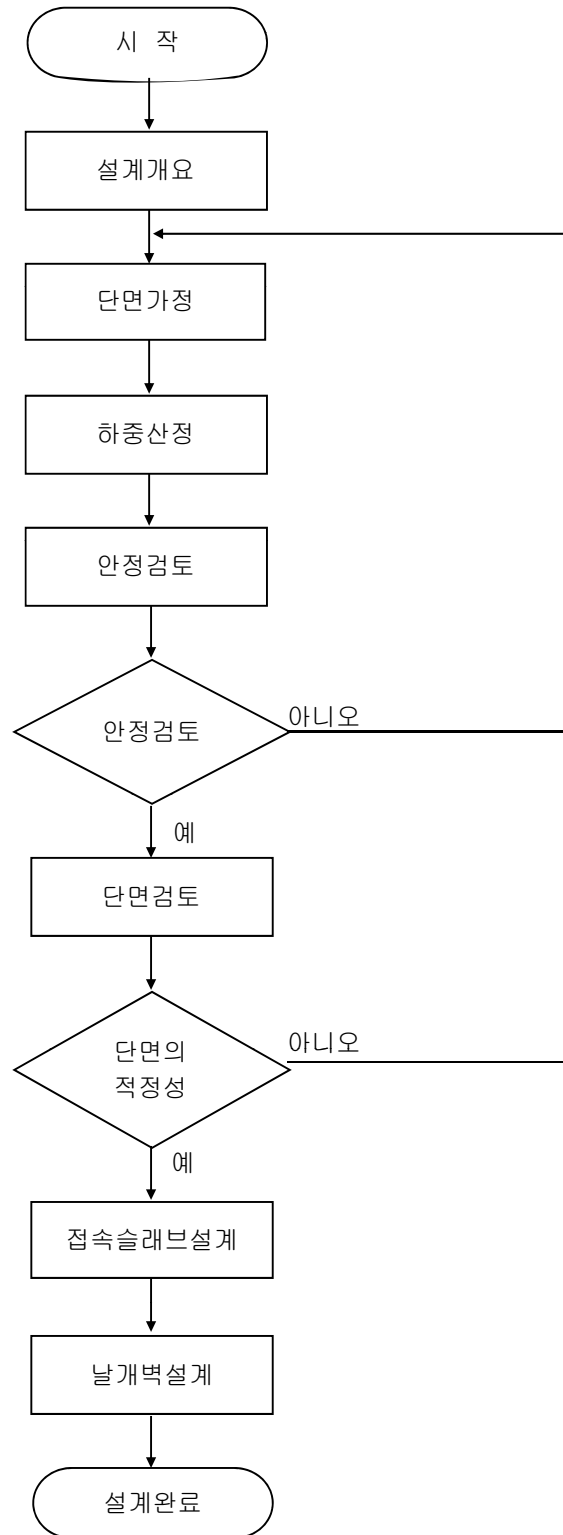


A1 구조계산서



■ 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)	856	819.994	0.K
	허용인발력(kN/EA)	370.9	-	0.K
	휨응력(MPa)	140	125.848	0.K
	전단응력(MPa)	80	15.842	0.K
	수평변위(mm)	15	10.395	0.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1284	1192.597	0.K
	허용인발력(kN/EA)	556.4	-269.613	0.K
	휨응력(MPa)	210	148.504	0.K
	전단응력(MPa)	120	24.288	0.K
	수평변위(mm)	15	8.98	0.K

단면 휨 설계

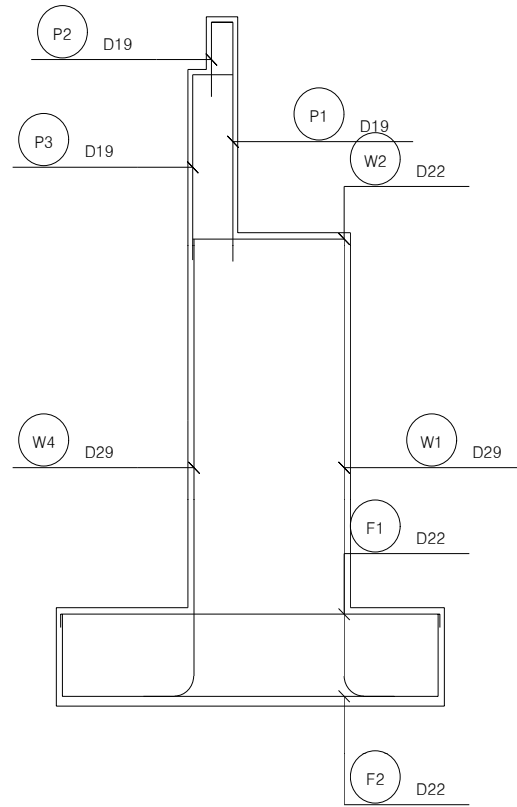
단면위치		깊이	dc	Req. As	사용철근량	Mu	ΦMn	안전도	비고
		H(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	(kN.m)	(kN.m)		
전면저판		1500	150	2193.78	3096.8	746.184	1048.092	1.405	0.K
후면저판		1500	100	2269.33	3096.8	800.493	1087.576	1.359	0.K
벽체 : H=9.558		2600	100	3470.55	5139.2	2189.89	3226.719	1.473	0.K
홍벽		800	80	1100.75	2292	199.826	410.961	2.057	0.K
좌측날개벽	A(T=620 mm)	620	80	1142	2292	154.808	305.759	1.975	0.K
	B(T=620 mm)	620	80	1054.25	2292	143.087	305.759	2.137	0.K
	C(T=620 mm)	620	80	1288.19	2292	174.273	305.759	1.754	0.K
우측날개벽	A(T=620 mm)	620	80	1387.85	2292	187.495	305.759	1.631	0.K
	B(T=620 mm)	620	80	1234.13	2292	167.084	305.759	1.83	0.K
	C(T=620 mm)	620	80	1522.28	2292	205.273	305.759	1.49	0.K

사용성 검토

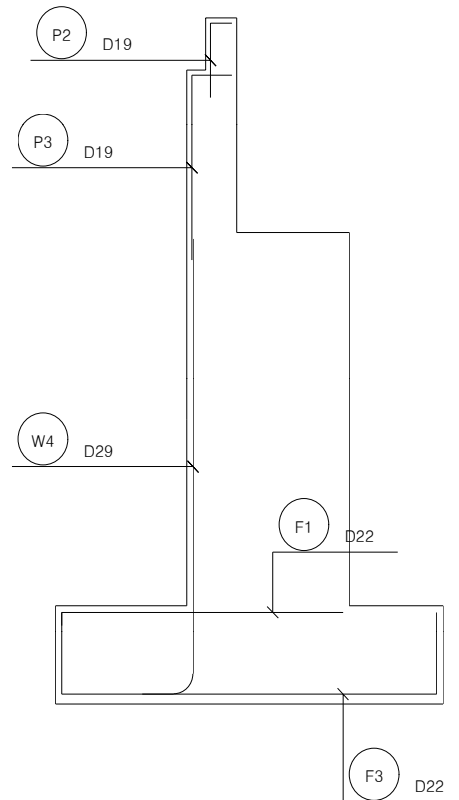
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		123.313	150	125	291.119	0.K
후면저판		101.439	150	125	553.826	0.K
벽체 : H=9.558		74.656	150	125	841.083	0.K
홍벽		76.045	150	125	828.458	0.K
좌측날개벽	A(T=620 mm)	79.281	150	125	794.645	0.K
	B(T=620 mm)	73.278	150	125	859.743	0.K
	C(T=620 mm)	89.249	150	125	705.892	0.K
우측날개벽	A(T=620 mm)	96.02	150	125	643.89	0.K
	B(T=620 mm)	85.567	150	125	736.262	0.K
	C(T=620 mm)	105.125	150	125	572.859	0.K

주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

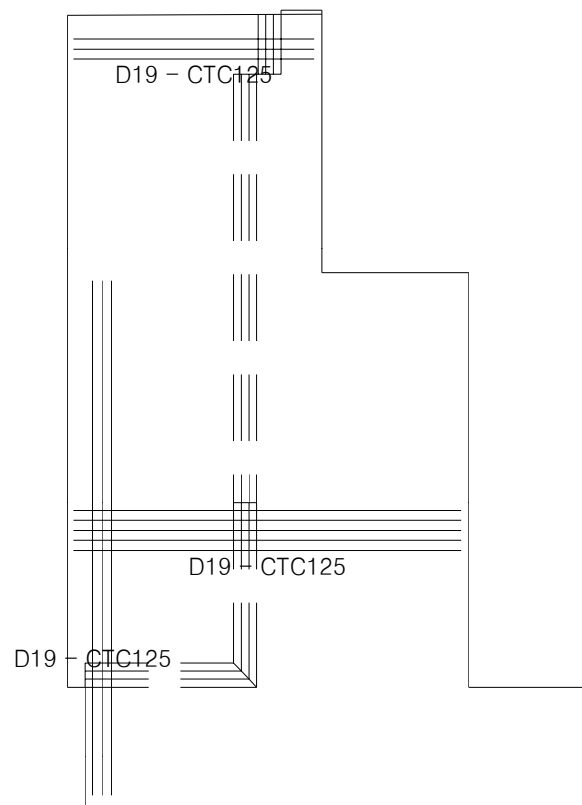


- ② Cycle (CTC = 250)

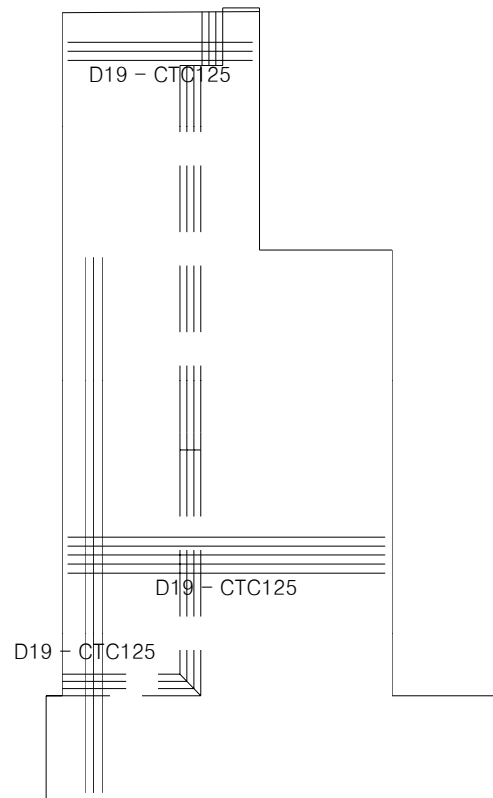


■ 주철근 조립도

- 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 = 26.323 M
(5) 교 대 총높이	: H = 11.058 M
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초
(7) SKEW	: 69.400 °

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	: $R_d = 481.280 \text{ kN/m}$	
(6) 상부 활하중 반력	: $R_l = 110.545 \text{ kN/m}$	
(7) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.150$	

3) 지 반 조 건

(1) 뒤탈재의 내부마찰각	: $\phi_1 = 35.000^\circ$	
(2) 기초지반의 N치	: $N = 7.000$	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 25.247^\circ \{ \phi_2 = 15 + \sqrt{15N} \}$	
(4) 기초지반의 점착력	: $C = 0.000 \text{ kN/m}^2$	
(5) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.303$; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$	: 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]

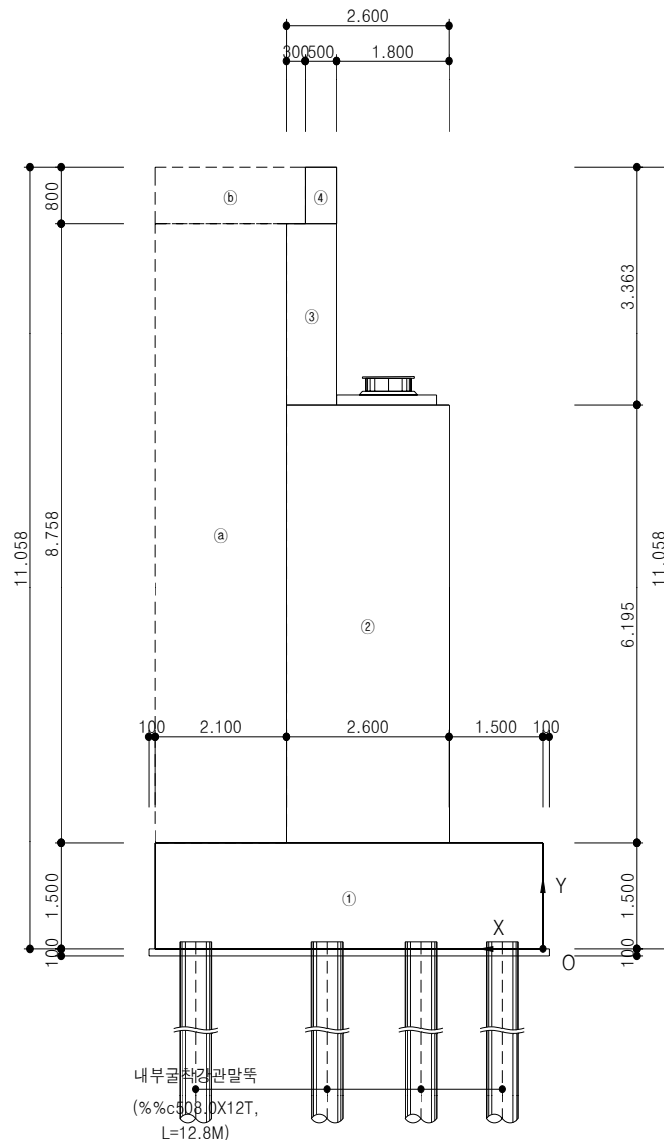
5) 설 계 방 법

(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	6	7
고정하중	1471.864	1421.662	1380.585	1366.348	1364.093	1361.818	1376.487
활하중	189.869	281.467	335.713	345.655	328.007	336.236	364.501
구 분	8	9	계				
고정하중	1430.263	1495.817	12668.937				
활하중	376.473	352.007	2909.928				

※ 지진하중 집계표

(단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7
교축방향	241.960	241.990	242.120	242.260	242.390	242.510	242.640
직각방향	220.380	220.330	220.460	220.540	220.580	220.600	220.580
구 분	8	9	계				
교축방향	242.760	242.810	2181.440				
직각방향	220.480	220.090	1984.040				

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	6.200 × 1.500 = 9.300	25.000	232.500	17.903
	②	2.600 × 6.195 = 16.107	25.000	402.667	31.005
	③	0.800 × 2.563 = 2.050	25.000	51.260	3.947
	④	0.500 × 0.800 = 0.400	25.000	10.000	0.770
	소 계	= 27.857		696.426	53.625
뒷채움재	㉠	2.100 × 8.758 = 18.392	20.000	367.830	28.323
	㉡	2.400 × 0.800 = 1.920	20.000	38.400	2.957
	소 계	= 20.312		406.230	31.280
총 계				1102.657	84.905

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	3.100	0.750	720.750	13.427
	②	2.800	4.597	1127.467	142.545
	③	3.700	8.976	189.661	35.430
	④	3.550	10.658	35.500	8.207
	소 계			2073.378	199.608
뒷채움재	㉠	5.150	5.879	1894.326	166.509
	㉡	5.000	10.658	192.000	31.513
	소 계			2086.326	198.022
총 계				4159.704	397.630

