

A1 구조계산서



결과 요약

말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력 (kN/EA)	508.705	491.422	0.K
	허용인발력 (kN/EA)	0	-	0.K
	휨응력 (MPa)	133	123.192	0.K
	전단응력 (MPa)	76	18.682	0.K
	수평변위 (mm)	15	5.47	0.K

단면 휨 설계

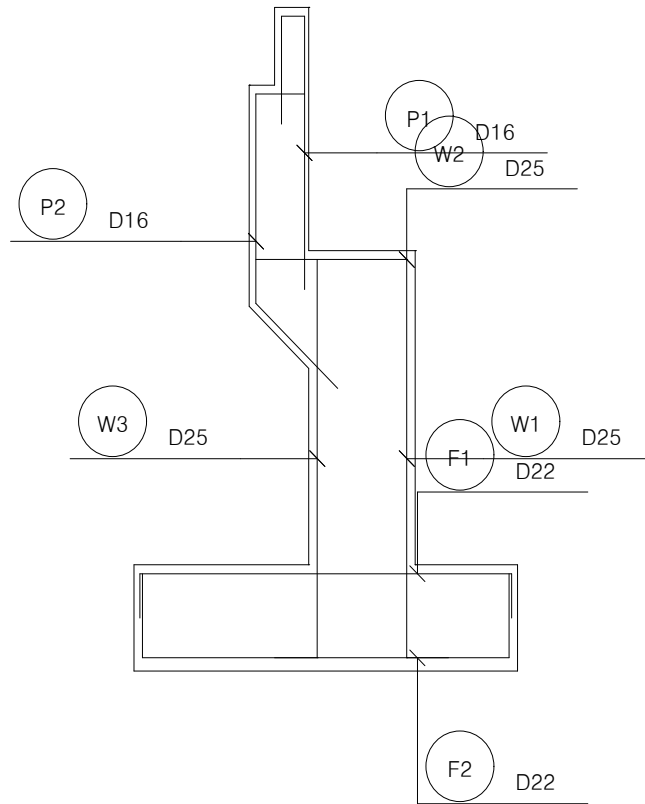
단면위치	깊이	dc	Req. As	사용철근량	Mu	Φ Mn	안전도	비고
	H(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	(kN.m)	(kN.m)		
전면저판	1200	150	1500.82	3096.8	397.62	811.187	2.04	0.K
후면저판	1200	100	1101.98	3096.8	306.829	850.671	2.772	0.K
벽체 : H=6.300	1250	100	2218.82	4053.6	641.437	1157.909	1.805	0.K
홍벽	700	80	932.77	1588.8	145.84	246.456	1.69	0.K

사용성 검토

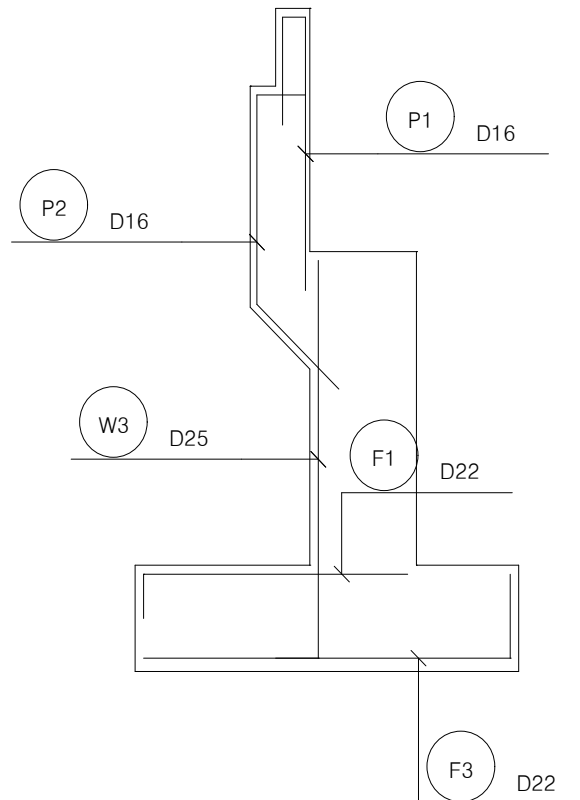
구 분	인장응력 (fs)	허용응력 (fsa)	철근간격 (S)	최대간격 (Sq)	비 고
전면저판	84.676	150	125	582.52	0.K
후면저판	56.954	150	125	1106.16	0.K
벽체 : H=6.300	95.427	150	125	606.488	0.K
홍벽	92.397	150	125	672.303	0.K

주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)



- ② Cycle (CTC = 250)



1. 검 토 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 하 부 구 조 형 식	: 역T형 교대
(2) 상 부 구 조 형 식	: PSC BEAM
(3) 교 량 등 급	: 1 등교
(4) 교 대 총 폭	: B = 12.545 M
(5) 교 대 총높이	: H = 7.500 M
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초
(7) SKEW	: 90.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25.000 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 P6]
(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	: $R_d = 272.905 \text{ kN/m}$	
(6) 상부 활하중 반력	: $R_l = 135.130 \text{ kN/m}$	
(7) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.150$	

3) 지 반 조 건

(1) 뒤탈재의 내부마찰각	: $\phi_1 = 35.000^\circ$	
(2) 기초지반의 N치	: $N = 26.000$	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 34.748^\circ \{ \phi_2 = 15 + \sqrt{15N} \}$	
(4) 기초지반의 점착력	: $C = 0.000 \text{ kN/m}^2$	
(5) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.428$; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$	: 흙과 콘크리트

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도	: $f_{ck} = 24.000 \text{ MPa}$	
- 탄성계수	: $E_c = 27849.000 \text{ MPa}$	[콘크리트 설계기준 3.4.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300)	: $f_y = 300.000 \text{ MPa}$	
- 탄성계수	: $E_s = 200000.000 \text{ MPa}$	[도로교 설계기준 P40]

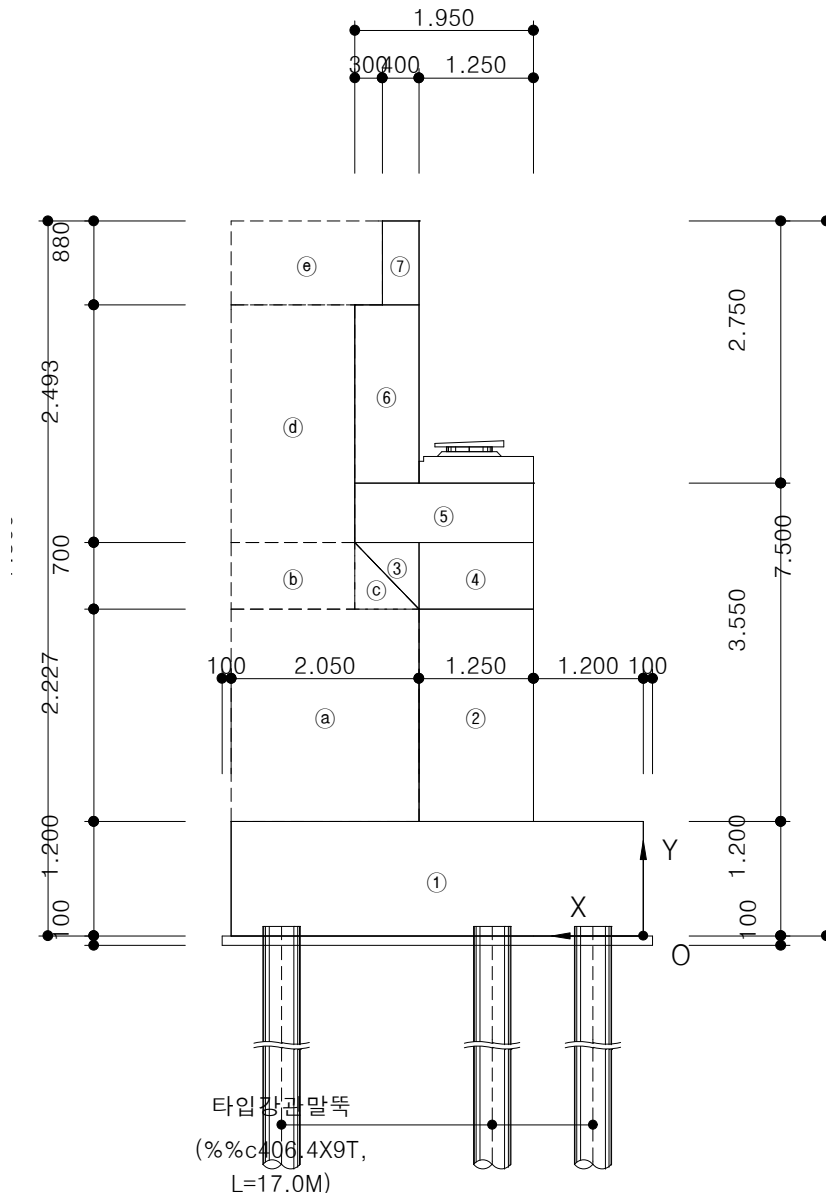
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

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

2. 해 석 단 면



※ 교량받침 반력 집계표

(단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	707.814	694.184	684.813	680.551	656.226	3423.588
활하중	332.975	331.535	340.822	333.242	356.633	1695.207

3. 하 중 계 산

1) 자중 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

(단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)	단위중량(γ)	수직력(Vi)
		m ³	kN/m ³	kN
교대구체	①	4.500 × 1.200 = 5.400	25.000	135.000
	②	1.250 × 2.227 = 2.784	25.000	69.594
	③	0.700 × 0.700 × 1/2 = 0.245	25.000	6.125
	④	1.250 × 0.700 = 0.875	25.000	21.875
	⑤	1.950 × 0.623 = 1.215	25.000	30.370
	⑥	0.700 × 1.870 = 1.309	25.000	32.725
	⑦	0.400 × 0.880 = 0.352	25.000	8.800
	소계	= 12.180		304.490
뒷채움재	㉠	2.050 × 2.227 = 4.565	20.000	91.308
	㉡	1.350 × 0.700 = 0.945	20.000	18.900
	㉢	0.700 × 0.700 × 1/2 = 0.245	20.000	4.900
	㉣	1.350 × 2.493 = 3.366	20.000	67.311
	㉤	1.650 × 0.880 = 1.452	20.000	29.040
	소계	= 10.573		211.458
총 계				515.948

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이	모멘트
		Xi(m)	Mxi(kN.m)
교대구체	①	2.250	303.750
	②	1.825	127.010
	③	2.683	16.435
	④	1.825	39.922
	⑤	2.175	66.056
	⑥	2.800	91.630
	⑦	2.650	23.320
	소 계		668.122
뒷채움재	㉠	3.475	317.294
	㉡	3.825	72.293
	㉢	2.917	14.292
	㉣	3.825	257.463
	㉤	3.675	106.722
	소 계		768.063
총 계			1436.186

