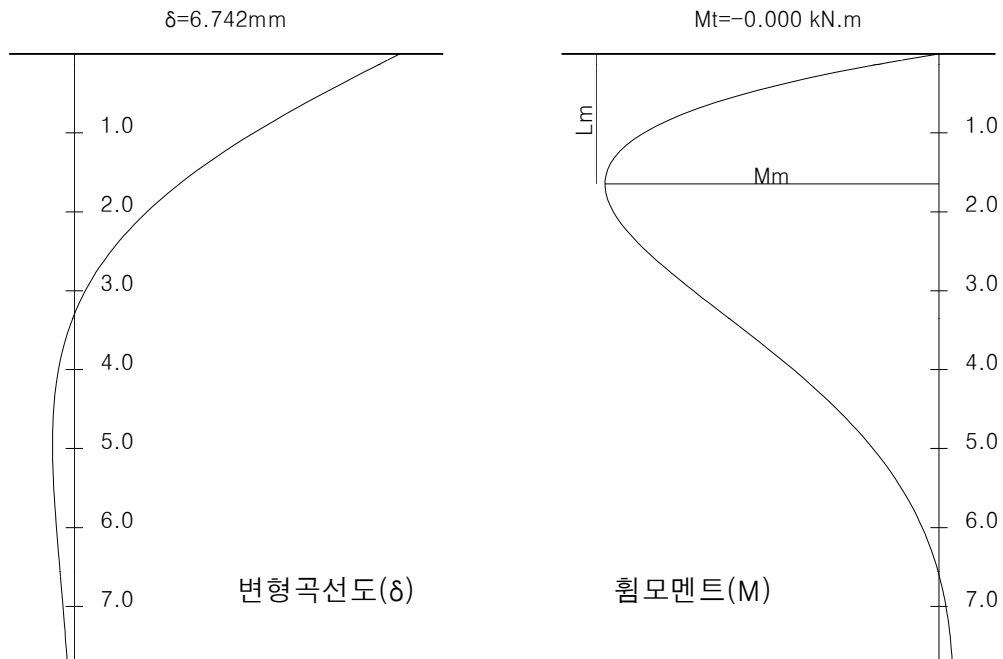
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -95.794 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.742 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.742 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-141.551	6.742	
0.513	-56.334	-80.707	5.123	
1.027	-85.600	-35.840	3.650	
1.540	-95.528	-4.972	2.405	
2.053	-92.669	14.421	1.416	
2.567	-82.236	24.962	0.677	
3.080	-68.136	29.088	0.161	
3.593	-53.109	28.893	-0.171	
4.107	-38.920	26.068	-0.358	
4.620	-26.575	21.894	-0.440	
5.133	-16.516	17.283	-0.448	
5.647	-8.801	12.838	-0.412	
6.160	-3.246	8.910	-0.351	
6.673	0.464	5.666	-0.280	
7.187	2.696	3.147	-0.211	
7.700	3.812	1.307	-0.149	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 738.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1107.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 7.7913 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 6.7423 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 267.200 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 400.800 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	376.825	161.781	738.000	267.200	0.K
	HINGE	302.729	251.000	738.000	267.200	0.K
COMBO 2	FIX	343.586	184.611	738.000	267.200	0.K
	HINGE	276.862	264.952	738.000	267.200	0.K
COMBO 3	FIX	506.260	-11.262	1107.000	400.800	0.K
	HINGE	438.560	70.254	1107.000	400.800	0.K
COMBO 4	FIX	628.451	258.109	738.000	267.200	0.K
	HINGE	551.732	350.484	738.000	267.200	0.K
COMBO 5	FIX	537.189	243.927	738.000	267.200	0.K
	HINGE	467.297	328.083	738.000	267.200	0.K
COMBO 6	FIX	816.373	-92.234	1107.000	400.800	0.K
	HINGE	735.437	5.221	1107.000	400.800	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 : 7.80 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = $7.70/0.508 = 15.157 < 100$ 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

$f_{sa} = 140.000 \text{ MPa}$ (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

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

= $V/0.016 \pm M \times 0.508/2 / 0.00047$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	f _{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	376.825	100.509	78.185	140.00	0.K
	HINGE	302.729	69.696	56.885	140.00	0.K
COMBO 2	FIX	343.586	90.509	70.680	140.00	0.K
	HINGE	276.862	61.973	51.076	140.00	0.K
COMBO 3	FIX	506.260	91.832	81.872	210.00	0.K
	HINGE	438.560	73.454	67.653	210.00	0.K
COMBO 4	FIX	628.451	104.066	96.306	140.00	0.K
	HINGE	551.732	75.518	76.052	140.00	0.K
COMBO 5	FIX	537.189	94.806	85.459	140.00	0.K
	HINGE	467.297	67.796	66.470	140.00	0.K
COMBO 6	FIX	816.373	109.788	111.483	210.00	0.K
	HINGE	735.437	95.794	98.763	210.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