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : $X = 2073.378 / 696.426 = 2.977 \text{ m}$
 $Y = 199.608 / 53.625 = 3.722 \text{ m}$
- 뒷채움재 : $X = 2086.326 / 406.230 = 5.136 \text{ m}$
 $Y = 198.022 / 31.280 = 6.331 \text{ m}$

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) : 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)

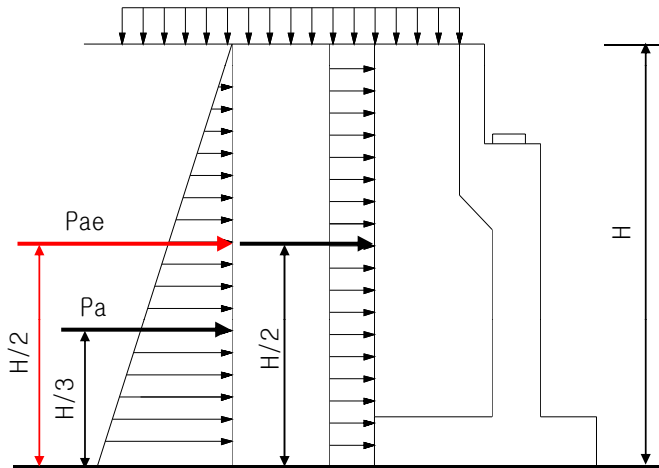
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 ($H = 11.058 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 11.058^2 \times \cos(0.000) \\ &= 331.369 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 3.686 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

- 지진시 토압 ($H = 11.058 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 11.058^2 \times \cos(0.000) \\ &= 383.948 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 5.529 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 ($H = 9.558 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 9.558^2 \times \cos(11.667 + 0.000) \\ &= 224.558 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 3.186 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

- 지진시 토압 ($H = 9.558 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 9.558^2 \times \cos(0.000 + 0.000) \\ &= 286.848 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 4.779 \text{ m} : \text{작용중심높이}$$

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

$$R_d = 12668.937 \div (24.640 / \sin 69.400) = 481.280 \text{ kN/m}$$

- 활하중반력

$$R_l = 2909.928 \div (24.640 / \sin 69.400) = 110.545 \text{ kN/m}$$

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$$\begin{aligned}\delta &= \alpha \times \Delta T \times L \\ &= 0.000010 \times 25.0 \times 50.4 \\ &= 0.012590 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{교량받침의 개수} : N = 9 \text{ EA}$$

$$\text{교대의 폭원} : B = 26.323 \text{ m}$$

$$\text{탄성받침의 전단탄성계수} : kH = 2875.800 \text{ kN/m}$$

- 단위폭당 작용 수평력

$$\begin{aligned}Ph &= kH \times \delta \times N / B \\ &= 2875.800 \times 0.012590 \times 9 / 26.323 \\ &= 12.379 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

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	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8
δ (m)	0.08645	0.08647	0.08652	0.08657	0.08662	0.08667	0.08672	0.08677	0.08678

$$\begin{aligned}F_m &= 75.372 \times \cos 69.4 + 82.871 \times \sin 69.4 \\ &= 104.091 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$H_1 = 1984.040 \div (24.640 / \sin 69.4) = 75.372 \text{ kN/m} : \text{직각방향 수평력}$$

$$H_2 = 2181.440 \div (24.640 / \sin 69.4) = 82.871 \text{ kN/m} : \text{교축방향 수평력}$$

[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

$$P_1 = 10.000 \times 2.400 = 24.000 \text{ kN}$$

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 11.058 m)

$$\begin{aligned}Pa_1 &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.271 \times 10.000 \times 11.058 \times \cos 0.000 \\ &= 29.967 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 5.529 \text{ m} : \text{작용중심높이}\end{aligned}$$

- 단면검토시 수평토압 (H = 9.558 m)

$$\begin{aligned}Pa_2 &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.251 \times 10.000 \times 9.558 \times \cos 11.667 \\ &= 23.495 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 4.779 \text{ m} : \text{작용중심높이}\end{aligned}$$

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)	696.426	-	2.977	3.722	2073.377	-
2. 교대구체(지진시)	696.426	53.625	2.977	3.722	2073.377	199.609
3. 뒤택움재(평상시)	406.230	-	5.136	6.331	2086.325	-
4. 뒤택움재(지진시)	406.230	31.280	5.136	6.331	2086.325	198.023
5. 배면토압(평상시)	-	331.369	-	3.686	-	1221.411
6. 배면토압(지진시)	-	383.948	-	5.529	-	2122.822
7. 뒤택움 상재하중	24.000	29.967	5.000	5.529	120.000	165.685
8. 상부 고정하중반력	481.280	-	2.471	-	1189.243	-
9. 상부 활하중반력	110.545	-	2.471	-	273.157	-
10. 교량받침마찰력	-	12.379	-	8.095	-	100.206
11. 상부관성력	-	104.091	-	8.095	-	842.603

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)	1126.656	361.336	4279.702	1387.096
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1102.656	331.369	4159.702	1221.411
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1102.656	468.853	4159.702	2520.454
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1718.481	373.715	5742.102	1487.302
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1583.936	343.748	5348.945	1321.617
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+11)	1583.936	572.944	5348.945	3363.057

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

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

$$e = \text{말뚝도심} (= 2.900) - \sum M / \sum V$$

$$M_c = V \times e$$

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	20.000	13.000	-
2 열	1.950	20.000	39.000	-
3 열	3.450	20.000	69.000	-
4 열	5.550	20.000	111.000	-
계	-	80.000	232.000	2.900

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)	29656.966	9511.448	0.333	9875.770
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	29025.214	8722.626	0.235	6820.925
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5)	29025.214	12341.618	1.413	41012.627
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5)	45235.575	9837.300	0.424	19179.884
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	41693.947	9048.479	0.357	14884.739
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+3+5)	41693.947	15081.605	1.646	68628.237

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

각 작용력은 교대의 전폭 26.323 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)

$$= 214833.591 \times 80 / (26.323 \times 6.200) = 105307.243 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 26.323 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.200 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 80 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.500 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

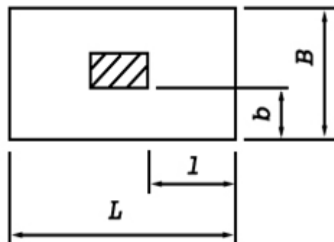
$$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 105307.243) / (26986000.000 \times 1.500^3)]} = 0.243 (m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(0.000, 2.100) = 2.100$$

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

$$b \geq B/2 \text{이면 } b = B/2 = 3.100, \text{ 뒷규기준으로 검토}$$

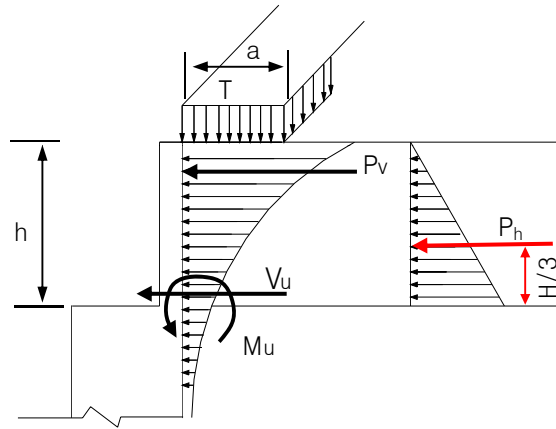


$$\beta \lambda = 0.243 \times 2.100 = 0.510 \leq 1.0, \therefore O.K$$

5. 단 면 설 계

1) 홍벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤택중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (3.363 - 0.36) &= 86.380 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.363^2 \times \cos 11.667^\circ &= 27.801 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 3.363 \times 27.801 &= 31.165 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 1.70 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 1.70 \times 28.765 + 1.70 \times 27.801 &= 96.161 \text{ kN} \\ M_u &= 1.70 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 1.70 \times 86.380 + 1.70 \times 31.165 &= 199.826 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 지진시

- 구체관성력

$$\begin{aligned} p_1 &= 2.563 \times 0.800 \times 25.000 \times 0.077 &= 3.947 \text{ kN} \\ p_2 &= 0.800 \times 0.500 \times 25.000 \times 0.077 &= 0.770 \text{ kN} \\ P_w &= 3.947 + 0.770 &= 4.717 \text{ kN} \\ M_w &= 3.947 \times 2.563/2 + 0.770 \times (2.563 + 0.800/2) &= 7.340 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_{ae} \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 3.363^2 \times \cos 0.000^\circ &= 35.512 \text{ kN} \\ M_e &= 1/2 \times H \times P_h \\ &= 1/2 \times 3.363 \times 35.512 &= 59.714 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1.00 \times P_w + 1.00 \times P_h \\
 &= 1.00 \times 4.717 + 1.00 \times 35.512 &= 40.229 \text{ kN} \\
 M_u &= 1.00 \times M_w + 1.00 \times M_e \\
 &= 1.00 \times 7.340 + 1.00 \times 59.714 &= 67.054 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	96.161	199.826	
지진시	40.229	67.054	
설계단면력	96.161	199.826	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : $H = 9.558 \text{ m}$ 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	35.722	3.712	-	1.000	35.722	132.597
2. 배면토압(평상시)	224.558	3.186	1.700	-	381.749	1216.233
3. 배면토압(지진시)	286.848	4.779	-	1.000	286.848	1370.827
4. 뒷채움 상재하중	23.495	4.779	1.700	-	39.941	190.878
5. 교량받침마찰력	12.379	6.595	1.300	-	16.093	106.129
6. 상부관성력	104.091	6.595	-	1.000	104.091	686.467

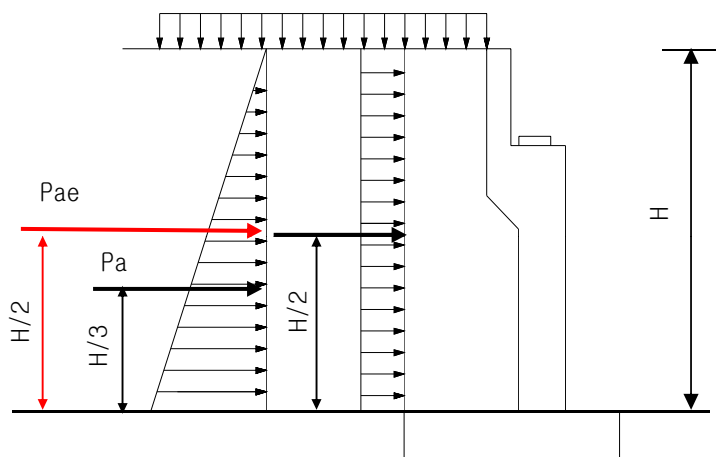
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치($H = 1.500 \text{ m}$)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

$$H_0 = \sum (H\textcircled{2} \sim H\textcircled{4}) = 35.722 \text{ kN}$$

$$M_o = \sum [H\textcircled{2} \times (y\textcircled{2} - 1.500) \sim H\textcircled{4} \times (y\textcircled{4} - 1.500)] = 132.597 \text{ kN.m}$$

$$y = M_o / H_o = 132.597 / 35.722 = 3.712$$



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 9.558 m)	437.783	1513.240	
지진시(H = 9.558 m)	426.661	2189.891	
설계단면력	437.783	2189.890	

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)	696.426	-	2.977	3.722	2073.377	-
2. 교대구체(지진시)	696.426	53.625	2.977	3.722	2073.377	199.609
3. 뒹개움재(평상시)	406.230	-	5.136	6.331	2086.325	-
4. 뒹개움재(지진시)	406.230	31.280	5.136	6.331	2086.325	198.023
5. 배면토압(평상시)	-	331.369	-	3.686	-	1221.411
6. 배면토압(지진시)	-	383.948	-	5.529	-	2122.822
7. 토압의 연직분력	50.062	-	5.500	-	275.341	-
8. 뒹개움 상재하중	24.000	29.967	5.000	5.529	120.000	165.685
9. 상부 고정하중반력	481.280	-	2.471	-	1189.243	-
10. 상부 활하중반력	110.545	-	2.471	-	273.157	-
11. 교량받침마찰력	-	12.379	-	8.095	-	100.206
12. 상부관성력	-	104.091	-	8.095	-	842.603

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+)	1570.158	614.271	6133.692	2358.063
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1518.558	563.327	5875.692	2076.399
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1102.656	468.853	4159.702	2520.454
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+)	2433.494	630.364	8266.996	2488.331
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	2144.222	579.420	7421.708	2206.667
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+)	1583.936	572.944	5348.945	3363.057

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(=2.900) - $\sum M / \sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

$$Mc = V \times e$$

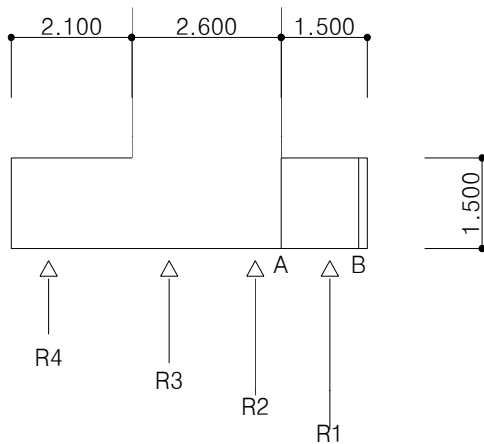
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	41331.274	16169.461	0.495	20458.981
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	39973.007	14828.465	0.398	15909.257
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)	29025.214	12341.618	1.413	41012.627
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	64056.861	16593.069	0.525	33629.852
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	56442.361	15252.073	0.468	26415.025
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10+12)	41693.947	15081.605	1.646	68628.237

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

각 작용력은 교대의 전폭(26.323 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞급)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R4 = Ru4 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	846.120	655.750	474.310	312.670
COMB 2	778.890	617.560	466.740	341.050
COMB 3	791.840	543.960	277.950	-46.080
COMB 4	1240.340	986.330	731.120	465.420
COMB 5	1073.500	860.890	650.870	442.170
COMB 6	1192.600	804.660	379.170	-163.040

- 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.500 \times 0.150 \times 25.000 = 5.625 \text{ kN}$$

$$Ma = 1.500 \times 1.500 \times 25.000 \times 1.500 / 2 = 42.188 \text{ kN.m}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$Vb = 0.00$$

$$Ma = R1 \times 0.850$$

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	546.435	7.312	491.591
COMB 2	0.000	503.017	7.312	448.173
COMB 3	0.000	511.380	5.625	469.193
COMB 4	0.000	801.028	7.312	746.184
COMB 5	0.000	693.280	7.312	638.436
COMB 6	0.000	770.196	5.625	728.009

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

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

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

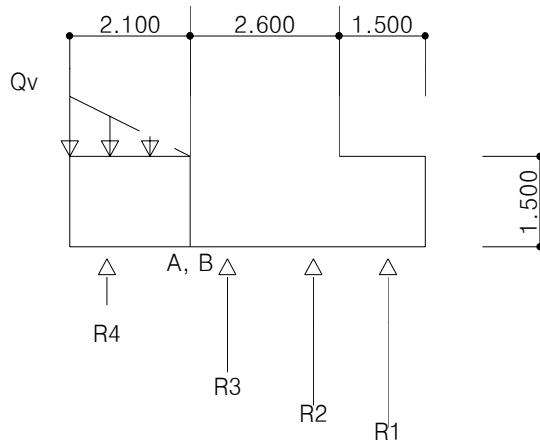
$$\text{COMB 3} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