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : $X = 668.122 / 304.490 = 2.194 \text{ m}$
- 뒷채움재 : $X = 768.063 / 211.458 = 3.632 \text{ m}$

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) : 단면검토시 적용(상시)

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

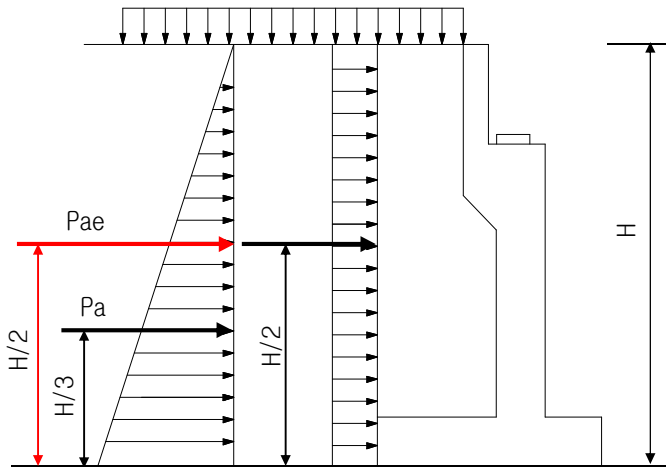
Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

구분	평 상 시	
	안정검토	벽체검토
Φ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
Ka	0.271	0.251



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 7.500 m)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 7.500^2 \times \cos(0.000) \\ &= 152.438 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 2.500 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.300 m)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 6.300^2 \times \cos(11.667 + 0.000) \\ &= 97.564 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 2.100 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

$$R_d = 3423.588 \div 12.545 = 272.905 \text{ kN/m}$$

- 활하중반력

$$R_l = 1695.207 \div 12.545 = 135.130 \text{ kN/m}$$

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

$$P_h = R_d \times \mu_s \times \sin\theta \quad (\mu_s = \text{가동받침의 마찰계수})$$

$$= 272.905 \times 0.150 \times \sin 90.0$$

$$= 40.936 \text{ kN/m}$$

4) 뒤편 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$$P_1 = 10.000 \times 1.650 = 16.500 \text{ kN}$$

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 ($H = 7.500 \text{ m}$)

$$P_{a1} = K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$$

$$= 0.271 \times 10.000 \times 7.500 \times \cos 0.000$$

$$= 20.325 \text{ kN}$$

$$y = H / 2 = 3.750 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

- 단면검토시 수평토압 ($H = 6.300 \text{ m}$)

$$P_{a2} = K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$$

$$= 0.251 \times 10.000 \times 6.300 \times \cos 11.667$$

$$= 15.486 \text{ kN}$$

$$y = H / 2 = 3.150 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

4. 안정 검토

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	304.490	-	2.194	2.402	668.123	-
2. 뒹채움재	211.458	-	3.632	4.101	768.062	-
3. 배면토압	-	152.438	-	2.500	-	381.095
4. 뒹채움 상재하중	16.500	20.325	3.675	3.750	60.637	76.219
5. 상부 고정하중반력	272.905	-	1.900	-	518.519	-
6. 상부 활하중반력	135.130	-	1.900	-	256.747	-
7. 교량받침마찰력	-	40.936	-	5.150	-	210.820

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+2+3+4)	532.448	172.763	1496.822	457.314
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+2+3)	515.948	152.438	1436.185	381.095
COMB 3	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+2+3+4+5+6+7)	940.483	213.699	2272.088	668.134
COMB 4	고정하중+토압+온도하중(1+2+3+5+7)	788.853	193.374	1954.704	591.915

註) COMB 1, 2 : COMB 3, 4 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

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

$$e = \text{말뚝도심} (= 2.050) - \sum M / \sum V$$

$$M_c = V \times e$$

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.550	11.000	6.050	-
2 열	1.650	11.000	18.150	-
3 열	3.950	11.000	43.450	-
계	-	33.000	67.650	2.050

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+2+3+4)	6679.560	2167.312	0.098	654.597
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+2+3)	6472.568	1912.335	0.005	32.363
COMB 3	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+2+3+4+5+6+7)	11798.359	2680.854	0.345	4070.434
COMB 4	고정하중+토압+온도하중(1+2+3+5+7)	9896.161	2425.877	0.322	3186.564

註) COMB 1,2 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 3,4 : 상부하중 재하시
 각 작용력은 교대의 전폭(12.545 m)을 고려한 결과값임.

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

$$= 147806.802 \times 33 / (12.545 \times 4.500) = 86402.276 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 12.545 m)

B : 확대기초의 폭 (= 4.500 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 33 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27849000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

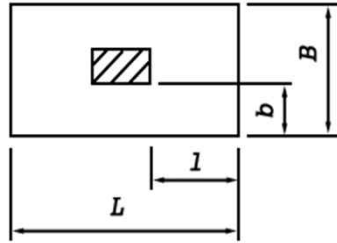
$$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 86402.276) / (27849000.000 \times 1.200^3)]} = 0.271 (m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(0.000, 2.050) = 2.050$$

다만, 벽확대기초이므로 $l = 0$

$$b \geq B/20 \text{ 이면 } b = B/2 = 2.250, \text{ 뒷굽기준으로 검토}$$

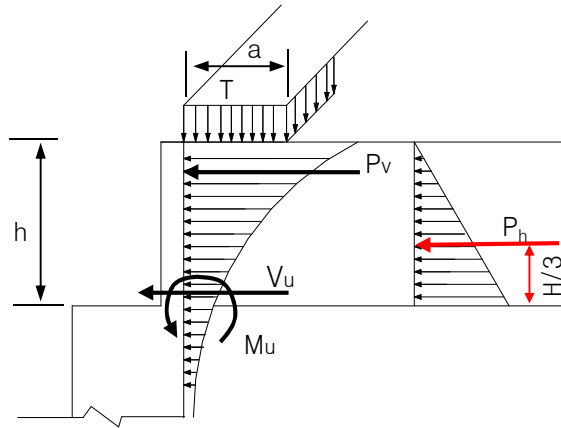


$$\beta \lambda = 0.271 \times 2.050 = 0.555 \leq 1.0, \therefore \text{O.K.}$$

5. 단 면 검 토

1) 홍벽

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윗하중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (2.750 - 0.36) &= 68.747 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.750^2 \times \cos 11.667^\circ &= 18.590 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 2.750 \times 18.590 &= 17.041 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 1.70 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 1.70 \times 28.765 + 1.70 \times 18.590 &= 80.502 \text{ kN} \\ M_u &= 1.70 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 1.70 \times 68.747 + 1.70 \times 17.041 &= 145.840 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 0.00 \times P_w + 0.00 \times P_h \\ &= 0.00 \times 3.197 + 0.00 \times 23.746 &= 0.000 \text{ kN} \\ M_u &= 0.00 \times M_w + 0.00 \times M_e \\ &= 0.00 \times 3.921 + 0.00 \times 32.651 &= 0.000 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	80.502	145.840	

2) 벽체

① 작용하중 집계표 : $H = 6.300 \text{ m}$ 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수	전단력	모멘트
1. 배면토압	97.564	2.100	1.700	165.859	348.303
2. 뒷채움 상재하중	15.486	3.150	1.700	26.326	82.928
3. 교량받침마찰력	40.936	3.950	1.300	53.217	210.206

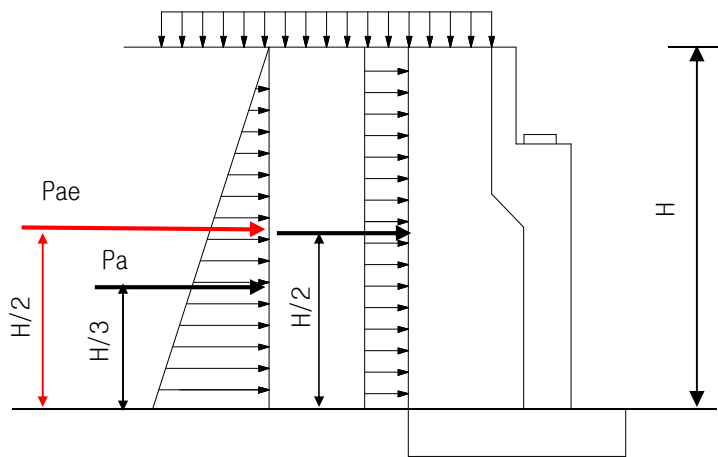
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

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

$$H_o = \sum (H\textcircled{2} \sim H\textcircled{7}) = 13.051 \text{ kN}$$

$$M_o = \sum [H\textcircled{2} \times (y\textcircled{2} - 1.200) \sim H\textcircled{7} \times (y\textcircled{7} - 1.200)] = 34.424 \text{ kN.m}$$

$$y = M_o / H_o = 34.424 / 13.051 = 2.638$$



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	245.402	641.437	

6. 철근량 검토

1) 벽체 : H=6.300

★ 단면제원 및 검토조건

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1250.0	1150.0	100.0	641.437	245.402

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1150.00 - 70.131) / 70.131 = 0.04619$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2218.818 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4053.6 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.827]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm^2)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00352$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 300 \times (1150.00 - a/2) = 1157.909 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 641.437 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.805]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1150.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 1150.00 = 751.177 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 245.402 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 125

$$D19 - CTC 125 = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 1200.0 \times 1000.0 = 1800.000 \text{ mm}^2 < 4584.000 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D19 - CTC 125

$$D19 - CTC 125 = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0025 \times 1250.0 \times 1000.0 = 3125.000 \text{ mm}^2 < 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$(4584.000 / 1.000) = 4584.000 \text{ mm}^2 > (1800\text{mm}^2)$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : D19 - CTC 125 = 2292.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 2292.0 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

2) 홍벽

★ 단면제원 및 검토조건

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	700.0	620.0	80.0	145.840	80.502

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (620.00 - 27.488) / 27.488 = 0.06467$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 932.770 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.703]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00256$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 300 \times (620.00 - a/2) = 246.456 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 145.840 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.690]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 620.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 620.00 = 404.982 \text{ kN}$$

$$\phi V_c/2 \geq V_u (= 80.502 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 125

$$D16 - CTC 125 = 3177.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 3177.600 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : D16 - CTC 125

$$D16 - CTC 125 = 3177.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0025 \times 700.0 \times 1000.0 = 1750.000 \text{ mm}^2 < 3177.600 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : D16 - CTC 125 = 1588.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1588.8 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