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

$$= 120.000 \text{ MPa (지진시)}$$

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

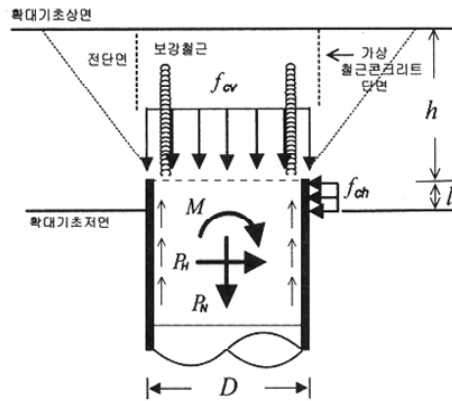
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$$

$$= 1.999 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	85.062	10.959	80.000	0.K
	HINGE	85.062	10.959	80.000	0.K
COMBO 2	FIX	75.637	9.745	80.000	0.K
	HINGE	75.637	9.745	80.000	0.K
COMBO 3	FIX	108.541	13.984	120.000	0.K
	HINGE	108.541	13.984	120.000	0.K
COMBO 4	FIX	92.169	11.875	80.000	0.K
	HINGE	92.169	11.875	80.000	0.K
COMBO 5	FIX	82.744	10.660	80.000	0.K
	HINGE	82.744	10.660	80.000	0.K
COMBO 6	FIX	141.551	18.237	120.000	0.K
	HINGE	141.551	18.237	120.000	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

$P_{N\max}$: 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)

D : 말뚝의 외경(mm)

f_{ca} : 상시, 콘크리트의 허용지압응력 = $0.25f_{ck}$ (MPa), (해설표 참고)

$f_{ca'}$: 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = $1.33 \times (0.25f_{ck})$ (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, f_{ca} (MPa)

설계기준강도 (f_{ck} , MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (f_{ca} , MPa)	상시 (f_{ca})	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 ($f_{ca'}$)	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (상시)

$$f_{cv} = 628450.7 / (\pi/4 \times 508^2) \\ = 3.101 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$f_{cv} = 816373.3 / (\pi/4 \times 508^2) \\ = 4.028 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 7.980 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

τ_{a3}' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 628450.7 / \{ \pi \times (508 + 1100) \times 1100 \} \\ &= 0.113 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.900 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 816373.3 / \{ \pi \times (508 + 1100) \times 1100 \} \\ &= 0.147 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.197 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 92169.060 / (508 \times 100) \\ &= 1.814 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 141550.790 / (508 \times 100) \\ &= 2.786 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 7.980 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l+D+2h)} \leq \tau_{a3}$$

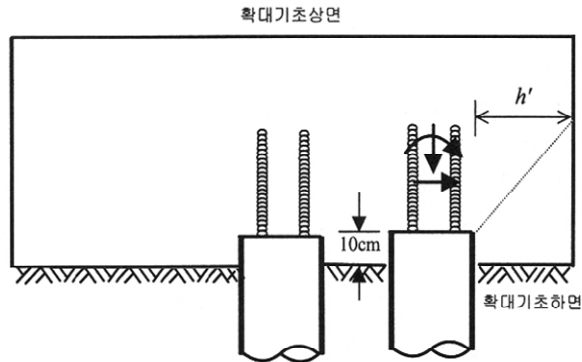
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 92169.060 / \{396 \times (200 + 508 + 792)\} \\ &= 0.155 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.900 \text{ MPa} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 141550.790 / \{396 \times (200 + 508 + 792)\} \\ &= 0.238 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.197 \text{ MPa} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm²) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

d₁ : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d ₁ (mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, A _{st} (mm ²)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f _{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ _{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, L_o ≥ L_{omin} = 35d₁ 로 하는 것이 좋다. L_{omin} = 35 x 19.1 = 668.5 mm

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.600 \times 60.000) = 447.656 (\leq 668.500) \\ = 668.5 \text{ (mm)}$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 508/2 = 922.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 24.0 \times 202683.0) \\ &= 2894313.121 \text{ N} \geq P_{N\max} = 953655.270 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{24.0} \times 4894.6 \times 1050 \right) \\ &= 6713994.455 \text{ N} \geq P_{N\max} = 953655.270 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$