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

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

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

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R4 = Ru4 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	689.830	589.760	436.100	128.590
COMB 2	634.330	556.520	431.410	170.790
COMB 3	709.990	509.400	257.940	-142.480
COMB 4	1085.390	920.910	693.250	282.920
COMB 5	929.130	799.940	615.580	272.140
COMB 6	1102.110	766.460	357.050	-269.610

- 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.500 \times 2.100 \times 25.000 = 78.750 \text{ kN}$$

$$Ma = 1.500 \times 2.100 \times 25.000 \times 2.100 / 2 = 82.688 \text{ kN.m}$$

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 406.230 \text{ kN} \quad \text{『작용하중 집계표』 참조} &= 406.230 \text{ kN} \\ M_a &= 406.230 \times (5.136 - 4.100) &= 420.782 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 10.000 \times 2.100 &= 21.000 \text{ kN} \\ M_a &= 10.000 \times 2.100 \times 2.100 / 2 &= 22.050 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

$$\begin{aligned} P_v &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \sin \delta \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 9.558^2 \times \sin 11.667 \\ &= 50.062 \text{ kN} \\ Q_v &= 2 \times P_v / L \\ &= 2 \times 50.062 / 2.100 \\ &= 47.678 \text{ kN} \\ V_b &= 47.678 \times 2.100 / 2 &= 50.062 \text{ kN} \\ M_a &= 47.678 \times 2.100 \times 2.100 / 3 &= 70.087 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= R_4 \\ M_a &= R_4 \times 1.450 \end{aligned}$$

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	97.700	141.665	663.030	679.400
COMB 2	129.763	188.156	585.817	585.502
COMB 3	-108.253	-156.967	593.234	660.437
COMB 4	214.957	311.688	545.773	509.378
COMB 5	206.766	299.811	508.813	473.847
COMB 6	-204.844	-297.024	689.824	800.493

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	1500.00	1350.00	150.00	746.18	7.31

* 강도감소계수(ϕ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1350.00 - 53.578) / 53.578 = 0.07259$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2193.776 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.412]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

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

$$A_{s,req} = 2193.776 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(2193.776, 1800.000) / bd = 0.00163$$

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

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00229$$

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

* 휨에 대한 검토

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

$$\phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (1350.00 - a/2) = 1048.092 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 746.184 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.405]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1350.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 1350.00 = 881.816 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 7.312 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 mm² 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

$$D16 - CTC 300 = 1986.000 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : $0.0015 \times 1500.0 \times 1000.0 = 2250.000 \text{ mm}^2 > 1986.000 \text{ mm}^2$

$$(1986.000 / 1.000) = 1986.000 \text{ mm}^2 > (1800\text{mm}^2)$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 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	1500.00	1400.00	100.00	800.49	689.82

* 강도감소계수(ϕ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1400.00 - 53.578) / 53.578 = 0.07539$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2269.326 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.365]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

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

$$A_{s,req} = 2269.326 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(2269.326, 1800.000) / bd = 0.00162$$

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

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00221$$

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

* 휨에 대한 검토

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

$$\phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (1400.00 - a/2) = 1087.576 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 800.493 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 1.359]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1400.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 1400.00 = 914.476 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 689.824 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 mm² 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

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

필요철근량 : $0.0015 \times 1500.0 \times 1000.0 = 2250.000 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2$

$$(2648.000 / 1.000) = 2648.000 \text{ mm}^2 > (1800\text{mm}^2)$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 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=9.558

* 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	2600.00	2500.00	100.00	2189.89	437.78

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 300.00 = 1541760.000$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 75.576 \text{ mm, } c = 75.576 / \beta_1 = 75.576 / 0.85 = 88.913 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2500.00 - 88.913) / 88.913 = 0.08135$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 3470.547 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.481]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00206$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 75.576 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 300 \times (2500.00 - a/2) = 3226.719 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2189.890 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.473]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2500.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 2500.00 = 1632.993 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 437.783 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

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

$$\begin{aligned} \text{필요철근량} &: 0.0015 \times 2600.0 \times 1000.0 = 3900.000 \text{ mm}^2 > 1910.000 \text{ mm}^2 \\ &(1910.000 / 1.000) = 1910.000 \text{ mm}^2 > (1800\text{mm}^2) \end{aligned}$$

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	199.83	96.16

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1100.749 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.082]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

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

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

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

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

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

* 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 199.826 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.057]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 720.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 96.161 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 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 윤택중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (3.363 - 0.36) &= 86.380 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.363^2 \times \cos 11.667^\circ &= 27.801 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 3.363 \times 27.801 &= 31.165 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

③ 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_s &= 28.765 + 27.801 &= 56.565 \text{ kN} \\ M_s &= 86.380 + 31.165 &= 117.545 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.558 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	35.722	3.712	-	1.000	35.722	132.597
2. 배면토압(평상시)	224.558	3.186	1.000	-	224.558	715.431
3. 배면토압(지진시)	286.848	4.779	-	1.000	286.848	1370.827
4. 뒷채움 상재하중	23.495	4.779	1.000	-	23.495	112.281
5. 교량받침마찰력	12.379	6.595	1.000	-	12.379	81.638
6. 상부관성력	104.091	6.595	-	1.000	104.091	686.467

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.500 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

$$H_o = \sum (H② \sim H④) = 35.722 \text{ kN}$$

$$M_o = \sum [H② \times (y② - 1.500) \sim H④ \times (y④ - 1.500)] = 132.597 \text{ kN.m}$$

$$y = M_o / H_o = 132.597 / 35.722 = 3.712$$

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	260.432	909.350	

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+11)	1176.718	361.336	4555.042	1387.096
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1152.718	331.369	4435.042	1221.411
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1102.656	468.853	4159.701	2520.454
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1768.543	373.715	6017.442	1487.303
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1633.998	343.748	5624.285	1321.617
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1583.936	572.944	5348.944	3363.058

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

$$\Sigma M = \Sigma Mr - \Sigma Mo$$

e = 말뚝도심(=2.900) - $\Sigma M / \Sigma V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

$$Mc = V \times e$$

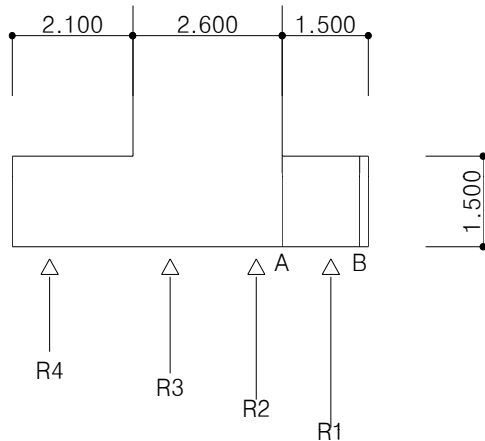
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	30974.748	9511.448	0.208	6442.748
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	30342.996	8722.626	0.112	3398.416
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	29025.214	12341.618	1.413	41012.627
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	46553.357	9837.300	0.338	15735.035
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	43011.729	9048.479	0.267	11484.132
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	41693.947	15081.605	1.646	68628.237

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

각 작용력은 교대의 전폭(26.323 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R4 = Ru4 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	547.180	445.220	350.280	272.250
COMB 2	506.680	423.560	348.700	294.810
COMB 3	791.840	543.960	277.950	-46.080
COMB 4	819.990	672.920	525.760	374.220
COMB 5	733.160	610.680	490.370	372.770
COMB 6	1192.600	804.660	379.170	-163.040

- 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.500 \times 0.150 \times 25.000 = 5.625 \text{ kN}$$

$$M_a = 1.500 \times 1.500 \times 25.000 \times 1.500 / 2 = 42.188 \text{ kN.m}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = 0.00$$

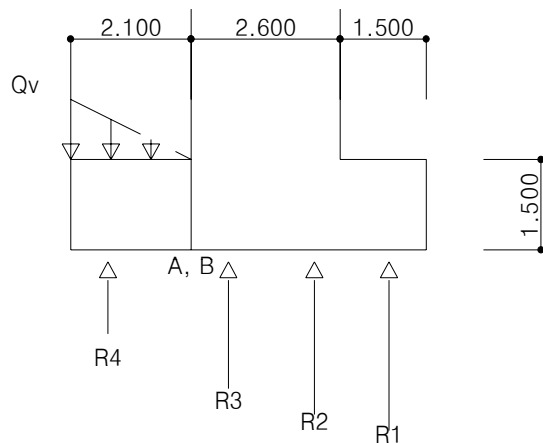
$$M_a = R1 \times 0.850$$

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	353.376	5.625	311.188
COMB 2	0.000	327.220	5.625	285.033
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	529.560	5.625	487.373
COMB 5	0.000	473.484	5.625	431.297
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

$$R4 = Ru4 \times 20\text{본} / 26.323 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	454.310	406.010	327.580	162.880
COMB 2	420.550	387.190	327.650	193.370
COMB 3	709.990	509.400	257.940	-142.480
COMB 4	727.800	634.000	503.220	265.640
COMB 5	647.170	574.370	469.360	271.500
COMB 6	1102.110	766.460	357.050	-269.610

- 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

$$V_b = R_4$$

$$M_a = R_4 \times 1.450$$

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	123.753	179.442	432.289	416.164
COMB 2	146.919	213.032	388.124	360.524
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	201.828	292.650	354.214	302.956
COMB 5	206.280	299.106	328.762	274.450
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 487.373 \times 1000000 / [3096.800 \times (1350.000 - 221.220/3)] \\ = 123.313 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1350.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 221.220 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

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

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 22/2 = 139.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 123.31) - 2.5 \times 139.00 = 291.12 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 123.31) = 510.90 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 291.12 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 291.12 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 후면저판

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 416.164 \times 1000000 / [3096.800 \times (1400.000 - 225.642/3)] \\ = 101.439 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1400.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 225.642 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

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

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 101.44) - 2.5 \times 89.00 = 553.83 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 101.44) = 621.06 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 553.83 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 553.83 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) 벽체 : H=9.558

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 909.350 \times 1000000 / [5139.200 \times (2500.000 - 389.662/3)] \\ = 74.656 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 5139.200/1000.0 + 7 \times 5139.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 2500.0)/(7 \times 5139.200)]} \\ = 389.662 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5139.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : D29 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 74.66) - 2.5 \times 85.50 = 841.08 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 74.66) = 843.87 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 841.08 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 841.08 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(4) 흉벽

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 117.545 \times 1000000 / [2292.000 \times (720.000 - 136.798/3)] \\ = 76.045 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 2292.000 / 1000.0 + 7 \times 2292.000 / 1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 720.0 / (7 \times 2292.000)}$$

$$= 136.798 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 76.04) - 2.5 \times 70.50 = 859.32 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 76.04) = 828.46 \text{ mm}$$

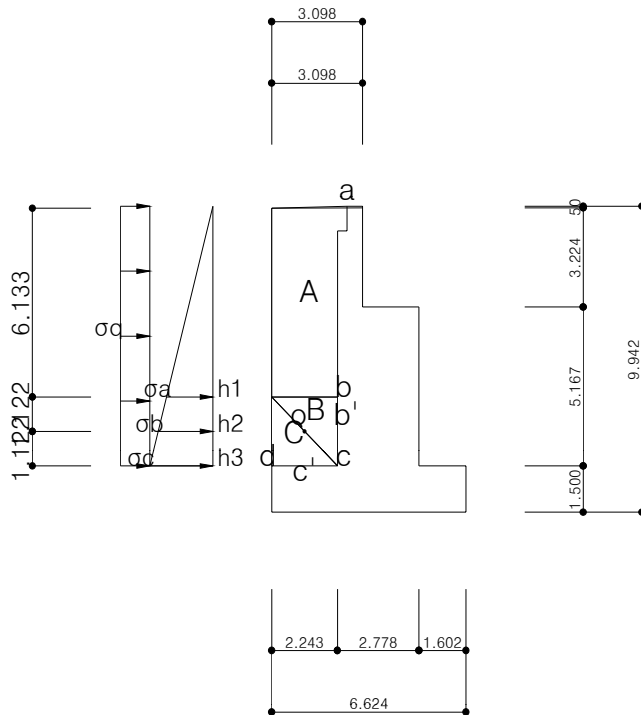
S_a 는 작은 값인 828.46 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 828.46 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정



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

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

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델

75	74	102	101	112	27
14	73	23	100	113	114
60	59	85	18	45	44
9	58	86	87	4	43
24	105	122	32	51	6
103	104	123	121	42	41
28	117	7	30	3	40
115	116	52	53	124	31
99	98	83	82	69	68
22	97	84	17	12	67
61	10	110	109	66	65
62	63	111	26	11	64
13	72	119	118	106	25
70	71	120	29	107	108
19	90	8	57	81	80
88	89	55	56	16	79
48	47	20	93	15	78
5	46	91	92	76	77
37	2	35	34	21	96
38	39	36	1	94	95

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	154.808	143.087	174.273
전단력(kN)	0.000	152.651	153.314	156.457

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	91.064	84.169	102.513
전단력(kN)	0.000	89.795	90.184	92.034

(2) 철근량 검토

① 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	154.81	152.65

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1142.002 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.007]

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

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

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

$$\geq M_u (= 154.808 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.975]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 152.651 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② 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	143.09	153.31

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1054.253 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.174]

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

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

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

$$\geq M_u (= 143.087 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.137]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 153.314 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ 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	174.27	156.46

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1288.193 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.779]

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

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

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

$$\geq M_u (= 174.273 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.754]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 156.457 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① A(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 91.064 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 79.281 \text{ MPa}$$

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

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 79.28) - 2.5 \times 70.50 = 817.06 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 79.28) = 794.65 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 794.65 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 794.65 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② B(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 84.169 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 73.278 \text{ MPa}$$

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

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 73.28) - 2.5 \times 70.50 = 898.43 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 73.28) = 859.74 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 859.74 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 859.74 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ C(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 102.513 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 89.249 \text{ MPa}$$

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

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)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 89.25) - 2.5 \times 70.50 = 706.12 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 89.25) = 705.89 \text{ mm}$$

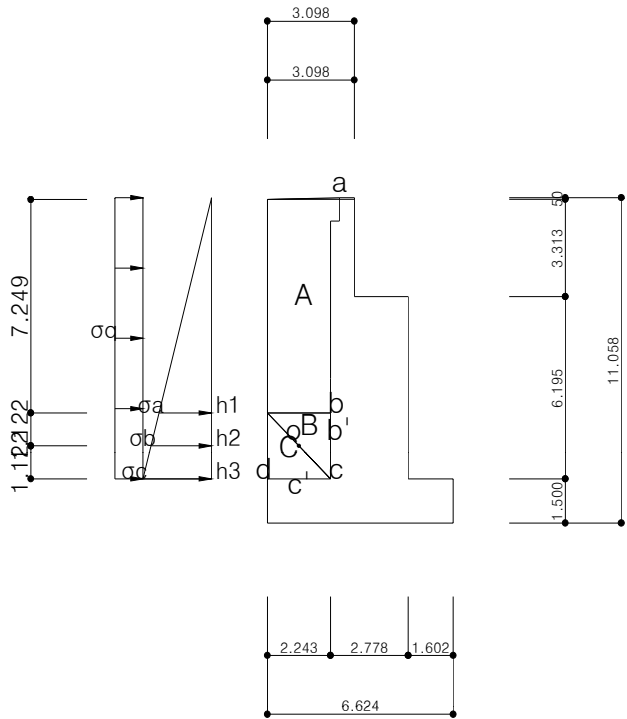
S_a 는 작은 값인 705.89 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 705.89 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