7. 사용성 검토

가. 설계단면력 산정

1) 홍벽

① 윗하중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (2.750 - 0.36) &= 68.747 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.750^2 \times \cos 11.667^\circ &= 18.590 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 2.750 \times 18.590 &= 17.041 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

③ 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_s &= 28.765 + 18.590 &= 47.354 \text{ kN} \\ M_s &= 68.747 + 17.041 &= 85.788 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2) 벽체

① 작용하중 집계표 : H = 6.300 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수	전단력	모멘트
1. 배면토압	97.564	2.100	1.000	97.564	204.884
2. 뒷채움 상재하중	15.486	3.150	1.000	15.486	48.781
3. 교량받침마찰력	40.936	3.950	1.000	40.936	161.697

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

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

$$\begin{aligned} H_o &= \sum (H\textcircled{2} \sim H\textcircled{7}) = 13.051 \text{ kN} \\ M_o &= \sum [H\textcircled{2} \times (y\textcircled{2} - 1.200) \sim H\textcircled{7} \times (y\textcircled{7} - 1.200)] = 34.424 \text{ kN.m} \\ y &= M_o / H_o = 34.424 / 13.051 = 2.638 \end{aligned}$$

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	153.986	415.363	

나. 사용성 검토

1) 벽체 : H=6.300

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 415.363 \times 1000000 / [4053.600 \times (1150.000 - 228.662/3)] \\ = 95.427 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1150.0 / (7 \times 4053.600)} \\ = 228.662 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 95.43) - 2.5 \times 87.50 = 606.49 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 95.43) = 660.19 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 606.49 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 606.49 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 흥벽

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 85.788 \times 1000000 / [1588.800 \times (620.000 - 106.838/3)] \\ = 92.397 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 620.0 / (7 \times 1588.800)} \\ = 106.838 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 92.40) - 2.5 \times 72.00 = 672.30 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 92.40) = 681.84 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 672.30 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 672.30 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8. 말뚝 검토

1) 검토조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	부식두께 (mm)	길이 (m)
타입강관말뚝	406	9	2	16.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 $E = 210000.0 \text{ MPa}$

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

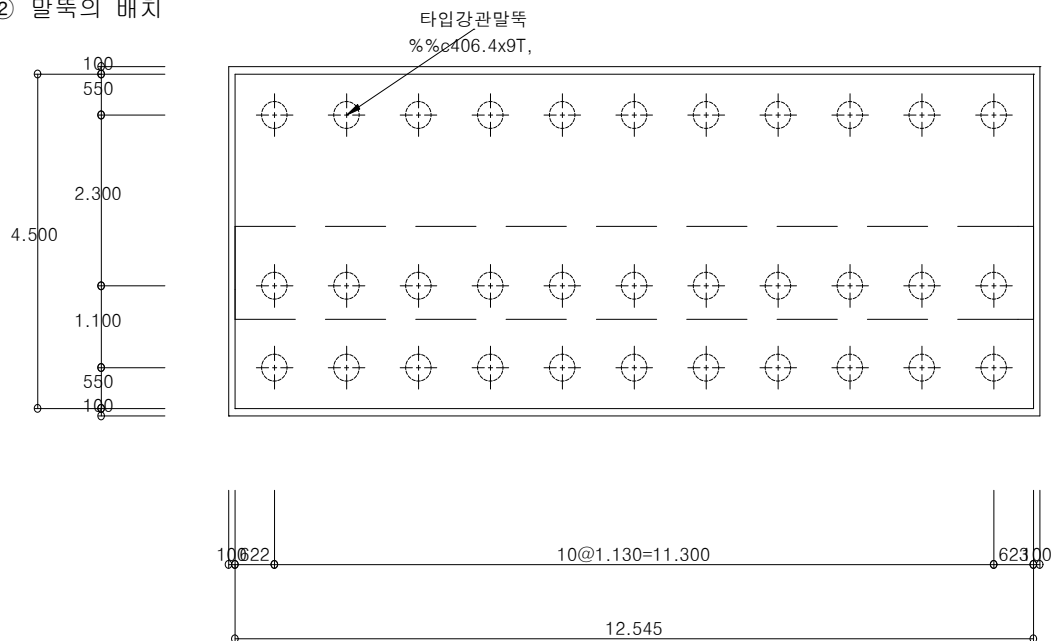
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 10$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 40$

말뚝 선단의 근입깊이 $Df = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	6679.560	2167.312	654.597	고정하중+활하중+토압+온도하중
	COMBO 2	6472.568	1912.335	32.363	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3)
	COMBO 3	11798.359	2680.854	4070.434	고정하중+활하중+토압+온도하중
	COMBO 4	9896.161	2425.877	3186.564	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3+5+7)
계수하중	COMBO 1	9323.245	3684.430	2041.791	고정하중+활하중+토압+온도하중
	COMBO 2	8878.211	3250.969	1136.411	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3+4)
	COMBO 3	17418.608	4352.035	6688.746	고정하중+활하중+토압+온도하중
	COMBO 4	13328.882	3918.574	5238.251	고정하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+6+8)

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= \pi/4 \times (0.402^2 - 0.388^2) = 0.0087 \text{ m}^2 ; \text{ 말뚝의 순단면적} \\ a &= 0.014 \times (L/D) + 0.78 = 1.368 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L = 147806.802 \text{ kN/m} ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

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

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

$$\alpha = 1 \text{ (평상시)}$$

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

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

수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

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

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

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

$$\beta L = 0.593 \times 16.9000 = 10.014 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

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

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값
		평상시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	980287.9
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-827189.2
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	4877624.5
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	11183768.5
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0024107	0.0013694	0.0002368	COMBO 1	0.0041730	0.0019114	0.0004912
COMBO 2	0.0020833	0.0013270	0.0001570	COMBO 2	0.0036285	0.0018202	0.0003700
COMBO 3	0.0032444	0.0024189	0.0006039	COMBO 3	0.0052733	0.0035711	0.0009881
COMBO 4	0.0028958	0.0020289	0.0004991	COMBO 4	0.0046850	0.0027327	0.0008149

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.244 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	0.0024107	0.0017247	0.0002368	254.920	65.676	-50.410
	2	0.0024107	0.0014642	0.0002368	216.413	65.676	-50.410
	3	0.0024107	0.0009194	0.0002368	135.899	65.676	-50.410
COMBO 2	1	0.0020833	0.0015625	0.0001570	230.942	57.950	-45.579
	2	0.0020833	0.0013898	0.0001570	205.419	57.950	-45.579
	3	0.0020833	0.0010287	0.0001570	152.054	57.950	-45.579
COMBO 3	1	0.0032444	0.0033248	0.0006039	491.422	81.238	-55.777
	2	0.0032444	0.0026604	0.0006039	393.232	81.238	-55.777
	3	0.0032444	0.0012714	0.0006039	187.924	81.238	-55.777
COMBO 4	1	0.0028958	0.0027776	0.0004991	410.542	73.511	-51.474
	2	0.0028958	0.0022285	0.0004991	329.393	73.511	-51.474
	3	0.0028958	0.0010806	0.0004991	159.717	73.511	-51.474

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0041730	0.0026483	0.0004912	391.431	111.649	-83.822
	2	0.0041730	0.0021079	0.0004912	311.565	111.649	-83.822
	3	0.0041730	0.0009781	0.0004912	144.572	111.649	-83.822
COMBO 2	1	0.0036285	0.0023752	0.0003700	351.068	98.514	-75.303
	2	0.0036285	0.0019682	0.0003700	290.912	98.514	-75.303
	3	0.0036285	0.0011172	0.0003700	165.131	98.514	-75.303
COMBO 3	1	0.0052733	0.0050533	0.0009881	746.911	131.880	-90.383
	2	0.0052733	0.0039664	0.0009881	586.256	131.880	-90.383
	3	0.0052733	0.0016937	0.0009881	250.343	131.880	-90.383
COMBO 4	1	0.0046850	0.0039550	0.0008149	584.577	118.745	-82.963
	2	0.0046850	0.0030586	0.0008149	452.085	118.745	-82.963
	3	0.0046850	0.0011844	0.0008149	175.055	118.745	-82.963

■ 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	1.500	0	254.920	65.676	-50.410	11
	2	0.400	0	216.413	65.676	-50.410	11
	3	-1.900	0	135.899	65.676	-50.410	11
	계			6679.560	2167.312	654.597	33
COMBO 2	1	1.500	0	230.942	57.950	-45.579	11
	2	0.400	0	205.419	57.950	-45.579	11
	3	-1.900	0	152.054	57.950	-45.579	11
	계			6472.568	1912.335	32.363	33
COMBO 3	1	1.500	0	491.422	81.238	-55.777	11
	2	0.400	0	393.232	81.238	-55.777	11
	3	-1.900	0	187.924	81.238	-55.777	11
	계			11798.359	2680.854	4070.434	33
COMBO 4	1	1.500	0	410.542	73.511	-51.474	11
	2	0.400	0	329.393	73.511	-51.474	11
	3	-1.900	0	159.717	73.511	-51.474	11
	계			9896.161	2425.877	3186.564	33

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.500	0	391.431	111.649	-83.822	11
	2	0.400	0	311.565	111.649	-83.822	11
	3	-1.900	0	144.572	111.649	-83.822	11
	계			9323.245	3684.430	2041.791	33
COMBO 2	1	1.500	0	351.068	98.514	-75.303	11
	2	0.400	0	290.912	98.514	-75.303	11
	3	-1.900	0	165.131	98.514	-75.303	11
	계			8878.211	3250.969	1136.411	33
COMBO 3	1	1.500	0	746.911	131.880	-90.383	11
	2	0.400	0	586.256	131.880	-90.383	11
	3	-1.900	0	250.343	131.880	-90.383	11
	계			17418.608	4352.035	6688.746	33
COMBO 4	1	1.500	0	584.577	118.745	-82.963	11
	2	0.400	0	452.085	118.745	-82.963	11
	3	-1.900	0	175.055	118.745	-82.963	11
	계			13328.882	3918.574	5238.251	33

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4)

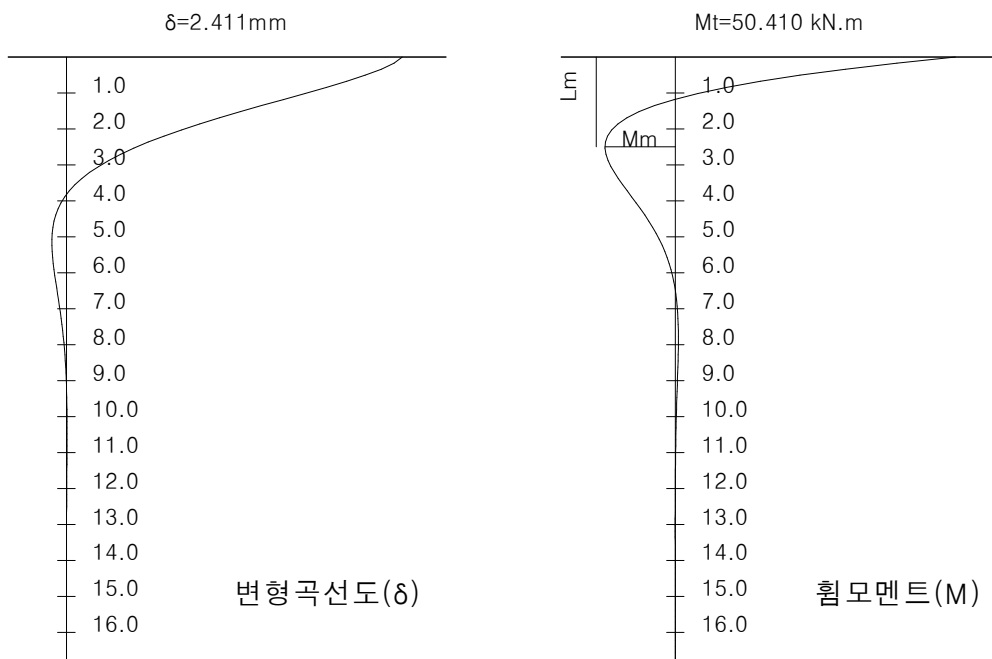
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.659 kN.m, 2.499 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.411 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.411 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	50.410	-65.676	2.411	
1.127	1.116	-24.570	1.610	
2.253	-12.364	-2.515	0.663	
3.380	-10.254	4.439	0.110	
4.507	-5.008	4.238	-0.085	
5.633	-1.337	2.246	-0.098	
6.760	0.241	0.695	-0.056	
7.887	0.546	-0.031	-0.020	
9.013	0.376	-0.208	-0.001	
10.140	0.160	-0.159	0.004	
11.267	0.030	-0.074	0.004	
12.393	-0.018	-0.017	0.002	
13.520	-0.022	0.005	0.001	
14.647	-0.013	0.009	0.000	
15.773	-0.005	0.006	0.000	
16.900	0.000	0.002	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+2+3)

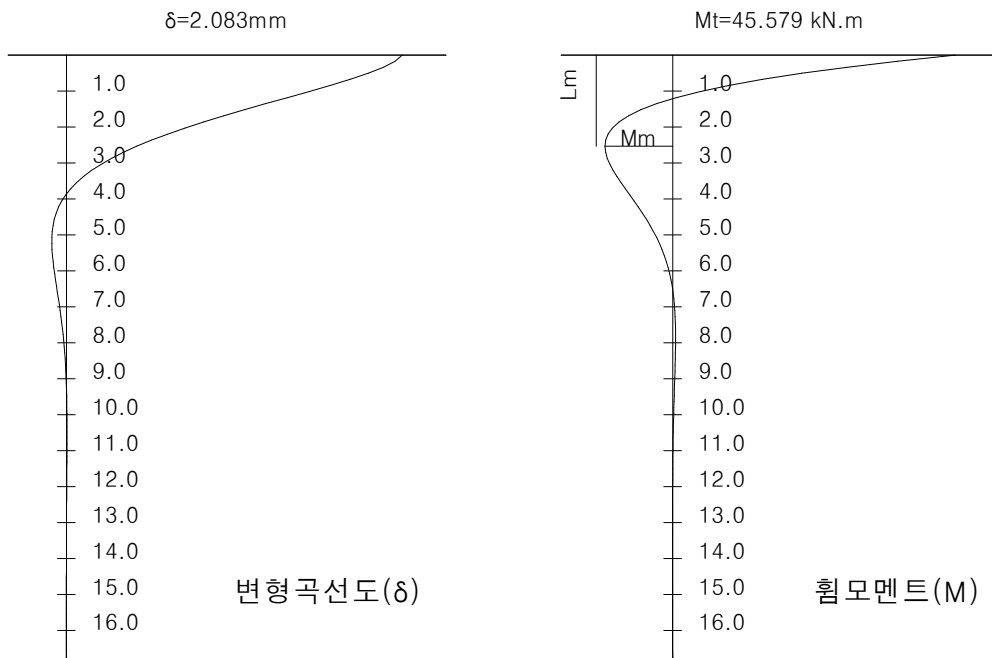
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.903 kN.m, 2.537 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.083 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.083 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	45.579	-57.950	2.083	
1.127	1.777	-22.094	1.417	
2.253	-10.560	-2.552	0.593	
3.380	-8.975	3.757	0.105	
4.507	-4.452	3.698	-0.071	
5.633	-1.226	1.991	-0.085	
6.760	0.184	0.631	-0.050	
7.887	0.471	-0.016	-0.018	
9.013	0.331	-0.178	-0.001	
10.140	0.143	-0.140	0.004	
11.267	0.028	-0.066	0.003	
12.393	-0.015	-0.016	0.002	
13.520	-0.019	0.004	0.000	
14.647	-0.012	0.008	0.000	
15.773	-0.004	0.005	0.000	
16.900	0.000	0.002	0.000	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+5+6+7)

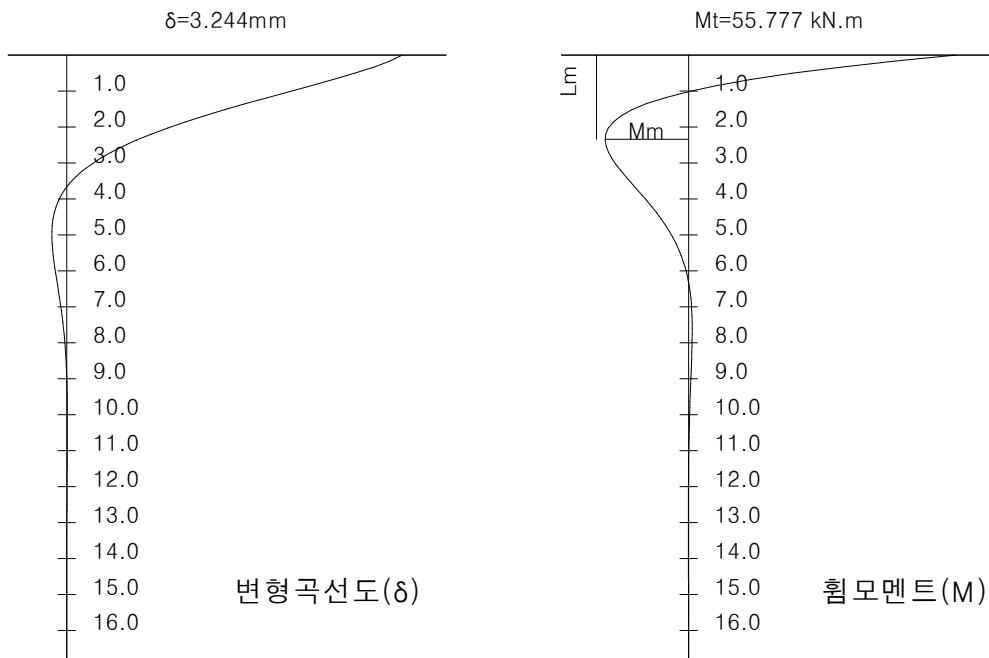
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.428 kN.m, 2.340 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.244 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.244 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	55.777	-81.238	3.244	
1.127	-3.358	-27.917	2.014	
2.253	-17.380	-1.116	0.769	
3.380	-13.119	6.446	0.089	
4.507	-5.996	5.487	-0.130	
5.633	-1.379	2.724	-0.128	
6.760	0.467	0.751	-0.069	
7.887	0.739	-0.112	-0.022	
9.013	0.472	-0.288	0.001	
10.140	0.186	-0.202	0.006	
11.267	0.026	-0.087	0.005	
12.393	-0.028	-0.017	0.002	
13.520	-0.030	0.009	0.001	
14.647	-0.016	0.012	0.000	
15.773	-0.005	0.007	0.000	
16.900	0.000	0.003	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+토압+온도하중(1+2+3+5+7)

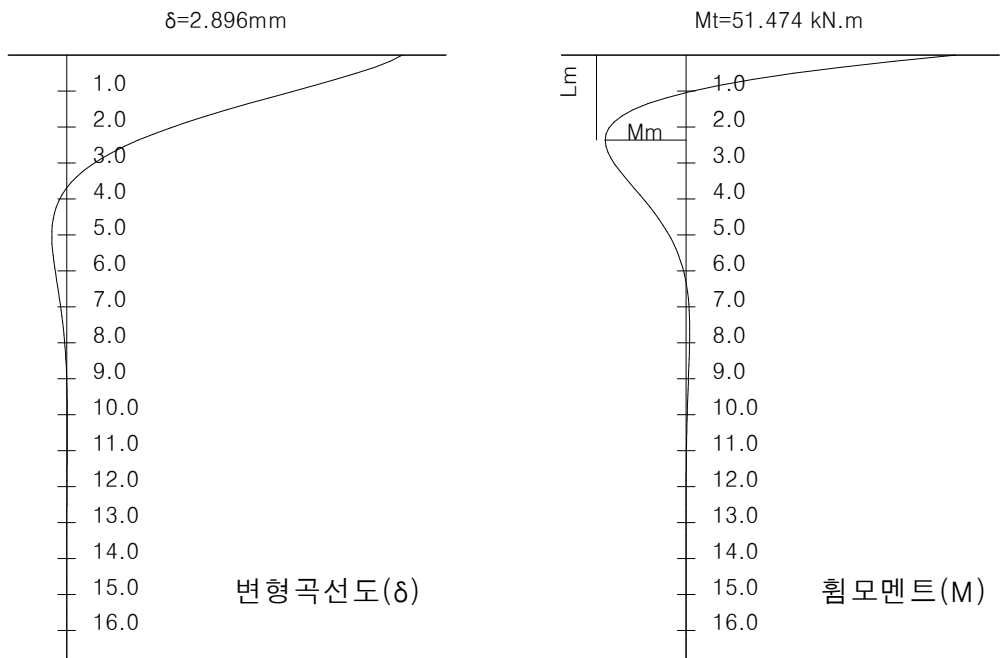
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.482 kN.m, 2.366 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.896 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.896 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	51.474	-73.511	2.896	
1.127	-2.317	-25.639	1.819	
2.253	-15.409	-1.314	0.703	
3.380	-11.805	5.687	0.088	
4.507	-5.456	4.927	-0.114	
5.633	-1.290	2.473	-0.115	
6.760	0.397	0.696	-0.063	
7.887	0.659	-0.090	-0.020	
9.013	0.426	-0.256	0.000	
10.140	0.170	-0.182	0.005	
11.267	0.025	-0.080	0.004	
12.393	-0.025	-0.016	0.002	
13.520	-0.026	0.008	0.001	
14.647	-0.015	0.011	0.000	
15.773	-0.005	0.006	0.000	
16.900	0.000	0.002	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+5)