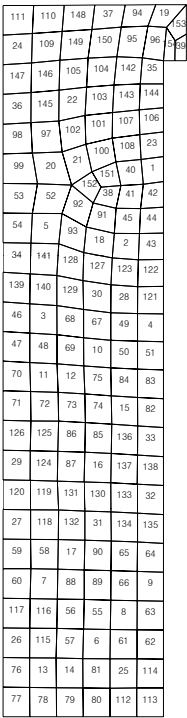


$$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$$

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

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)	0.000	187.495	167.084	205.273
전단력(kN)	0.000	180.654	180.126	182.625

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	110.291	98.285	120.749
전단력(kN)	0.000	106.267	105.956	107.426

(2) 철근량 검토

① 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	187.50	180.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

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

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1387.847 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.651]

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

* 철근비 검토

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

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

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

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

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

* 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 187.495 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.631]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 180.654 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② 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	167.08	180.13

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1234.131 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.857]

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

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

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

$$\geq M_u (= 167.084 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.830]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 180.126 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ 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	205.27	182.63

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1522.284 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.506]

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

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

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

$$\geq M_u (= 205.273 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.490]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 182.625 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① A(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 110.291 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 96.020 \text{ MPa}$$

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

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 96.02) - 2.5 \times 70.50 = 643.89 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 96.02) = 656.11 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 643.89 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 643.89 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② B(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 98.285 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 85.567 \text{ MPa}$$

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

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 85.57) - 2.5 \times 70.50 = 744.08 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 85.57) = 736.26 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 736.26 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 736.26 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ C(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 120.749 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 105.125 \text{ MPa}$$

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

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)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 105.12) - 2.5 \times 70.50 = 572.86 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 105.12) = 599.29 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 572.86 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 572.86 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

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

$$L_p = 0.70 \times 14.388 = 10.072 \text{ m}$$

- 등분포 고정하중

$$W_d = 25.000 \times 0.500 = 12.500 \text{ kN/m ; 접속판의 자중}$$

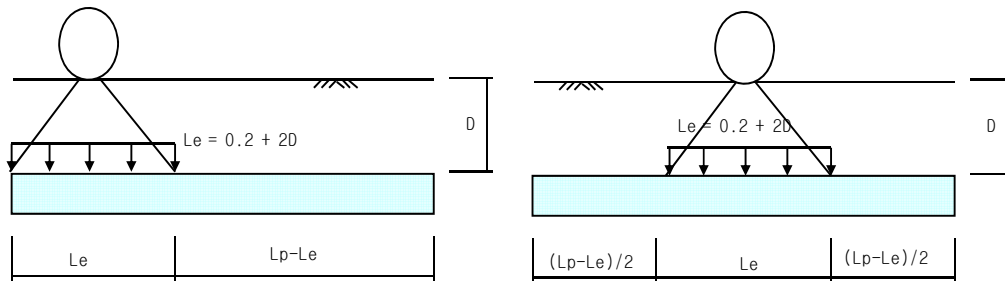
② 고정하중에 의한 부재력

$$V_d = 12.500 \times 10.072 / 2 - 12.500 \times 0 = 57.950 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 12.500 \times 10.072^2 / 8 = 158.507 \text{ kN.m/m}$$

③ 활하중에 의한 부재력

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



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

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

$$= 416.000 \text{ kN}$$

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

$$= 416.000 \times 0.200 - (416.000 \times 0.200^2 + 2 \times 416.000 \times 0.200 \times 0.400) / (2 \times 10.072)$$

$$= 79.070 \text{ kN.m}$$

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

$$= 416.000 \times 10.072 / 2 \times 0.200 / 2 - 416.000 \times 0.200 / 2 \times 0.200 / 4$$

$$= 207.417 \text{ kN.m}$$

④ 단면력 산정

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

$$= 1.30 \times 57.950 + 2.15 \times 79.070$$

$$= 245.334 \text{ kN}$$

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

$$= 1.30 \times 158.507 + 2.15 \times 207.417$$

$$= 652.004 \text{ kN/m}$$

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	500.00	400.00	100.00	652.00	245.33

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6353.600 \times 400.00 = 2541440.000$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 110.738 \text{ mm, } c = 110.738 / \beta_1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (400.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00621$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 5438.543 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.168]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.01588$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 110.738 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 6353.600 \times 400 \times (400.00 - a/2) = 744.480 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 652.004 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.142]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 400.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 400.00 = 277.128 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 245.334 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

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

$$55/\sqrt{10.072} = 17.33\% < \text{최대 } 50\% \text{ 중 작은값 이상}$$

$$\text{소요 주철근} : 5438.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요 철근량} : 5438.5 \times 0.173 = 942.5 \text{ mm}^2 < 2580.7 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

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

단면적대비 0.0020 이상

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

$$= 0.0020 \times 1000 \times 500 = 1000.0 \text{ mm}^2 < 3871.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

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

$$\text{필요철근량} : 300.0 \text{ mm}^2 < 1290.3 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

3) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 365.923 \times 1000000 / [6353.600 \times (400.000 - 149.324/3)]$$

$$= 164.446 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 6353.600 / 1000.0 + 7 \times 6353.600 / 1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 400.0 / (7 \times 6353.600)}$$

$$= 149.324 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6353.6 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

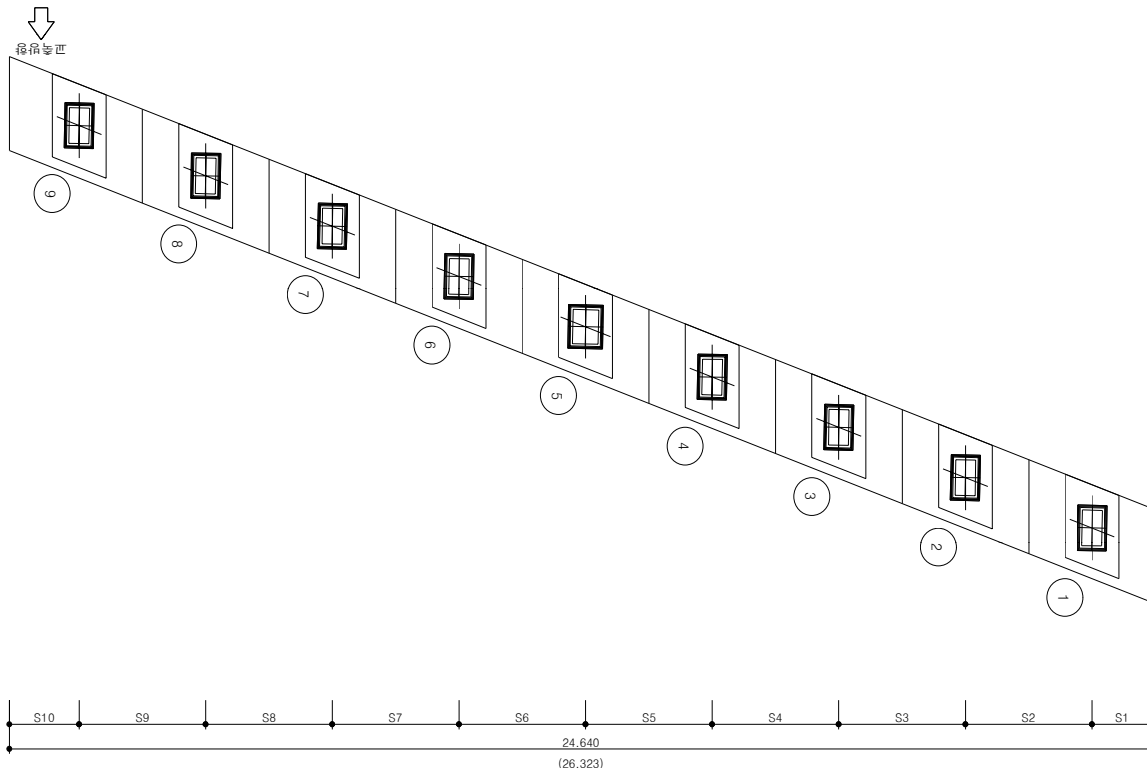
$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 164.45) - 2.5 \times 84.00 = 268.88 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 164.45) = 383.11 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 268.88 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 268.88 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

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

$$S = 200 + 5.0 \times 50.360 = 451.801 \text{ mm}$$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	451.801	730.000	430.000	555.304	0.K
2	451.801	730.000	430.000	559.304	0.K
3	451.801	730.000	430.000	564.304	0.K
4	451.801	730.000	430.000	568.304	0.K
5	451.801	700.000	550.000	567.519	0.K
6	451.801	730.000	430.000	577.304	0.K
7	451.801	730.000	430.000	581.304	0.K
8	451.801	730.000	430.000	586.304	0.K
9	451.801	730.000	430.000	590.304	0.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 69.4° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 20.60°

$$\begin{aligned}
 N &= (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm} \\
 &= (200 + 1.67 \times 100.660 + 6.66 \times 7.938) \times (1 + 0.000125 \times 20.60^2) \\
 &= 443.300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 실제 받침지지 길이

$$N1 = 1923 - 80 - 50 = 1793 \text{ mm} \geq 443 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1919.484	0.K	310.586	302.450	0.K
SHOE 2	2000.000	1851.600	0.K	310.586	302.488	0.K
SHOE 3	2000.000	1783.675	0.K	310.586	302.650	0.K
SHOE 4	2000.000	1741.873	0.K	310.586	302.825	0.K
SHOE 5	2000.000	1718.125	0.K	310.586	302.987	0.K
SHOE 6	2000.000	1728.206	0.K	310.586	303.137	0.K
SHOE 7	2000.000	1769.861	0.K	310.586	303.300	0.K
SHOE 8	2000.000	1863.753	0.K	310.586	303.450	0.K
SHOE 9	2000.000	1935.025	0.K	310.586	303.512	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	1919.484	227.406	207.124	1401.000	1987.100	
2	1851.600	227.434	207.077	1405.000	2022.275	
3	1783.675	227.556	207.199	1410.000	2027.275	
4	1741.873	227.688	207.274	1414.000	2031.275	
5	1718.125	227.810	371.296	1539.000	2021.275	
6	1728.206	227.923	207.331	1423.000	2040.275	
7	1769.861	228.045	207.312	1427.000	2044.275	
8	1863.753	228.158	207.218	1432.000	2049.275	
9	1935.025	228.205	206.852	1436.000	2123.500	

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	3512.620	3574.800	0.K	3940.139	5163.600	0.K
2	3446.956	3574.800	0.K	3849.314	5163.600	0.K
3	3382.621	3574.800	0.K	3759.562	5163.600	0.K
4	3344.172	3574.800	0.K	3704.327	5163.600	0.K
5	3368.889	3574.800	0.K	4761.752	5163.600	0.K
6	3341.093	3574.800	0.K	3686.480	5163.600	0.K
7	3390.164	3574.800	0.K	3741.895	5163.600	0.K
8	3495.788	3574.800	0.K	3866.458	5163.600	0.K
9	3576.288	4369.200	0.K	3959.043	5163.600	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1516.040	9532.800	0.K	1380.827	9532.800	0.K
2	1516.228	9135.600	0.K	1380.514	9135.600	0.K
3	1517.043	9135.600	0.K	1381.328	9135.600	0.K
4	1517.920	9532.800	0.K	1381.830	9532.800	0.K
5	1518.734	9532.800	0.K	2475.305	9532.800	0.K
6	1519.486	9532.800	0.K	1382.206	9532.800	0.K
7	1520.301	9135.600	0.K	1382.080	9135.600	0.K
8	1521.053	9135.600	0.K	1381.454	9135.600	0.K
9	1521.366	9532.800	0.K	1379.010	9532.800	0.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 9

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1935.025 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$\begin{aligned} \delta &= \alpha \times \Delta T \times L \\ &= 0.000010 \times 25.0 \times 50.4 \\ &= 0.012590 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= kh \times \delta : kh \text{ 탄성받침의 전단탄성계수, } \delta \text{ 상부구조의 신축량} \\ &= 2875.800 \times 0.012590 \\ &= 36.206 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$Hx1 = 36.206 / 1.15 = 31.484 \text{ kN}$$

$$Hx2 = 303.512 / 1.33 = 228.205 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 228.205 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

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

$H_{y2} = 275.113 / 1.33 = 206.852 \text{ kN}$

☞ 수평력은 H_{y1} , H_{y2} 중 큰 값인 206.852 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$b_{1x} = 730.000 \text{ mm} \quad b_{1y} = 430.000 \text{ mm}$$

$$b_{2x} = 1006.000 \text{ mm} \quad b_{2y} = 1505.000 \text{ mm}$$

$$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2012.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1x} = 3650.000 \text{ mm}$$

$$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 3010.000 \text{ mm} > 5 \times b_{1y} = 2150.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{sx1} &= 1/4 \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa} \\ &= 1/4 \times (1 - 730.000/2012.000) \times 1935.025 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 2054.922 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sy1} &= 1/4 \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa} \\ &= 1/4 \times (1 - 430.000/2150.000) \times 1935.025 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 2580.033 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned} A_{sx2} &= H_x/f_{sa} \\ &= 228.205 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 1521.366 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sy2} &= H_y/f_{sa} \\ &= 206.852 \times 10^3 / 150.000 \\ &= 1379.010 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

$$B_{xo} = b_{1x} + b_{2y} = 730.000 + 1505.000 = 2235.000 \text{ mm}$$

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 1006.000 mm가 $B_{xo}/2 = 1117.500 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보정필요

$$B_{xo} = b_{2x} + (b_{1x} + b_{2y})/2 = 1006.000 + (730.000 + 1505.000)/2 = 2123.500 \text{ mm}$$

- 교축방향 철근보강 범위

$$B_{yo} = b_{1y} + b_{2x} = 430.000 + 1006.000 = 1436.000 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} = 2580.033 + 1379.010 = 3959.043 \text{ mm}^2$$

$$B_{xo} = 2123.500 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } D16 - 26 \text{ EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 26 = 5163.600 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

- 교축방향

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2} = 2054.922 + 1521.366 = 3576.288 \text{ mm}^2$$

$$B_{yo} = 1436.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } D16 - 22 \text{ EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 22 = 4369.200 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 9

① 교축직각방향

$$As2 = Hy/f_s a = 206.852 \times 10^3 / 150.000 = 1379.010 \text{ mm}^2$$

사용철근 : D16 - 28 EA + D16 - 20 EA

$$As = 198.600 \times 28 + 198.600 \times 20 = 9532.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

② 교축방향

$$As1 = Hx/f_s a = 228.205 \times 10^3 / 150.000 = 1521.366 \text{ mm}^2$$

사용철근 : D16 - 28 EA + D16 - 20 EA

$$As = 198.600 \times 28 + 198.600 \times 20 = 9532.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	부식두께 (mm)	길이 (m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	12.700