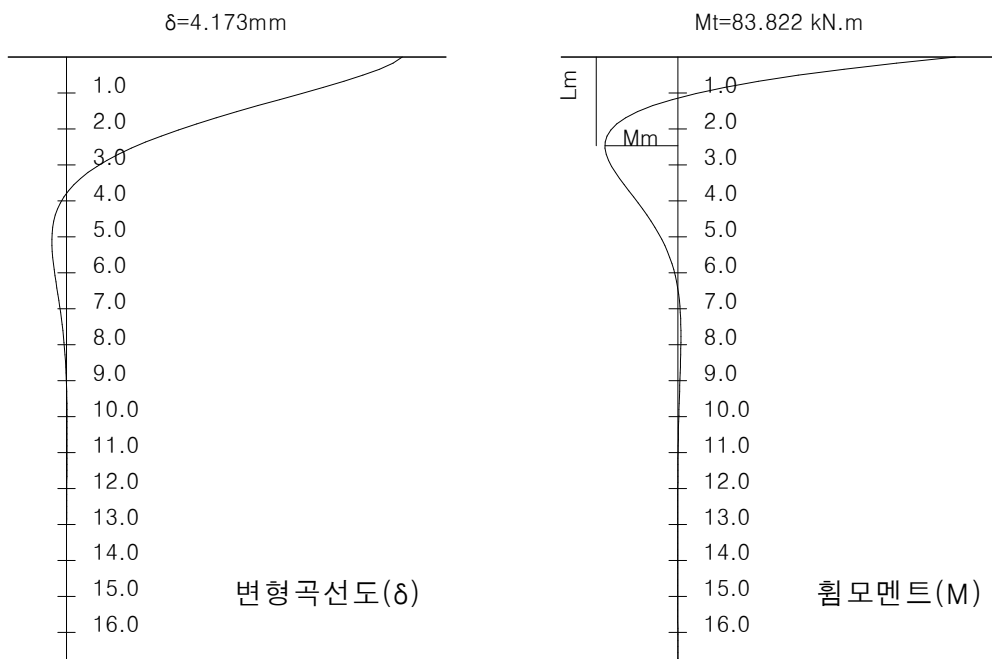
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.991 kN.m, 2.466 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.173 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.173 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	83.822	-111.649	4.173	
1.127	0.547	-41.064	2.743	
2.253	-21.613	-3.707	1.112	
3.380	-17.556	7.818	0.174	
4.507	-8.457	7.274	-0.152	
5.633	-2.194	3.803	-0.168	
6.760	0.457	1.150	-0.096	
7.887	0.946	-0.074	-0.033	
9.013	0.642	-0.362	-0.001	
10.140	0.268	-0.272	0.008	
11.267	0.047	-0.124	0.006	
12.393	-0.033	-0.028	0.003	
13.520	-0.039	0.010	0.001	
14.647	-0.023	0.015	0.000	
15.773	-0.008	0.010	0.000	
16.900	-0.001	0.004	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+2+3+4)

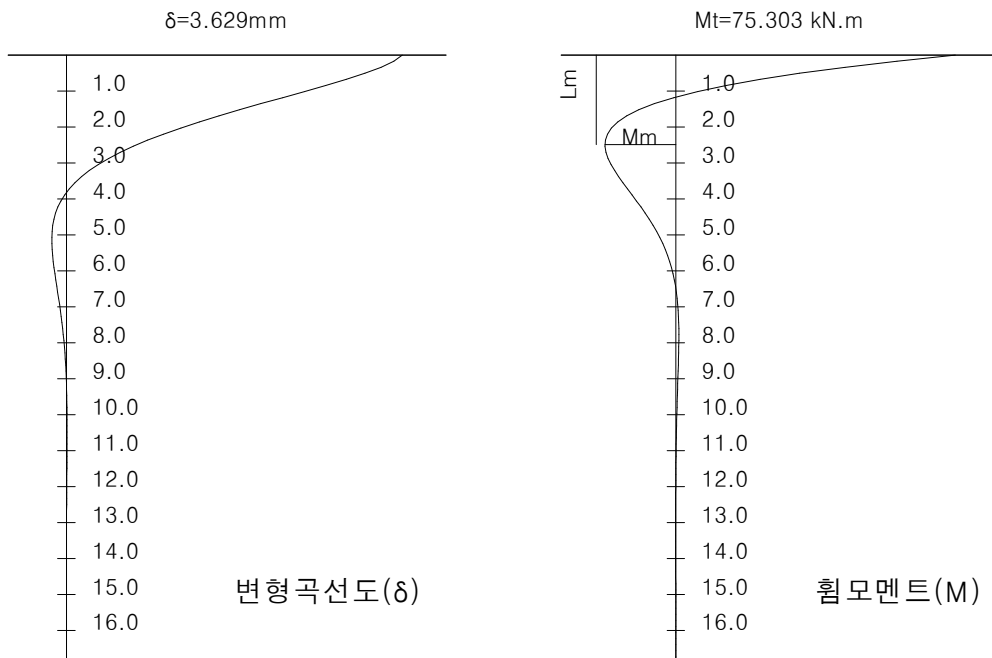
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.065 kN.m, 2.493 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.629 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.629 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	75.303	-98.514	3.629	
1.127	1.450	-36.738	2.416	
2.253	-18.645	-3.678	0.991	
3.380	-15.402	6.703	0.163	
4.507	-7.503	6.368	-0.129	
5.633	-1.992	3.367	-0.147	
6.760	0.369	1.037	-0.085	
7.887	0.822	-0.050	-0.029	
9.013	0.565	-0.313	-0.001	
10.140	0.239	-0.239	0.007	
11.267	0.044	-0.110	0.006	
12.393	-0.028	-0.026	0.003	
13.520	-0.034	0.008	0.001	
14.647	-0.020	0.013	0.000	
15.773	-0.007	0.009	0.000	
16.900	-0.001	0.003	0.000	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+5+6+7+8)

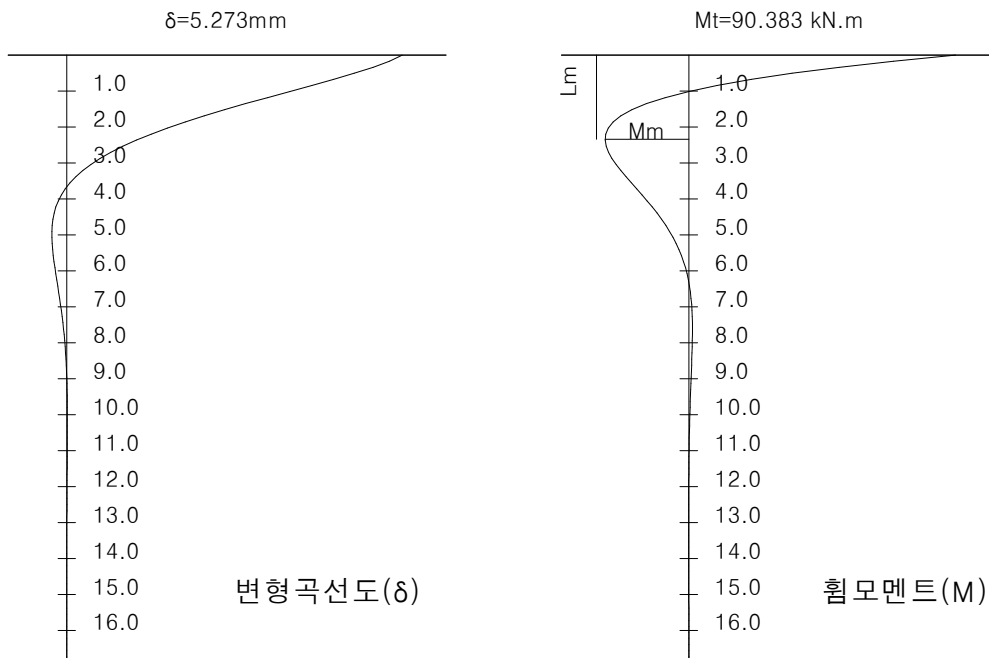
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -28.340 kN.m, 2.338 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.273 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.273 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	90.383	-131.880	5.273	
1.127	-5.568	-45.258	3.269	
2.253	-28.267	-1.763	1.246	
3.380	-21.307	10.487	0.144	
4.507	-9.729	8.913	-0.212	
5.633	-2.232	4.421	-0.209	
6.760	0.762	1.217	-0.112	
7.887	1.201	-0.183	-0.036	
9.013	0.767	-0.468	0.001	
10.140	0.302	-0.329	0.010	
11.267	0.041	-0.142	0.008	
12.393	-0.046	-0.028	0.004	
13.520	-0.048	0.015	0.001	
14.647	-0.027	0.019	0.000	
15.773	-0.009	0.012	0.000	
16.900	0.000	0.004	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+토압+온도하중(1+2+3+4+6+8)

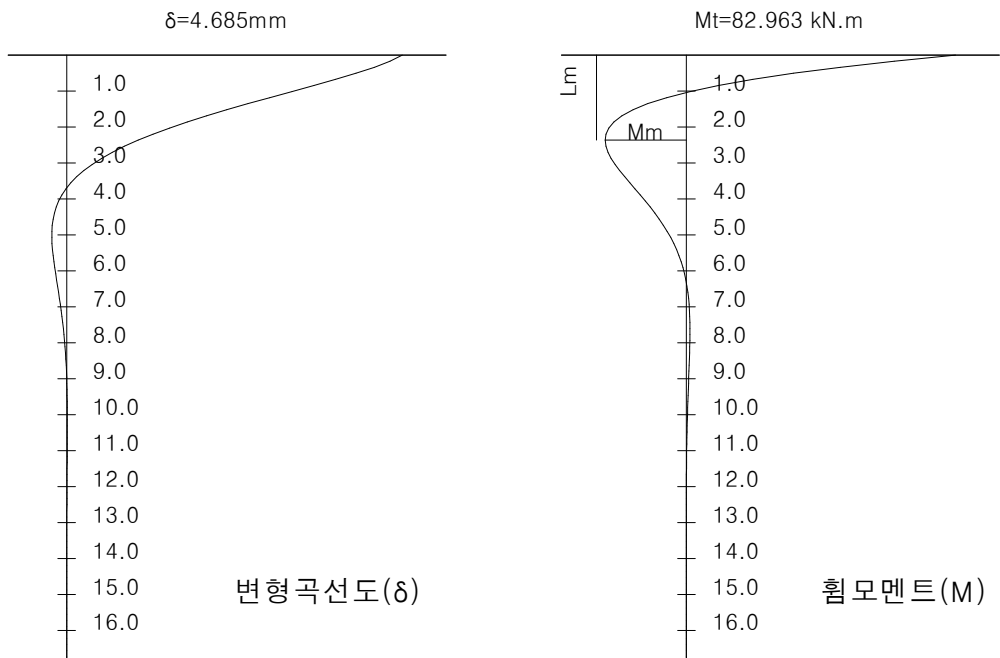
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -25.061 kN.m, 2.363 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.685 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.685 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	82.963	-118.745	4.685	
1.127	-3.874	-41.346	2.938	
2.253	-24.949	-2.067	1.134	
3.380	-19.081	9.213	0.141	
4.507	-8.808	7.966	-0.185	
5.633	-2.076	3.994	-0.186	
6.760	0.645	1.122	-0.101	
7.887	1.066	-0.147	-0.033	
9.013	0.689	-0.414	0.000	
10.140	0.275	-0.295	0.009	
11.267	0.040	-0.128	0.007	
12.393	-0.040	-0.026	0.003	
13.520	-0.043	0.013	0.001	
14.647	-0.024	0.017	0.000	
15.773	-0.008	0.010	0.000	
16.900	0.000	0.004	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

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

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값
		평상시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	490144.0
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	4877624.5
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	9787766.5
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0044218	0.0013694	0.0000669	COMBO 1	0.0075170	0.0019114	0.0002086
COMBO 2	0.0039016	0.0013270	0.0000033	COMBO 2	0.0066327	0.0018202	0.0001161
COMBO 3	0.0054695	0.0024189	0.0004159	COMBO 3	0.0088791	0.0035711	0.0006834
COMBO 4	0.0049493	0.0020289	0.0003256	COMBO 4	0.0079947	0.0027327	0.0005352

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.470 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	0.0044218	0.0014697	0.0000669	217.239	65.676	0.000
	2	0.0044218	0.0013962	0.0000669	206.365	65.676	0.000
	3	0.0044218	0.0012424	0.0000669	183.629	65.676	0.000
COMBO 2	1	0.0039016	0.0013320	0.0000033	196.871	57.950	0.000
	2	0.0039016	0.0013283	0.0000033	196.334	57.950	0.000
	3	0.0039016	0.0013207	0.0000033	195.210	57.950	0.000
COMBO 3	1	0.0054695	0.0030427	0.0004159	449.729	81.238	0.000
	2	0.0054695	0.0025852	0.0004159	382.113	81.238	0.000
	3	0.0054695	0.0016287	0.0004159	240.736	81.238	0.000
COMBO 4	1	0.0049493	0.0025172	0.0003256	372.065	73.511	0.000
	2	0.0049493	0.0021591	0.0003256	319.132	73.511	0.000
	3	0.0049493	0.0014103	0.0003256	208.454	73.511	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	0.0075170	0.0022243	0.0002086	328.773	111.649	0.000
	2	0.0075170	0.0019949	0.0002086	294.856	111.649	0.000
	3	0.0075170	0.0015151	0.0002086	223.939	111.649	0.000
COMBO 2	1	0.0066327	0.0019943	0.0001161	294.778	98.514	0.000
	2	0.0066327	0.0018666	0.0001161	275.901	98.514	0.000
	3	0.0066327	0.0015996	0.0001161	236.431	98.514	0.000
COMBO 3	1	0.0088791	0.0045962	0.0006834	679.349	131.880	0.000
	2	0.0088791	0.0038445	0.0006834	568.240	131.880	0.000
	3	0.0088791	0.0022727	0.0006834	335.922	131.880	0.000
COMBO 4	1	0.0079947	0.0035354	0.0005352	522.561	118.745	0.000
	2	0.0079947	0.0029467	0.0005352	435.547	118.745	0.000
	3	0.0079947	0.0017158	0.0005352	253.608	118.745	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	1.500	0	217.239	65.676	0.000	11
	2	0.400	0	206.365	65.676	0.000	11
	3	-1.900	0	183.629	65.676	0.000	11
	계			6679.560	2167.312	0.000	33
COMBO 2	1	1.500	0	196.871	57.950	0.000	11
	2	0.400	0	196.334	57.950	0.000	11
	3	-1.900	0	195.210	57.950	0.000	11
	계			6472.568	1912.335	0.000	33
COMBO 3	1	1.500	0	449.729	81.238	0.000	11
	2	0.400	0	382.113	81.238	0.000	11
	3	-1.900	0	240.736	81.238	0.000	11
	계			11798.359	2680.854	0.000	33
COMBO 4	1	1.500	0	372.065	73.511	0.000	11
	2	0.400	0	319.132	73.511	0.000	11
	3	-1.900	0	208.454	73.511	0.000	11
	계			9896.161	2425.877	0.000	33

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.500	0	328.773	111.649	0.000	11
	2	0.400	0	294.856	111.649	0.000	11
	3	-1.900	0	223.939	111.649	0.000	11
	계			9323.245	3684.430	0.000	33
COMBO 2	1	1.500	0	294.778	98.514	0.000	11
	2	0.400	0	275.901	98.514	0.000	11
	3	-1.900	0	236.431	98.514	0.000	11
	계			8878.211	3250.969	0.000	33
COMBO 4	1	1.500	0	679.349	131.880	0.000	11
	2	0.400	0	568.240	131.880	0.000	11
	3	-1.900	0	335.922	131.880	0.000	11
	계			17418.608	4352.035	0.000	33
COMBO 5	1	1.500	0	522.561	118.745	0.000	11
	2	0.400	0	435.547	118.745	0.000	11
	3	-1.900	0	253.608	118.745	0.000	11
	계			13328.882	3918.574	0.000	33

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4)

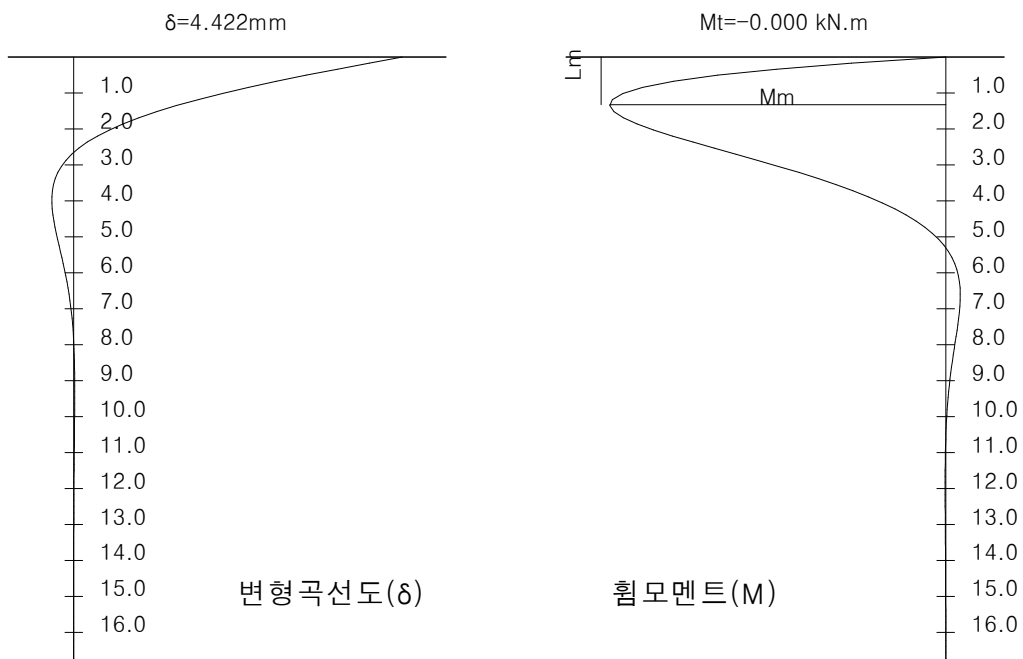
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.734 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.422 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.422 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-65.676	4.422	
1.127	-35.198	-5.599	1.781	
2.253	-28.357	12.769	0.272	
3.380	-13.584	11.760	-0.250	
4.507	-3.483	6.115	-0.273	
5.633	0.768	1.832	-0.154	
6.760	1.535	-0.133	-0.052	
7.887	1.035	-0.589	-0.002	
9.013	0.430	-0.440	0.012	
10.140	0.074	-0.199	0.010	
11.267	-0.053	-0.045	0.005	
12.393	-0.063	0.016	0.001	
13.520	-0.036	0.025	0.000	
14.647	-0.013	0.016	-0.001	
15.773	-0.001	0.006	0.000	
16.900	0.003	0.001	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+2+3)

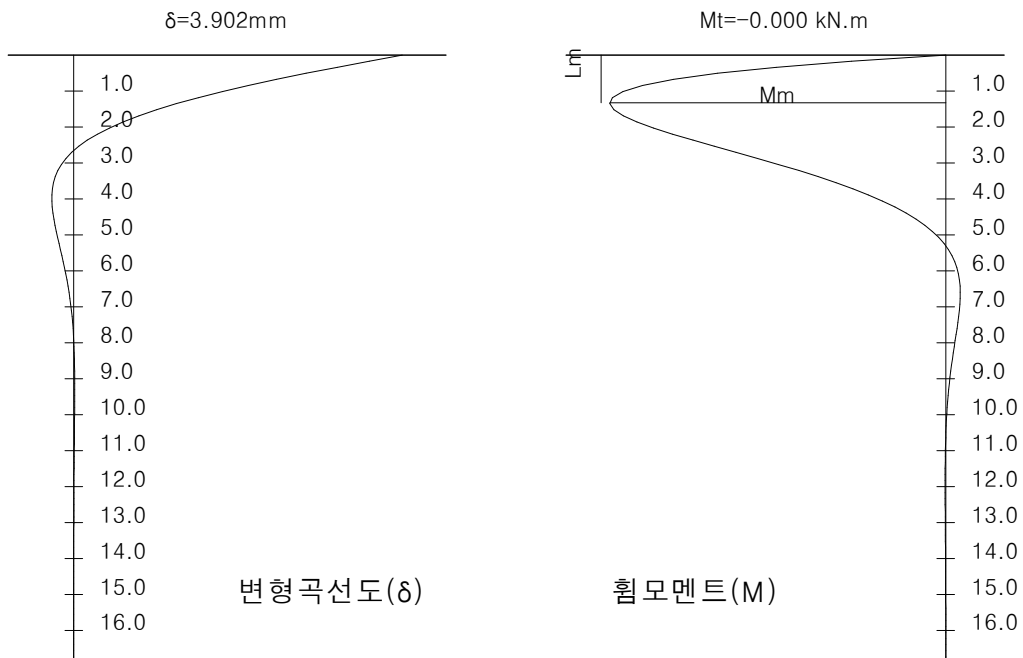
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.530 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.902 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.902 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-57.950	3.902	
1.127	-31.057	-4.941	1.572	
2.253	-25.021	11.267	0.240	
3.380	-11.986	10.377	-0.220	
4.507	-3.073	5.396	-0.241	
5.633	0.678	1.617	-0.136	
6.760	1.355	-0.117	-0.046	
7.887	0.913	-0.520	-0.001	
9.013	0.379	-0.388	0.011	
10.140	0.065	-0.176	0.009	
11.267	-0.047	-0.040	0.005	
12.393	-0.055	0.014	0.001	
13.520	-0.032	0.022	0.000	
14.647	-0.011	0.014	0.000	
15.773	-0.001	0.005	0.000	
16.900	0.002	0.001	0.000	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+5+6+7)