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 $E = 205000.0 \text{ MPa}$

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

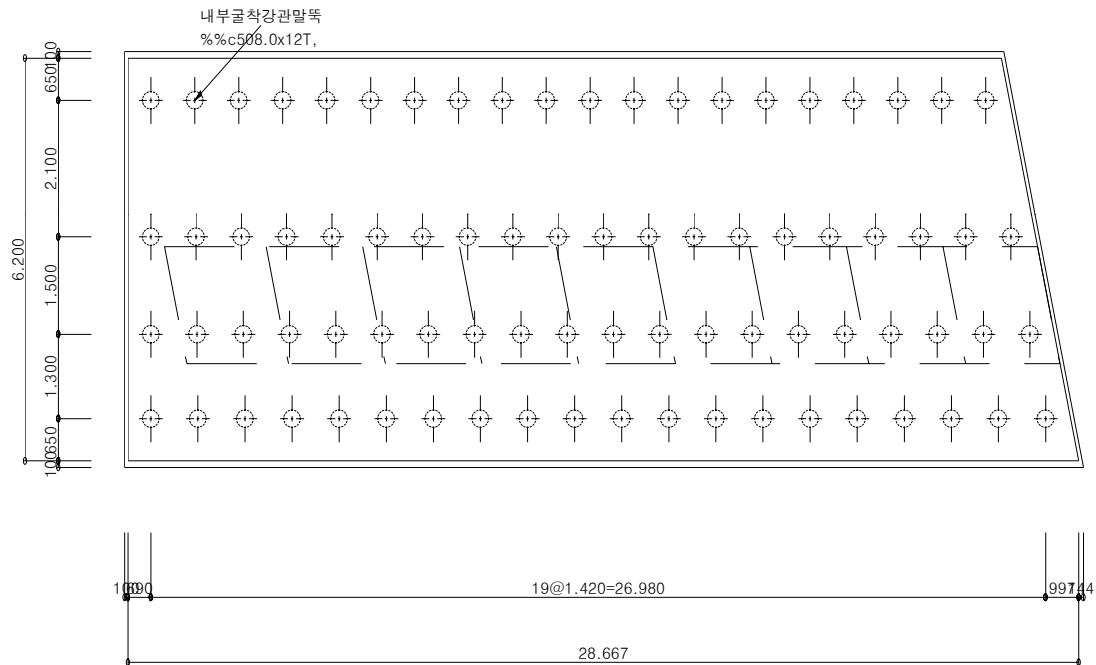
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 15$

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	29656.966	9511.448	9875.770	사중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 2	29025.214	8722.626	6820.925	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 3	29025.214	12341.618	41012.627	사중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)
	COMBO 4	45235.575	9837.300	19179.884	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 5	41693.947	9048.479	14884.739	정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)
	COMBO 6	41693.947	15081.605	68628.237	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)
계수 하중	COMBO 1	41331.274	16169.461	20458.981	중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 2	39973.007	14828.465	15909.257	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 3	29025.214	12341.618	41012.627	사중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)
	COMBO 4	64056.861	16593.069	33629.852	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 5	56442.361	15252.073	26415.025	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)
	COMBO 6	41693.947	15081.605	68628.237	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

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

$$a = 0.013 \times (L/D) + 0.53 = 0.858$$

$$K_v = a \times A_p \times E_p / L = 214833.591 \text{ kN/m} ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수}$$

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

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

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

$$\beta L = 0.393 \times 12.7000 = 4.997 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

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

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

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

$$\beta L = 0.476 \times 12.7000 = 6.050 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

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
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	1892748.3	3359086.2
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
A_{xa}, A_{ax}	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-2405134.8	-3525534.2
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	17186687.3	17186687.3
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}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	63215227.5	64503228.5
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	0.0054891	0.0017256	0.0003651	COMBO 1	0.0094090	0.0024048	0.0006816
COMBO 2	0.0049866	0.0016888	0.0002976	COMBO 2	0.0085684	0.0023258	0.0005777
COMBO 3	0.0046056	0.0016888	0.0008876	COMBO 3	0.0046056	0.0016888	0.0008876
COMBO 4	0.0058665	0.0026320	0.0005266	COMBO 4	0.0099224	0.0037271	0.0009095
COMBO 5	0.0053379	0.0024259	0.0004386	COMBO 5	0.0090255	0.0032841	0.0007612
COMBO 6	0.0059477	0.0024259	0.0013890	COMBO 6	0.0059477	0.0024259	0.0013890

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.948 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	0.0054891	0.0025470	0.0003651	547.177	118.893	-137.132
	2	0.0054891	0.0020724	0.0003651	445.219	118.893	-137.132
	3	0.0054891	0.0015248	0.0003651	327.576	118.893	-137.132
	4	0.0054891	0.0007582	0.0003651	162.876	118.893	-137.132
COMBO 2	1	0.0049866	0.0023585	0.0002976	506.680	109.033	-127.179
	2	0.0049866	0.0019716	0.0002976	423.558	109.033	-127.179
	3	0.0049866	0.0015251	0.0002976	327.648	109.033	-127.179
	4	0.0049866	0.0009001	0.0002976	193.374	109.033	-127.179
COMBO 3	1	0.0046056	0.0036858	0.0008876	791.836	154.270	-120.863
	2	0.0046056	0.0025320	0.0008876	543.957	154.270	-120.863
	3	0.0046056	0.0012007	0.0008876	257.943	154.270	-120.863
	4	0.0046056	-0.0006632	0.0008876	-142.476	154.270	-120.863
COMBO 4	1	0.0058665	0.0038169	0.0005266	819.994	122.966	-136.137
	2	0.0058665	0.0031323	0.0005266	672.921	122.966	-136.137
	3	0.0058665	0.0023424	0.0005266	503.221	122.966	-136.137
	4	0.0058665	0.0012365	0.0005266	265.642	122.966	-136.137
COMBO 5	1	0.0053379	0.0034127	0.0004386	733.159	113.106	-126.971
	2	0.0053379	0.0028426	0.0004386	610.679	113.106	-126.971
	3	0.0053379	0.0021847	0.0004386	469.356	113.106	-126.971
	4	0.0053379	0.0012638	0.0004386	271.504	113.106	-126.971
COMBO 6	1	0.0059477	0.0055513	0.0013890	1192.597	188.520	-133.615
	2	0.0059477	0.0037455	0.0013890	804.664	188.520	-133.615
	3	0.0059477	0.0016620	0.0013890	357.049	188.520	-133.615
	4	0.0059477	-0.0012550	0.0013890	-269.613	188.520	-133.615

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0094090	0.0039385	0.0006816	846.120	202.118	-230.794
	2	0.0094090	0.0030524	0.0006816	655.754	202.118	-230.794
	3	0.0094090	0.0020300	0.0006816	436.102	202.118	-230.794
	4	0.0094090	0.0005985	0.0006816	128.588	202.118	-230.794
COMBO 2	1	0.0085684	0.0036256	0.0005777	778.893	185.356	-213.465
	2	0.0085684	0.0028746	0.0005777	617.560	185.356	-213.465
	3	0.0085684	0.0020081	0.0005777	431.406	185.356	-213.465
	4	0.0085684	0.0007950	0.0005777	170.791	185.356	-213.465
COMBO 3	1	0.0046056	0.0036858	0.0008876	791.836	154.270	-120.863
	2	0.0046056	0.0025320	0.0008876	543.957	154.270	-120.863
	3	0.0046056	0.0012007	0.0008876	257.943	154.270	-120.863
	4	0.0046056	-0.0006632	0.0008876	-142.476	154.270	-120.863
COMBO 4	1	0.0099224	0.0057735	0.0009095	1240.343	207.413	-228.817
	2	0.0099224	0.0045911	0.0009095	986.333	207.413	-228.817
	3	0.0099224	0.0032269	0.0009095	693.245	207.413	-228.817
	4	0.0099224	0.0013169	0.0009095	282.922	207.413	-228.817
COMBO 5	1	0.0090255	0.0049969	0.0007612	1073.499	190.651	-213.180
	2	0.0090255	0.0040073	0.0007612	860.894	190.651	-213.180
	3	0.0090255	0.0028654	0.0007612	615.581	190.651	-213.180
	4	0.0090255	0.0012668	0.0007612	272.143	190.651	-213.180
COMBO 6	1	0.0059477	0.0055513	0.0013890	1192.597	188.520	-133.615
	2	0.0059477	0.0037455	0.0013890	804.664	188.520	-133.615
	3	0.0059477	0.0016620	0.0013890	357.049	188.520	-133.615
	4	0.0059477	-0.0012550	0.0013890	-269.613	188.520	-133.615

■ 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	2.250	0	547.177	118.893	-137.132	20
	2	0.950	0	445.219	118.893	-137.132	20
	3	-0.550	0	327.576	118.893	-137.132	20
	4	-2.650	0	162.876	118.893	-137.132	20
	계			29656.966	9511.448	9875.770	80
COMBO 2	1	2.250	0	506.680	109.033	-127.179	20
	2	0.950	0	423.558	109.033	-127.179	20
	3	-0.550	0	327.648	109.033	-127.179	20
	4	-2.650	0	193.374	109.033	-127.179	20
	계			29025.214	8722.626	6820.925	80
COMBO 3	1	2.250	0	791.836	154.270	-120.863	20
	2	0.950	0	543.957	154.270	-120.863	20
	3	-0.550	0	257.943	154.270	-120.863	20
	4	-2.650	0	-142.476	154.270	-120.863	20
	계			29025.214	12341.618	41012.627	80
COMBO 4	1	2.250	0	819.994	122.966	-136.137	20
	2	0.950	0	672.921	122.966	-136.137	20
	3	-0.550	0	503.221	122.966	-136.137	20
	4	-2.650	0	265.642	122.966	-136.137	20
	계			45235.575	9837.300	19179.884	80
COMBO 5	1	2.250	0	733.159	113.106	-126.971	20
	2	0.950	0	610.679	113.106	-126.971	20
	3	-0.550	0	469.356	113.106	-126.971	20
	4	-2.650	0	271.504	113.106	-126.971	20
	계			41693.947	9048.479	14884.739	80
COMBO 6	1	2.250	0	1192.597	188.520	-133.615	20
	2	0.950	0	804.664	188.520	-133.615	20
	3	-0.550	0	357.049	188.520	-133.615	20
	4	-2.650	0	-269.613	188.520	-133.615	20
	계			41693.947	15081.605	68628.237	80

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.250	0	846.120	202.118	-230.794	20
	2	0.950	0	655.754	202.118	-230.794	20
	3	-0.550	0	436.102	202.118	-230.794	20
	4	-2.650	0	128.588	202.118	-230.794	20
	계			41331.274	16169.461	20458.981	80
COMBO 2	1	2.250	0	778.893	185.356	-213.465	20
	2	0.950	0	617.560	185.356	-213.465	20
	3	-0.550	0	431.406	185.356	-213.465	20
	4	-2.650	0	170.791	185.356	-213.465	20
	계			39973.007	14828.465	15909.257	80
COMBO 3	1	2.250	0	791.836	154.270	-120.863	20
	2	0.950	0	543.957	154.270	-120.863	20
	3	-0.550	0	257.943	154.270	-120.863	20
	4	-2.650	0	-142.476	154.270	-120.863	20
	계			29025.214	12341.618	41012.627	80
COMBO 4	1	2.250	0	1240.343	207.413	-228.817	20
	2	0.950	0	986.333	207.413	-228.817	20
	3	-0.550	0	693.245	207.413	-228.817	20
	4	-2.650	0	282.922	207.413	-228.817	20
	계			64056.861	16593.069	33629.852	80
COMBO 5	1	2.250	0	1073.499	190.651	-213.180	20
	2	0.950	0	860.894	190.651	-213.180	20
	3	-0.550	0	615.581	190.651	-213.180	20
	4	-2.650	0	272.143	190.651	-213.180	20
	계			56442.361	15252.073	26415.025	80
COMBO 6	1	2.250	0	1192.597	188.520	-133.615	20
	2	0.950	0	804.664	188.520	-133.615	20
	3	-0.550	0	357.049	188.520	-133.615	20
	4	-2.650	0	-269.613	188.520	-133.615	20
	계			41693.947	15081.605	68628.237	80

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

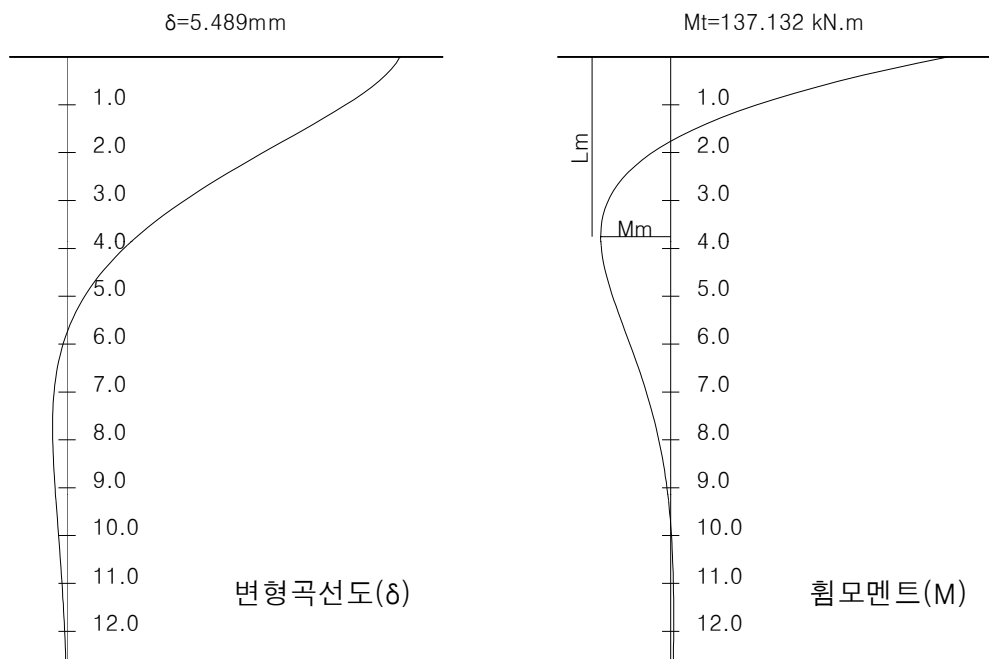
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -34.581 kN.m, 3.758 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.489 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.489 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	137.132	-118.893	5.489	
0.847	54.198	-77.949	4.787	
1.693	2.981	-44.520	3.664	
2.540	-23.799	-20.267	2.505	
3.387	-33.768	-4.587	1.511	
4.233	-33.515	4.196	0.760	
5.080	-28.054	8.040	0.253	
5.927	-20.786	8.735	-0.047	
6.773	-13.746	7.702	-0.194	
7.620	-7.944	5.947	-0.238	
8.467	-3.700	4.099	-0.223	
9.313	-0.932	2.498	-0.180	
10.160	0.638	1.278	-0.129	
11.007	1.343	0.448	-0.083	
11.853	1.492	-0.049	-0.045	
12.700	1.330	-0.297	-0.019	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