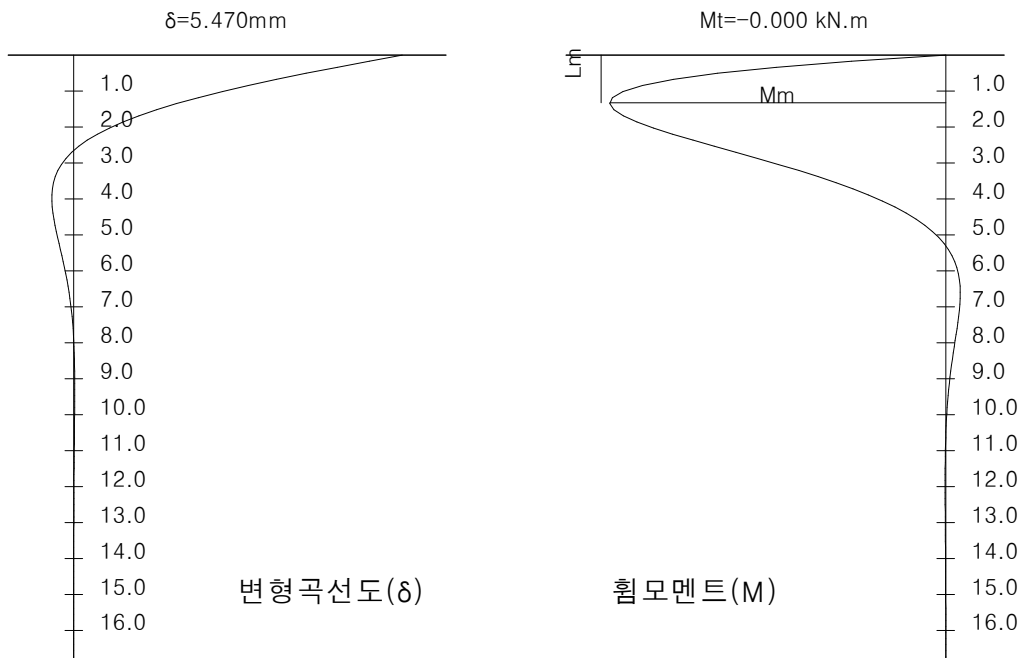
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.201 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.470 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.470 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-81.238	5.470	
1.127	-43.538	-6.926	2.203	
2.253	-35.076	15.794	0.336	
3.380	-16.803	14.547	-0.309	
4.507	-4.308	7.564	-0.337	
5.633	0.950	2.266	-0.190	
6.760	1.899	-0.164	-0.065	
7.887	1.280	-0.729	-0.002	
9.013	0.532	-0.544	0.015	
10.140	0.091	-0.246	0.013	
11.267	-0.066	-0.055	0.006	
12.393	-0.077	0.020	0.002	
13.520	-0.045	0.031	0.000	
14.647	-0.016	0.020	-0.001	
15.773	-0.001	0.008	0.000	
16.900	0.003	0.001	0.000	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+토압+온도하중(1+2+3+5+7)

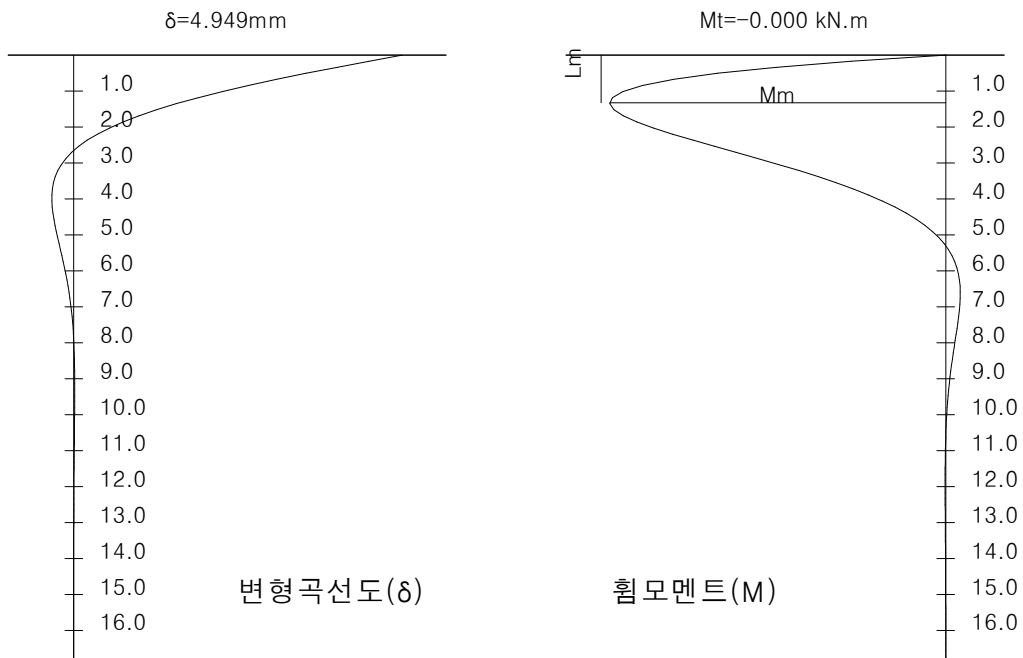
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -39.997 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.949 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.949 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-73.511	4.949	
1.127	-39.397	-6.267	1.994	
2.253	-31.740	14.292	0.304	
3.380	-15.205	13.163	-0.280	
4.507	-3.899	6.844	-0.305	
5.633	0.860	2.051	-0.172	
6.760	1.718	-0.149	-0.059	
7.887	1.158	-0.659	-0.002	
9.013	0.481	-0.492	0.014	
10.140	0.083	-0.223	0.012	
11.267	-0.060	-0.050	0.006	
12.393	-0.070	0.018	0.002	
13.520	-0.041	0.028	0.000	
14.647	-0.014	0.018	-0.001	
15.773	-0.001	0.007	0.000	
16.900	0.003	0.001	0.000	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+5)

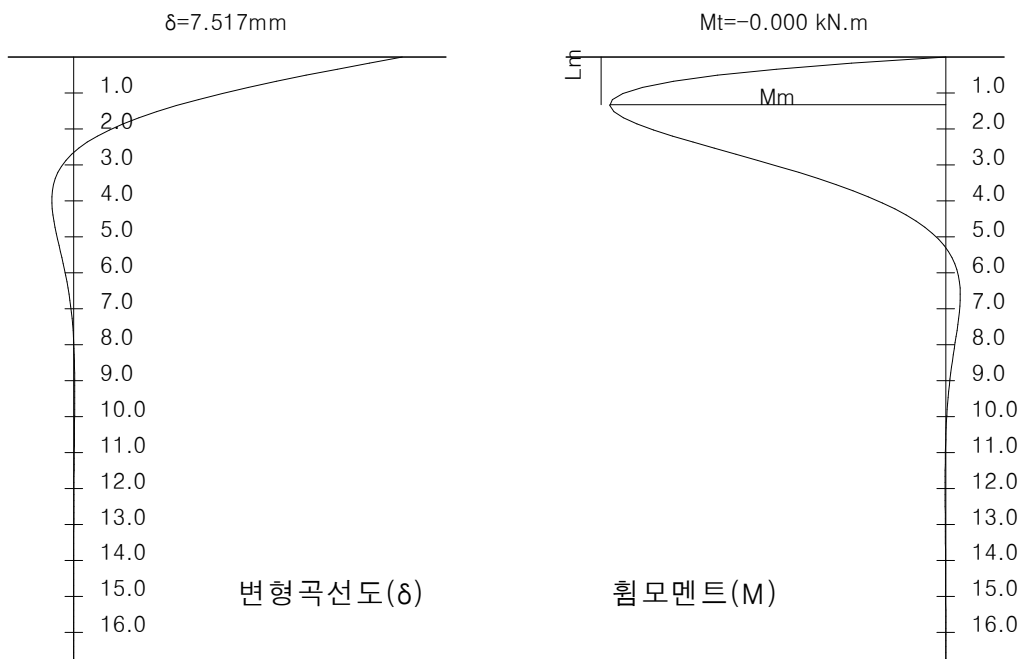
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -60.748 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.517 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.517 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-111.649	7.517	
1.127	-59.836	-9.519	3.028	
2.253	-48.206	21.707	0.462	
3.380	-23.093	19.992	-0.425	
4.507	-5.921	10.395	-0.464	
5.633	1.306	3.115	-0.262	
6.760	2.610	-0.226	-0.089	
7.887	1.759	-1.001	-0.003	
9.013	0.730	-0.747	0.021	
10.140	0.126	-0.339	0.018	
11.267	-0.091	-0.076	0.009	
12.393	-0.106	0.028	0.002	
13.520	-0.062	0.042	0.000	
14.647	-0.022	0.027	-0.001	
15.773	-0.001	0.010	-0.001	
16.900	0.005	0.001	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+2+3+4)