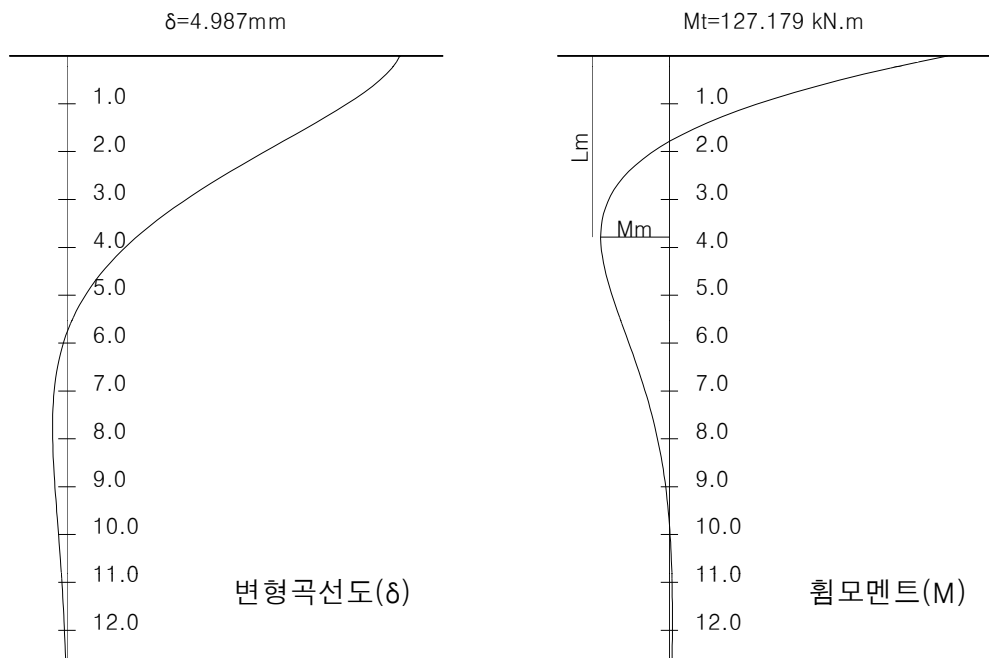
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.364 kN.m, 3.784 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.987 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.987 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	127.179	-109.033	4.987	
0.847	50.998	-71.747	4.369	
1.693	3.758	-41.182	3.356	
2.540	-21.103	-18.933	2.302	
3.387	-30.515	-4.493	1.395	
4.233	-30.494	3.638	0.707	
5.080	-25.632	7.235	0.241	
5.927	-19.057	7.932	-0.037	
6.773	-12.649	7.028	-0.173	
7.620	-7.345	5.446	-0.216	
8.467	-3.452	3.766	-0.204	
9.313	-0.904	2.305	-0.165	
10.160	0.549	1.188	-0.119	
11.007	1.208	0.425	-0.076	
11.853	1.354	-0.035	-0.042	
12.700	1.214	-0.265	-0.018	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

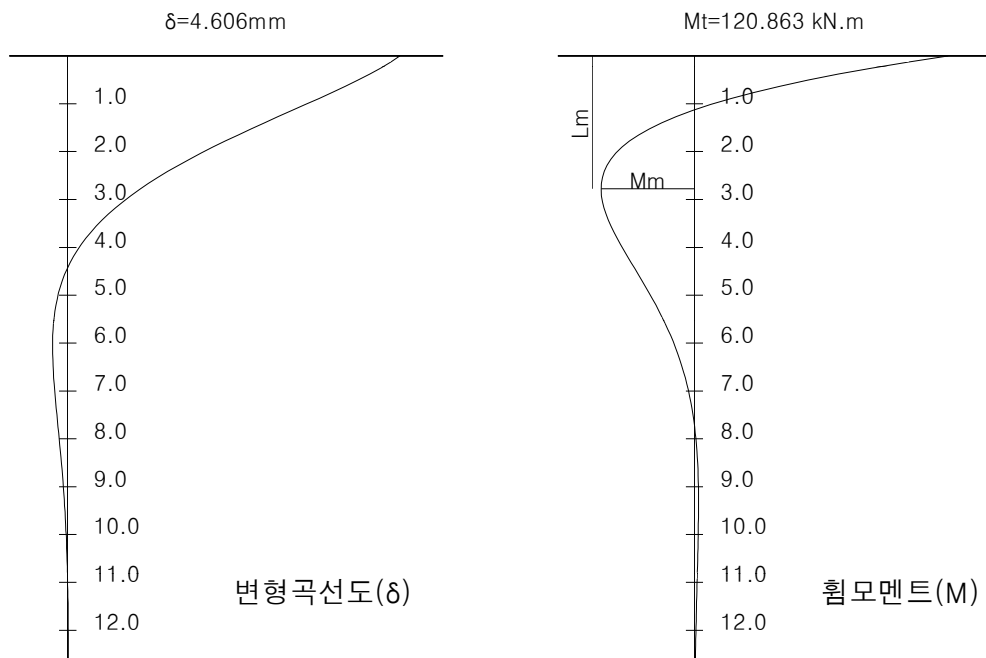
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.511 kN.m, 2.776 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.606 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.606 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	120.863	-154.270	4.606	
0.847	21.044	-84.538	3.549	
1.693	-28.083	-35.036	2.306	
2.540	-43.905	-5.325	1.250	
3.387	-41.422	9.093	0.507	
4.233	-31.309	13.552	0.065	
5.080	-19.989	12.596	-0.146	
5.927	-10.591	9.431	-0.209	
6.773	-4.094	5.968	-0.191	
7.620	-0.304	3.125	-0.142	
8.467	1.454	1.177	-0.089	
9.313	1.922	0.051	-0.046	
10.160	1.713	-0.462	-0.017	
11.007	1.248	-0.591	0.000	
11.853	0.769	-0.520	0.007	
12.700	0.388	-0.375	0.009	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

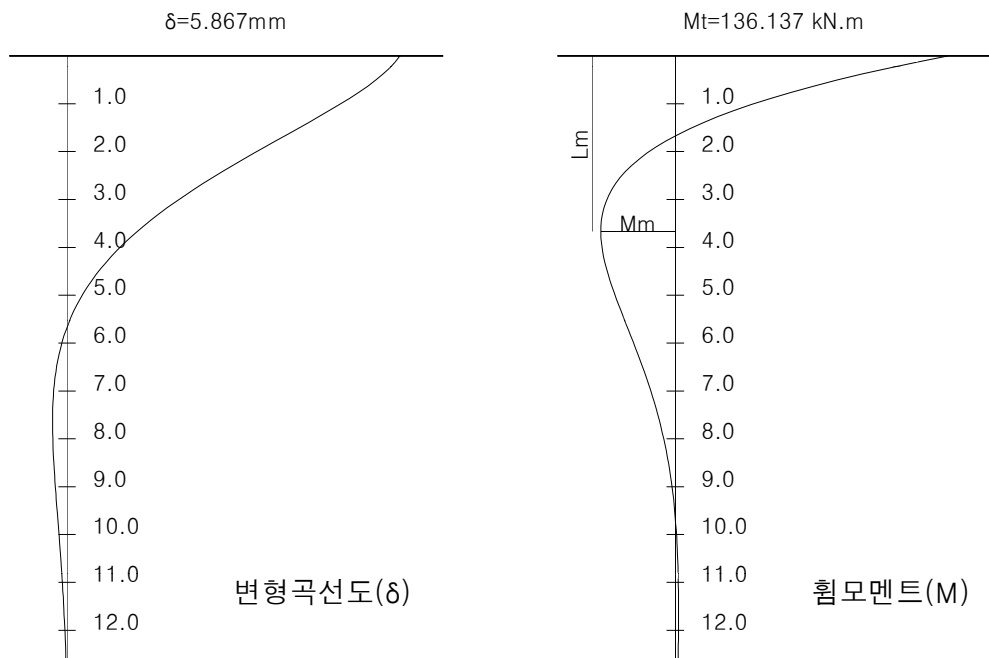
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.224 kN.m, 3.667 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.867 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.867 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	136.137	-122.966	5.867	
0.847	50.865	-79.570	5.034	
1.693	-1.023	-44.623	3.806	
2.540	-27.511	-19.575	2.570	
3.387	-36.738	-3.596	1.526	
4.233	-35.633	5.183	0.747	
5.080	-29.397	8.868	0.228	
5.927	-21.517	9.349	-0.075	
6.773	-14.047	8.109	-0.218	
7.620	-7.976	6.182	-0.257	
8.467	-3.588	4.209	-0.236	
9.313	-0.764	2.526	-0.188	
10.160	0.808	1.260	-0.133	
11.007	1.487	0.409	-0.084	
11.853	1.599	-0.093	-0.045	
12.700	1.402	-0.336	-0.018	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

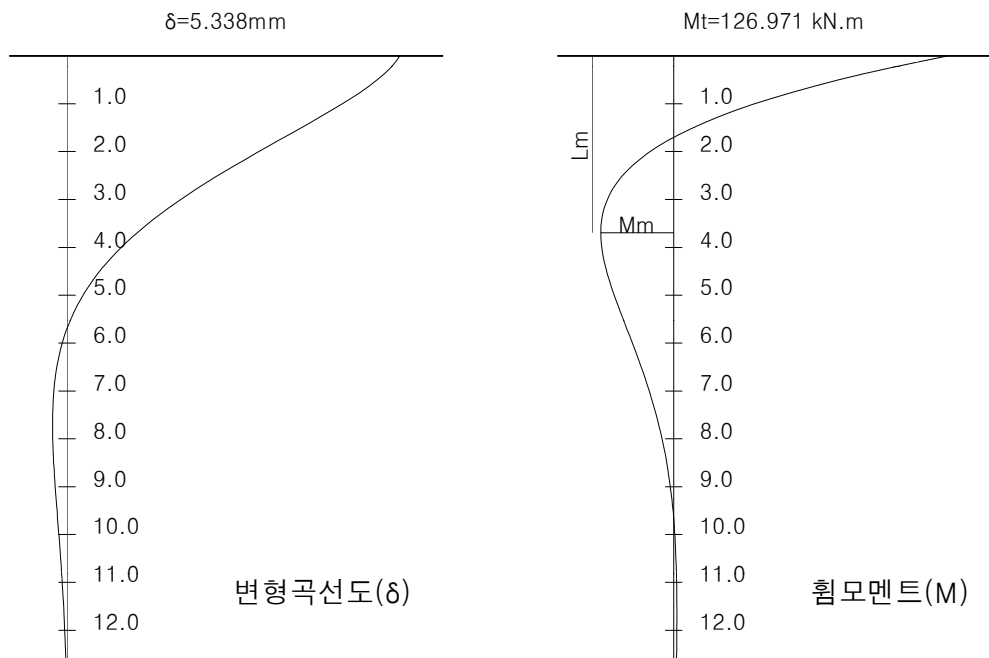
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.781 kN.m, 3.697 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.338 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.338 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	126.971	-113.106	5.338	
0.847	48.382	-73.512	4.605	
1.693	0.321	-41.482	3.496	
2.540	-24.414	-18.432	2.370	
3.387	-33.235	-3.660	1.415	
4.233	-32.478	4.508	0.699	
5.080	-26.922	7.987	0.220	
5.927	-19.786	8.503	-0.061	
6.773	-12.973	7.415	-0.195	
7.620	-7.410	5.677	-0.233	
8.467	-3.374	3.881	-0.216	
9.313	-0.764	2.341	-0.172	
10.160	0.698	1.178	-0.123	
11.007	1.338	0.393	-0.078	
11.853	1.453	-0.073	-0.042	
12.700	1.282	-0.300	-0.017	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

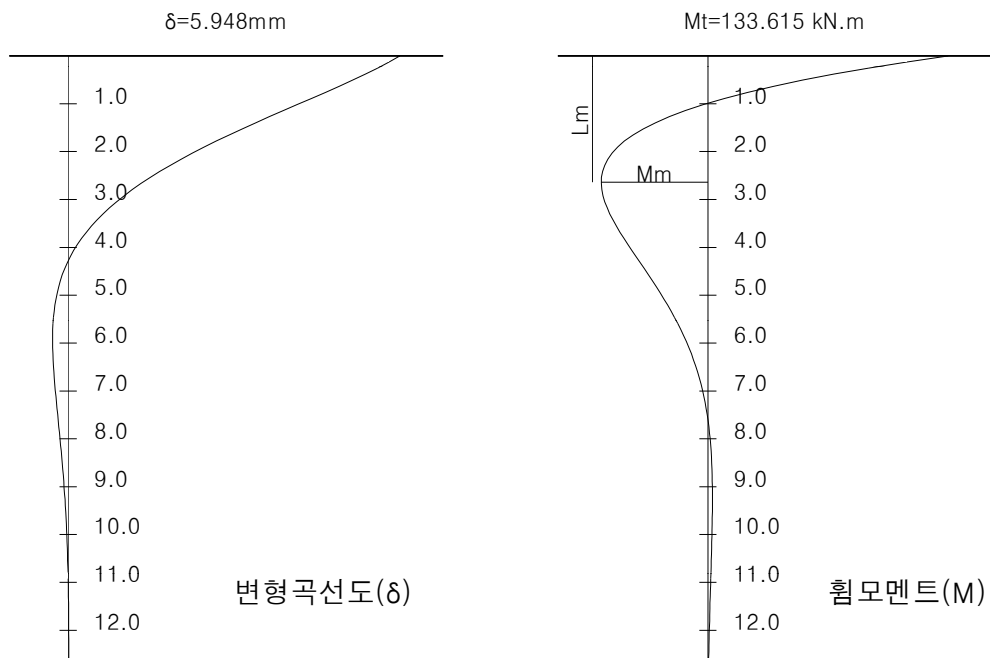
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -59.196 kN.m, 2.638 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.948 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.948 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	133.615	-188.520	5.948	
0.847	13.372	-99.788	4.450	
1.693	-43.203	-38.491	2.814	
2.540	-59.062	-2.764	1.472	
3.387	-53.301	13.782	0.553	
4.233	-39.142	18.172	0.023	
5.080	-24.313	16.180	-0.219	
5.927	-12.409	11.774	-0.279	
6.773	-4.398	7.248	-0.245	
7.620	0.133	3.652	-0.177	
8.467	2.127	1.253	-0.108	
9.313	2.554	-0.090	-0.054	
10.160	2.190	-0.670	-0.018	
11.007	1.551	-0.783	0.002	
11.853	0.929	-0.663	0.011	
12.700	0.449	-0.466	0.012	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