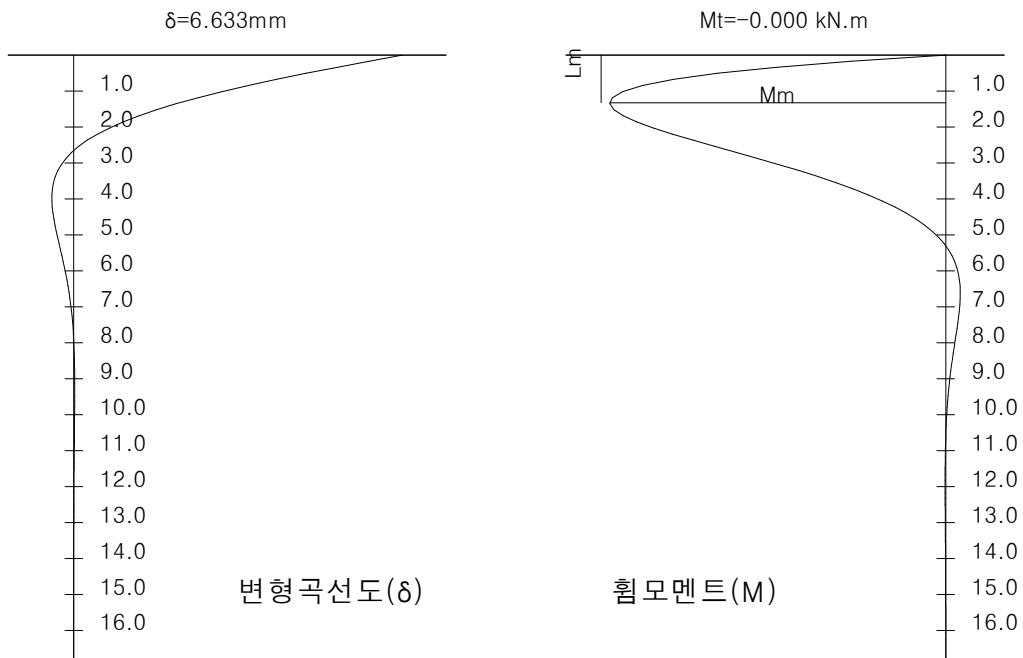
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -53.601 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.633 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.633 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-98.514	6.633	
1.127	-52.797	-8.399	2.672	
2.253	-42.535	19.153	0.407	
3.380	-20.376	17.640	-0.375	
4.507	-5.225	9.172	-0.409	
5.633	1.152	2.748	-0.231	
6.760	2.303	-0.199	-0.078	
7.887	1.552	-0.884	-0.002	
9.013	0.645	-0.659	0.019	
10.140	0.111	-0.299	0.016	
11.267	-0.080	-0.067	0.008	
12.393	-0.094	0.024	0.002	
13.520	-0.054	0.037	0.000	
14.647	-0.019	0.024	-0.001	
15.773	-0.001	0.009	-0.001	
16.900	0.004	0.001	0.000	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+2+3+4+5+6+7+8)

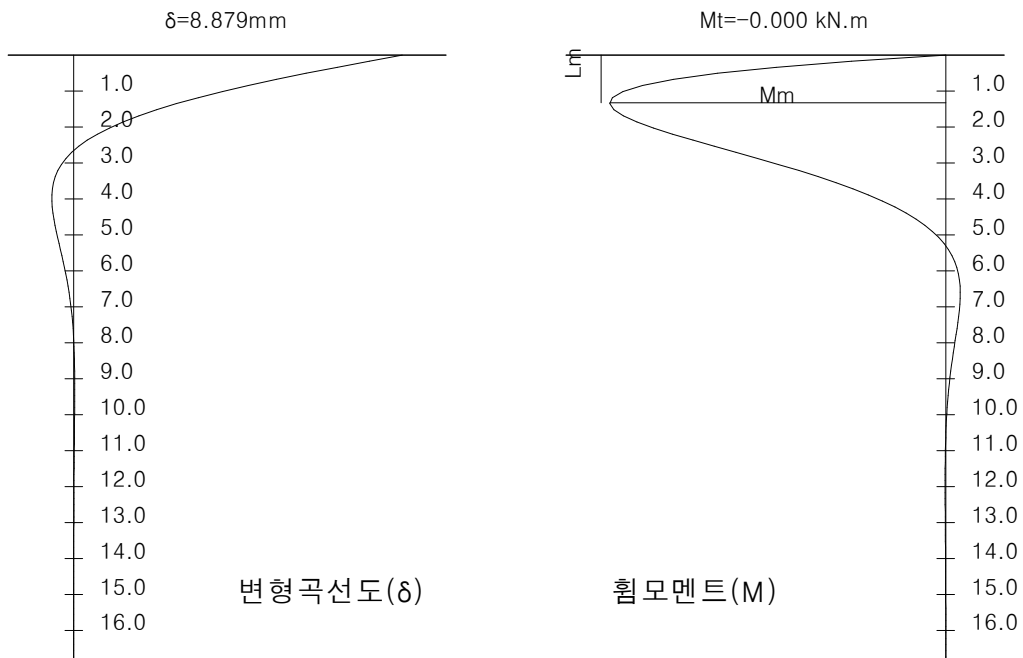
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -71.755 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.879 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.879 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-131.880	8.879	
1.127	-70.678	-11.244	3.577	
2.253	-56.941	25.640	0.545	
3.380	-27.278	23.615	-0.502	
4.507	-6.994	12.279	-0.548	
5.633	1.542	3.679	-0.309	
6.760	3.083	-0.267	-0.105	
7.887	2.078	-1.183	-0.003	
9.013	0.863	-0.883	0.025	
10.140	0.148	-0.400	0.021	
11.267	-0.107	-0.090	0.010	
12.393	-0.126	0.033	0.003	
13.520	-0.073	0.050	0.000	
14.647	-0.026	0.032	-0.001	
15.773	-0.002	0.012	-0.001	
16.900	0.006	0.002	0.000	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+토압+온도하중(1+2+3+4+6+8)

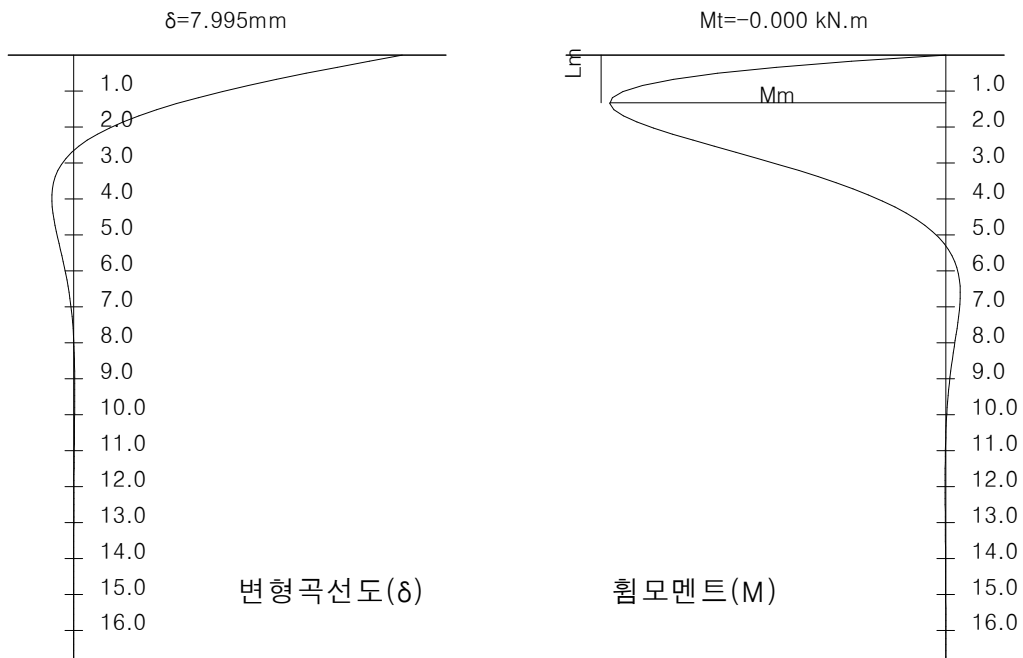
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -64.608 kN.m, 1.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.995 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.995 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-118.745	7.995	
1.127	-63.639	-10.124	3.220	
2.253	-51.270	23.087	0.491	
3.380	-24.561	21.263	-0.452	
4.507	-6.298	11.056	-0.493	
5.633	1.389	3.313	-0.278	
6.760	2.776	-0.240	-0.095	
7.887	1.871	-1.065	-0.003	
9.013	0.777	-0.795	0.023	
10.140	0.134	-0.360	0.019	
11.267	-0.097	-0.081	0.009	
12.393	-0.113	0.029	0.003	
13.520	-0.066	0.045	0.000	
14.647	-0.023	0.029	-0.001	
15.773	-0.001	0.011	-0.001	
16.900	0.005	0.001	0.000	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

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

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

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

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

$$= 1526.114 \text{ kN}$$

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

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

$$\text{평상시의 말뚝의 허용 수평변위 } \delta_a = 15.000 > \delta = 5.4695 \text{ mm} \quad 0.K$$

다) 말뚝의 허용인발력

주면 마찰력을 고려하지 않으므로 인발력이 발생해서는 않된다.

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	254.920	135.899	508.705	0.000	0.K
	HINGE	217.239	183.629	508.705	0.000	0.K
COMBO 2	FIX	230.942	152.054	508.705	0.000	0.K
	HINGE	196.871	195.210	508.705	0.000	0.K
COMBO 3	FIX	491.422	187.924	508.705	0.000	0.K
	HINGE	449.729	240.736	508.705	0.000	0.K
COMBO 4	FIX	410.542	159.717	508.705	0.000	0.K
	HINGE	372.065	208.454	508.705	0.000	0.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 17.00 m

이음개소수 : 1 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 5.00%

장경비 (L/D) = 16.90/0.406 = 41.585 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 5.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

$f_{sa} = 133.000 \text{ MPa}$ (평상시)

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

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

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f _{max}	f _{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	254.920	50.410	89.577	133.00	0.K
	HINGE	217.239	35.734	67.700	133.00	0.K
COMBO 2	FIX	230.942	45.579	81.045	133.00	0.K
	HINGE	196.871	31.530	60.332	133.00	0.K
COMBO 3	FIX	491.422	55.777	123.192	133.00	0.K
	HINGE	449.729	44.201	104.559	133.00	0.K
COMBO 4	FIX	410.542	51.474	108.747	133.00	0.K
	HINGE	372.065	39.997	90.602	133.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$\tau_{sa} = 76.000 \text{ MPa}$ (평상시)

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

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

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

$= 2.000$: 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	65.676	15.103	76.000	0.K
	HINGE	65.676	15.103	76.000	0.K
COMBO 2	FIX	57.950	13.326	76.000	0.K
	HINGE	57.950	13.326	76.000	0.K
COMBO 3	FIX	81.238	18.682	76.000	0.K
	HINGE	81.238	18.682	76.000	0.K
COMBO 4	FIX	73.511	16.905	76.000	0.K
	HINGE	73.511	16.905	76.000	0.K