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

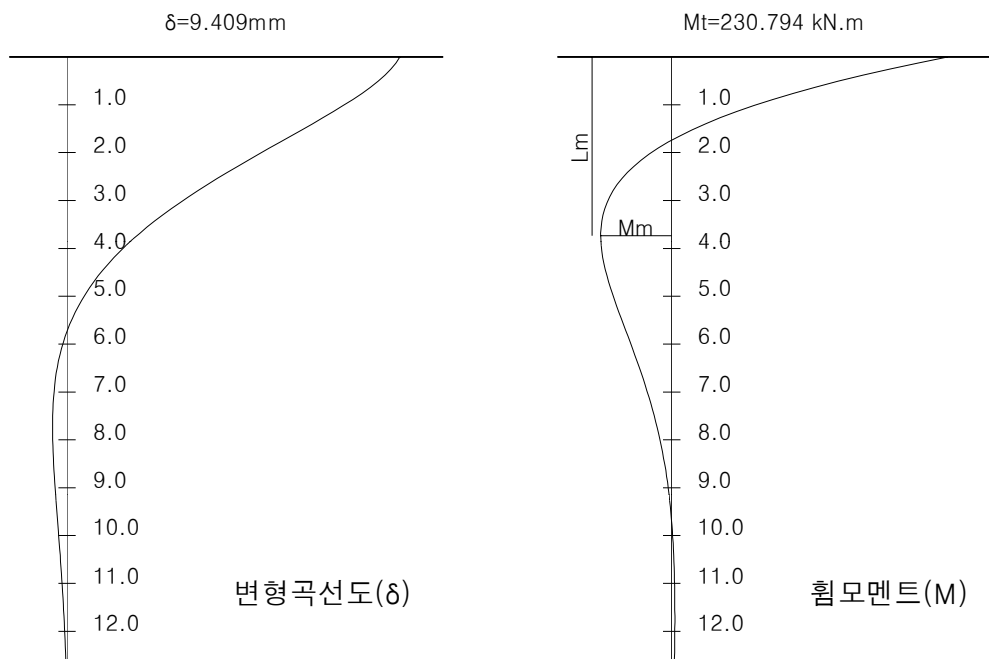
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -59.370 kN.m, 3.735 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.409 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.409 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	230.794	-202.118	9.409	
0.847	90.013	-132.084	8.171	
1.693	3.386	-75.101	6.236	
2.540	-41.644	-33.887	4.250	
3.387	-58.147	-7.328	2.554	
4.233	-57.373	7.479	1.276	
5.080	-47.848	13.894	0.417	
5.927	-35.344	14.978	-0.091	
6.773	-23.299	13.153	-0.337	
7.620	-13.406	10.122	-0.410	
8.467	-6.192	6.956	-0.382	
9.313	-1.502	4.223	-0.307	
10.160	1.146	2.147	-0.220	
11.007	2.323	0.740	-0.140	
11.853	2.559	-0.101	-0.077	
12.700	2.272	-0.517	-0.032	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

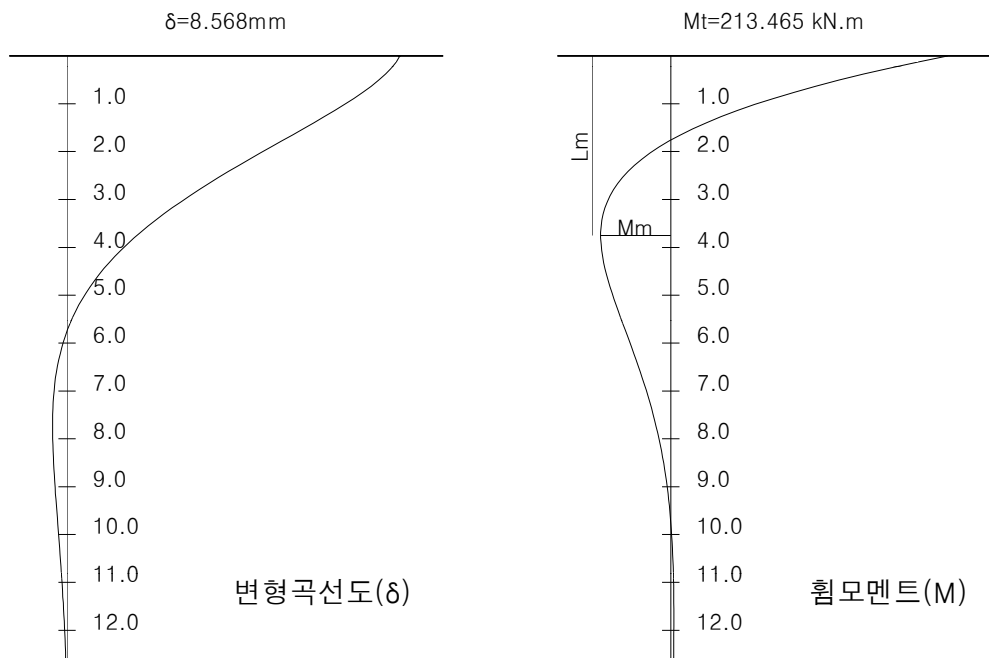
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -53.993 kN.m, 3.755 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.568 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.568 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	213.465	-185.356	8.568	
0.847	84.199	-121.464	7.467	
1.693	4.412	-69.325	5.714	
2.540	-37.269	-31.518	3.904	
3.387	-52.748	-7.086	2.353	
4.233	-52.306	6.590	1.183	
5.080	-43.758	12.566	0.393	
5.927	-32.407	13.636	-0.075	
6.773	-21.421	12.016	-0.303	
7.620	-12.371	9.273	-0.372	
8.467	-5.755	6.388	-0.349	
9.313	-1.441	3.891	-0.281	
10.160	1.004	1.989	-0.202	
11.007	2.100	0.696	-0.129	
11.853	2.329	-0.079	-0.071	
12.700	2.076	-0.465	-0.030	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

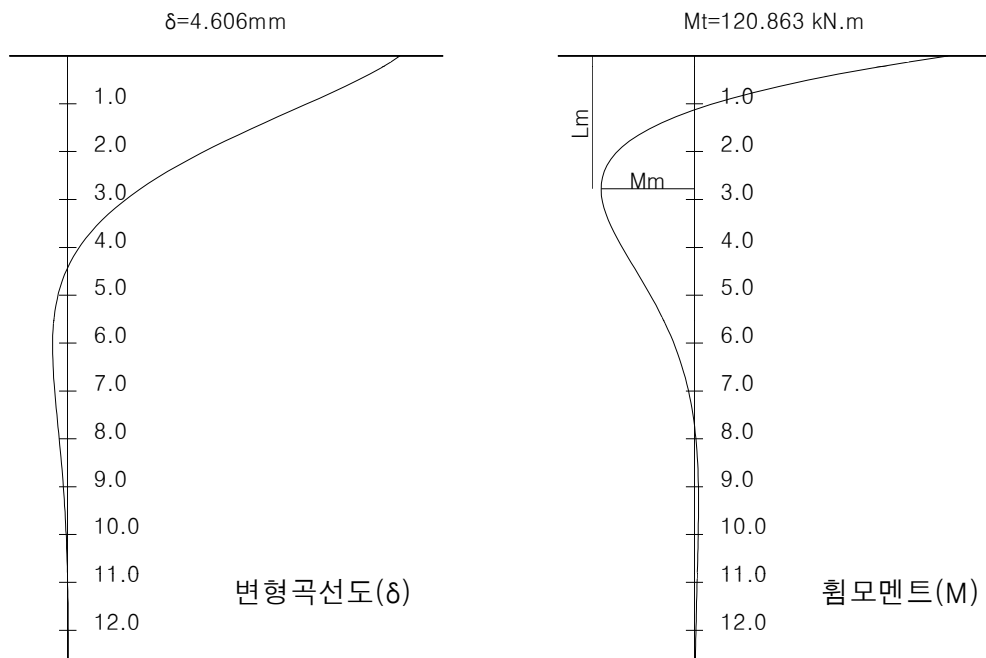
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.511 kN.m, 2.776 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.606 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.606 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	120.863	-154.270	4.606	
0.847	21.044	-84.538	3.549	
1.693	-28.083	-35.036	2.306	
2.540	-43.905	-5.325	1.250	
3.387	-41.422	9.093	0.507	
4.233	-31.309	13.552	0.065	
5.080	-19.989	12.596	-0.146	
5.927	-10.591	9.431	-0.209	
6.773	-4.094	5.968	-0.191	
7.620	-0.304	3.125	-0.142	
8.467	1.454	1.177	-0.089	
9.313	1.922	0.051	-0.046	
10.160	1.713	-0.462	-0.017	
11.007	1.248	-0.591	0.000	
11.853	0.769	-0.520	0.007	
12.700	0.388	-0.375	0.009	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

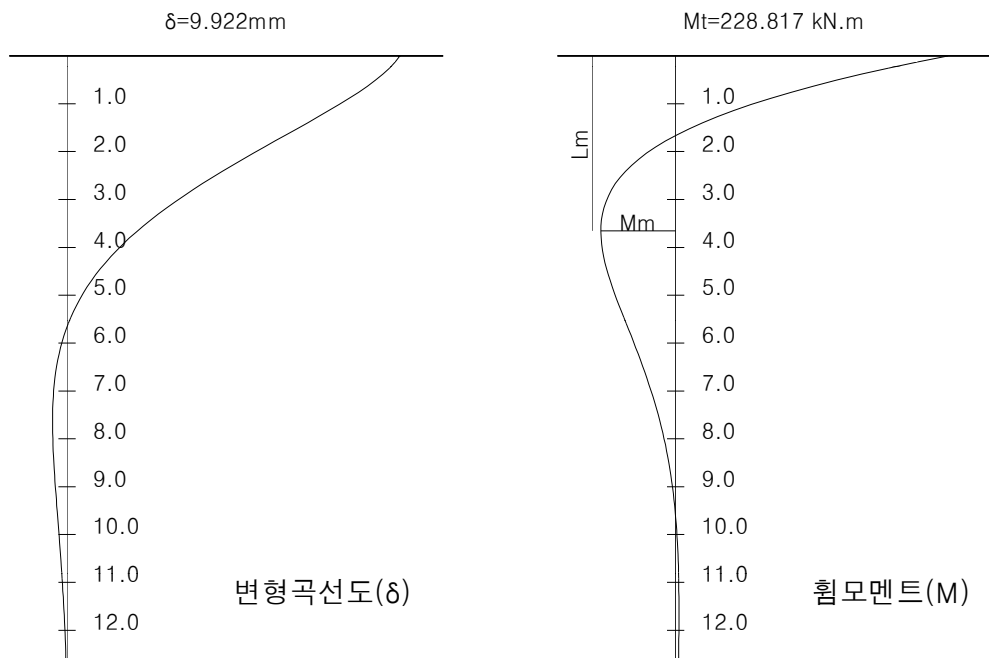
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.003 kN.m, 3.659 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.922 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.922 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	228.817	-207.413	9.922	
0.847	85.056	-134.065	8.504	
1.693	-2.311	-75.064	6.422	
2.540	-46.817	-32.820	4.332	
3.387	-62.227	-5.901	2.569	
4.233	-60.242	8.863	1.255	
5.080	-49.639	15.036	0.380	
5.927	-36.297	15.815	-0.130	
6.773	-23.669	13.699	-0.371	
7.620	-13.418	10.433	-0.436	
8.467	-6.019	7.095	-0.400	
9.313	-1.261	4.253	-0.318	
10.160	1.384	2.116	-0.225	
11.007	2.522	0.682	-0.142	
11.853	2.705	-0.163	-0.076	
12.700	2.369	-0.571	-0.031	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

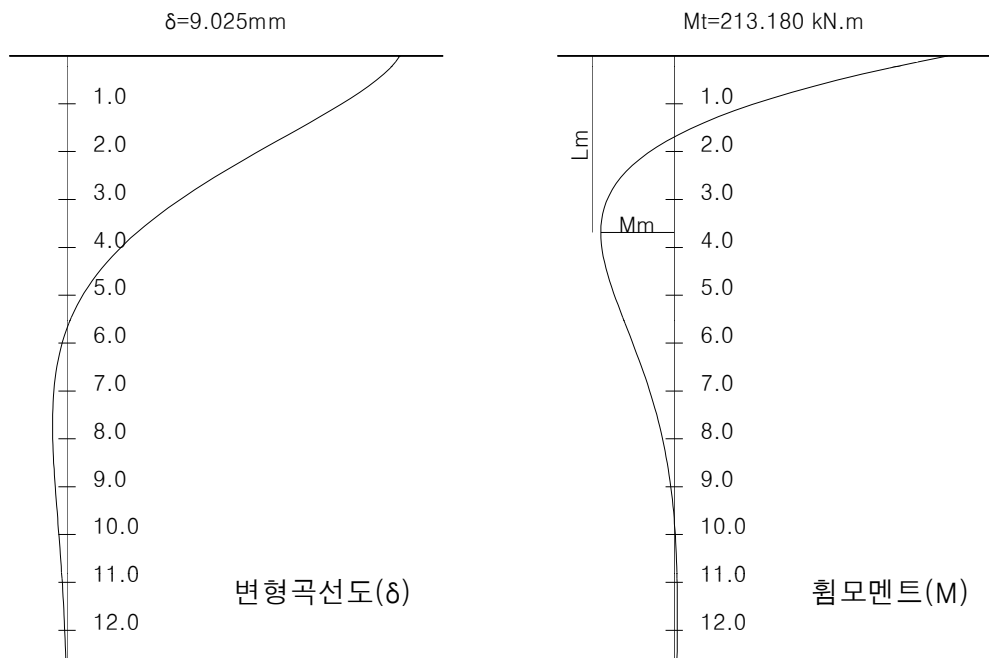
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -57.160 kN.m, 3.688 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.025 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.025 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	213.180	-190.651	9.025	
0.847	80.786	-123.757	7.774	
1.693	-0.065	-69.711	5.895	
2.540	-41.580	-30.863	3.992	
3.387	-56.288	-6.000	2.379	
4.233	-54.887	7.724	1.173	
5.080	-45.436	13.544	0.366	
5.927	-33.354	14.379	-0.106	
6.773	-21.842	12.520	-0.332	
7.620	-12.455	9.573	-0.395	
8.467	-5.652	6.537	-0.365	
9.313	-1.259	3.938	-0.291	
10.160	1.198	1.976	-0.207	
11.007	2.269	0.654	-0.131	
11.853	2.458	-0.129	-0.071	
12.700	2.164	-0.510	-0.029	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

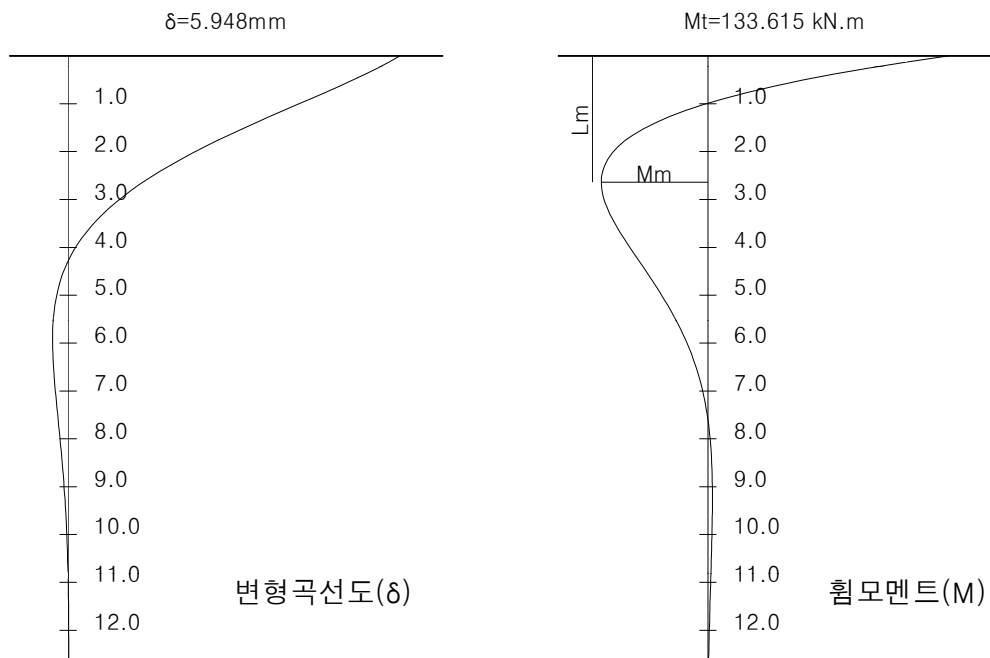
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -59.196 kN.m, 2.638 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.948 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.948 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	133.615	-188.520	5.948	
0.847	13.372	-99.788	4.450	
1.693	-43.203	-38.491	2.814	
2.540	-59.062	-2.764	1.472	
3.387	-53.301	13.782	0.553	
4.233	-39.142	18.172	0.023	
5.080	-24.313	16.180	-0.219	
5.927	-12.409	11.774	-0.279	
6.773	-4.398	7.248	-0.245	
7.620	0.133	3.652	-0.177	
8.467	2.127	1.253	-0.108	
9.313	2.554	-0.090	-0.054	
10.160	2.190	-0.670	-0.018	
11.007	1.551	-0.783	0.002	
11.853	0.929	-0.663	0.011	
12.700	0.449	-0.466	0.012	

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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	946374.2	1679543.1
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}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	17186687.3	17186687.3
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}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	57102768.5	57102768.5
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	0.0100504	0.0017256	0.0001729	COMBO 1	0.0170857	0.0024048	0.0003583
COMBO 2	0.0092169	0.0016888	0.0001194	COMBO 2	0.0156687	0.0023258	0.0002786
COMBO 3	0.0073482	0.0016888	0.0007182	COMBO 3	0.0073482	0.0016888	0.0007182
COMBO 4	0.0103947	0.0026320	0.0003359	COMBO 4	0.0175333	0.0037271	0.0005889
COMBO 5	0.0095612	0.0024259	0.0002607	COMBO 5	0.0161163	0.0032841	0.0004626
COMBO 6	0.0089796	0.0024259	0.0012018	COMBO 6	0.0089796	0.0024259	0.0012018

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 10.395 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	0.0100504	0.0021147	0.0001729	454.311	118.893	0.000
	2	0.0100504	0.0018899	0.0001729	406.009	118.893	0.000
	3	0.0100504	0.0016305	0.0001729	350.277	118.893	0.000
	4	0.0100504	0.0012673	0.0001729	272.252	118.893	0.000
COMBO 2	1	0.0092169	0.0019576	0.0001194	420.554	109.033	0.000
	2	0.0092169	0.0018023	0.0001194	387.194	109.033	0.000
	3	0.0092169	0.0016231	0.0001194	348.701	109.033	0.000
	4	0.0092169	0.0013723	0.0001194	294.811	109.033	0.000
COMBO 3	1	0.0073482	0.0033048	0.0007182	709.988	154.270	0.000
	2	0.0073482	0.0023711	0.0007182	509.399	154.270	0.000
	3	0.0073482	0.0012938	0.0007182	277.951	154.270	0.000
	4	0.0073482	-0.0002145	0.0007182	-46.077	154.270	0.000
COMBO 4	1	0.0103947	0.0033878	0.0003359	727.803	122.966	0.000
	2	0.0103947	0.0029511	0.0003359	633.996	122.966	0.000
	3	0.0103947	0.0024473	0.0003359	525.757	122.966	0.000
	4	0.0103947	0.0017419	0.0003359	374.223	122.966	0.000
COMBO 5	1	0.0095612	0.0030124	0.0002607	647.174	113.106	0.000
	2	0.0095612	0.0026736	0.0002607	574.374	113.106	0.000
	3	0.0095612	0.0022826	0.0002607	490.374	113.106	0.000
	4	0.0095612	0.0017352	0.0002607	372.775	113.106	0.000
COMBO 6	1	0.0089796	0.0051301	0.0012018	1102.113	188.520	0.000
	2	0.0089796	0.0035677	0.0012018	766.460	188.520	0.000
	3	0.0089796	0.0017649	0.0012018	379.167	188.520	0.000
	4	0.0089796	-0.0007589	0.0012018	-163.042	188.520	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0170857	0.0032110	0.0003583	689.826	202.118	0.000
	2	0.0170857	0.0027452	0.0003583	589.764	202.118	0.000
	3	0.0170857	0.0022078	0.0003583	474.307	202.118	0.000
	4	0.0170857	0.0014554	0.0003583	312.667	202.118	0.000
COMBO 2	1	0.0156687	0.0029527	0.0002786	634.335	185.356	0.000
	2	0.0156687	0.0025905	0.0002786	556.524	185.356	0.000
	3	0.0156687	0.0021726	0.0002786	466.743	185.356	0.000
	4	0.0156687	0.0015875	0.0002786	341.049	185.356	0.000
COMBO 3	1	0.0073482	0.0033048	0.0007182	709.988	154.270	0.000
	2	0.0073482	0.0023711	0.0007182	509.399	154.270	0.000
	3	0.0073482	0.0012938	0.0007182	277.951	154.270	0.000
	4	0.0073482	-0.0002145	0.0007182	-46.077	154.270	0.000
COMBO 4	1	0.0175333	0.0050522	0.0005889	1085.388	207.413	0.000
	2	0.0175333	0.0042866	0.0005889	920.908	207.413	0.000
	3	0.0175333	0.0034032	0.0005889	731.123	207.413	0.000
	4	0.0175333	0.0021664	0.0005889	465.424	207.413	0.000
COMBO 5	1	0.0161163	0.0043249	0.0004626	929.133	190.651	0.000
	2	0.0161163	0.0037235	0.0004626	799.940	190.651	0.000
	3	0.0161163	0.0030297	0.0004626	650.871	190.651	0.000
	4	0.0161163	0.0020582	0.0004626	442.174	190.651	0.000
COMBO 6	1	0.0089796	0.0051301	0.0012018	1102.113	188.520	0.000
	2	0.0089796	0.0035677	0.0012018	766.460	188.520	0.000
	3	0.0089796	0.0017649	0.0012018	379.167	188.520	0.000
	4	0.0089796	-0.0007589	0.0012018	-163.042	188.520	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	2.250	0	454.311	118.893	0.000	20
	2	0.950	0	406.009	118.893	0.000	20
	3	-0.550	0	350.277	118.893	0.000	20
	4	-2.650	0	272.252	118.893	0.000	20
	계			29656.966	9511.448	0.000	80
COMBO 2	1	2.250	0	420.554	109.033	0.000	20
	2	0.950	0	387.194	109.033	0.000	20
	3	-0.550	0	348.701	109.033	0.000	20
	4	-2.650	0	294.811	109.033	0.000	20
	계			29025.214	8722.626	0.000	80
COMBO 3	1	2.250	0	709.988	154.270	0.000	20
	2	0.950	0	509.399	154.270	0.000	20
	3	-0.550	0	277.951	154.270	0.000	20
	4	-2.650	0	-46.077	154.270	0.000	20
	계			29025.214	12341.618	0.000	80
COMBO 4	1	2.250	0	727.803	122.966	0.000	20
	2	0.950	0	633.996	122.966	0.000	20
	3	-0.550	0	525.757	122.966	0.000	20
	4	-2.650	0	374.223	122.966	0.000	20
	계			45235.575	9837.300	0.000	80
COMBO 5	1	2.250	0	647.174	113.106	0.000	20
	2	0.950	0	574.374	113.106	0.000	20
	3	-0.550	0	490.374	113.106	0.000	20
	4	-2.650	0	372.775	113.106	0.000	20
	계			41693.947	9048.479	0.000	80
COMBO 6	1	2.250	0	1102.113	188.520	0.000	20
	2	0.950	0	766.460	188.520	0.000	20
	3	-0.550	0	379.167	188.520	0.000	20
	4	-2.650	0	-163.042	188.520	0.000	20
	계			41693.947	15081.605	0.000	80

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.250	0	689.826	202.118	0.000	20
	2	0.950	0	589.764	202.118	0.000	20
	3	-0.550	0	474.307	202.118	0.000	20
	4	-2.650	0	312.667	202.118	0.000	20
	계			41331.274	16169.461	0.000	80
COMBO 2	1	2.250	0	634.335	185.356	0.000	20
	2	0.950	0	556.524	185.356	0.000	20
	3	-0.550	0	466.743	185.356	0.000	20
	4	-2.650	0	341.049	185.356	0.000	20
	계			39973.007	14828.465	0.000	80
COMBO 3	1	2.250	0	709.988	154.270	0.000	20
	2	0.950	0	509.399	154.270	0.000	20
	3	-0.550	0	277.951	154.270	0.000	20
	4	-2.650	0	-46.077	154.270	0.000	20
	계			29025.214	12341.618	0.000	80
COMBO 4	1	2.250	0	1085.388	207.413	0.000	20
	2	0.950	0	920.908	207.413	0.000	20
	3	-0.550	0	731.123	207.413	0.000	20
	4	-2.650	0	465.424	207.413	0.000	20
	계			64056.861	16593.069	0.000	80
COMBO 5	1	2.250	0	929.133	190.651	0.000	20
	2	0.950	0	799.940	190.651	0.000	20
	3	-0.550	0	650.871	190.651	0.000	20
	4	-2.650	0	442.174	190.651	0.000	20
	계			56442.361	15252.073	0.000	80
COMBO 6	1	2.250	0	1102.113	188.520	0.000	20
	2	0.950	0	766.460	188.520	0.000	20
	3	-0.550	0	379.167	188.520	0.000	20
	4	-2.650	0	-163.042	188.520	0.000	20
	계			41693.947	15081.605	0.000	80

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

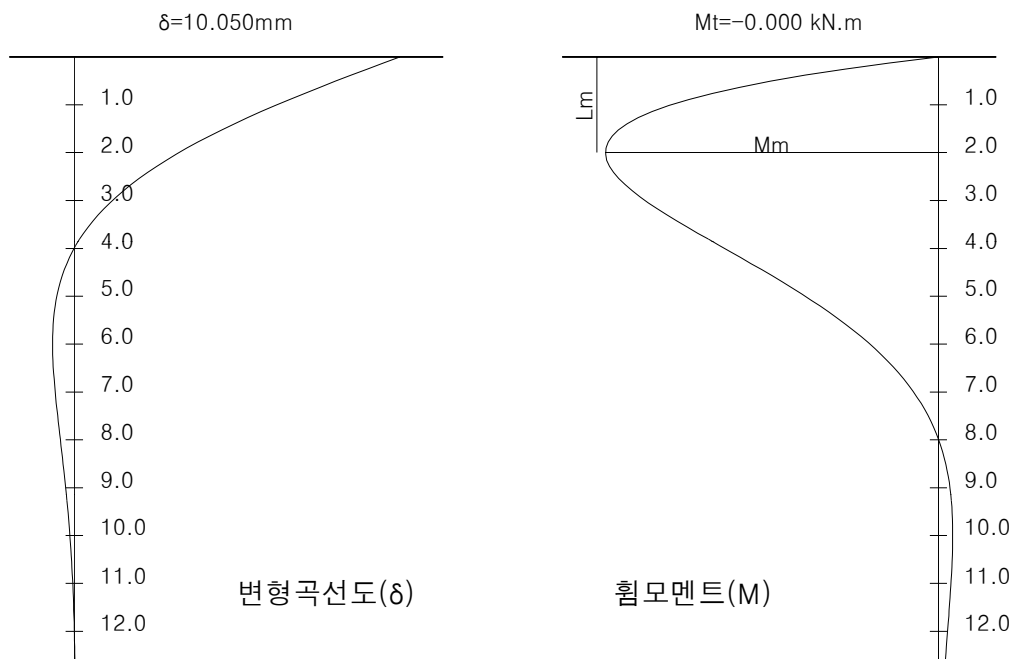
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -97.415 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.050 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.050 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-118.893	10.050	
0.847	-70.814	-52.658	6.807	
1.693	-95.920	-10.261	4.058	
2.540	-93.554	13.146	2.001	
3.387	-77.456	23.077	0.626	
4.233	-56.866	24.506	-0.180	
5.080	-37.244	21.342	-0.565	
5.927	-21.241	16.321	-0.673	
6.773	-9.643	11.146	-0.621	
7.620	-2.152	6.715	-0.496	
8.467	2.038	3.371	-0.353	
9.313	3.866	1.117	-0.223	
10.160	4.190	-0.218	-0.121	
11.007	3.689	-0.869	-0.049	
11.853	2.845	-1.065	-0.005	
12.700	1.959	-0.997	0.019	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

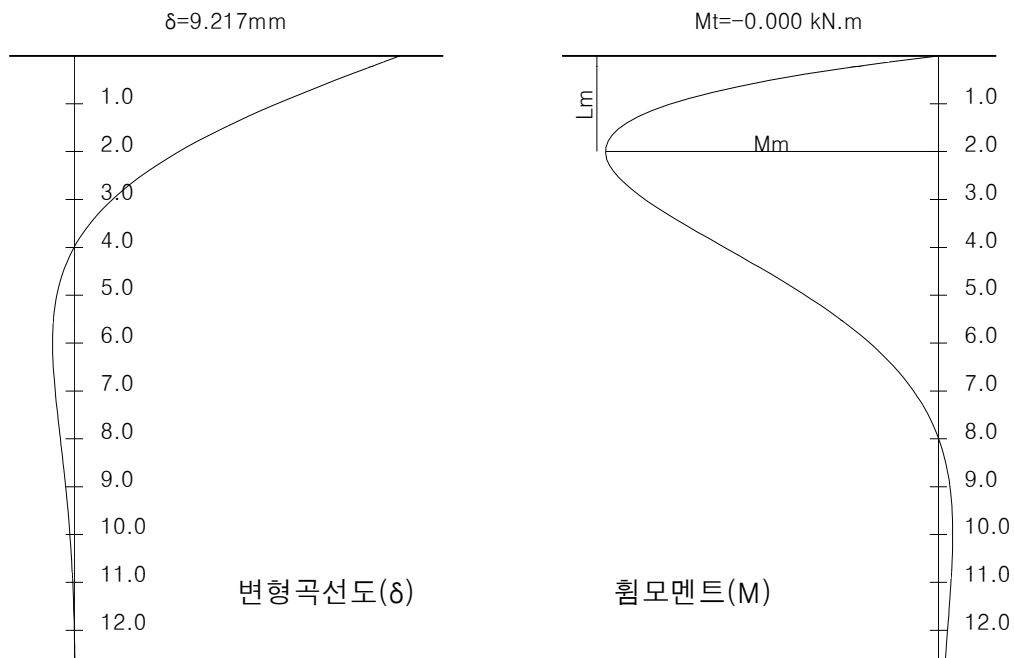
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -89.336 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.217 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.217 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-109.033	9.217	
0.847	-64.942	-48.290	6.242	
1.693	-87.965	-9.410	3.721	
2.540	-85.796	12.056	1.835	
3.387	-71.033	21.163	0.574	
4.233	-52.150	22.474	-0.165	
5.080	-34.155	19.572	-0.518	
5.927	-19.479	14.968	-0.617	
6.773	-8.843	10.222	-0.570	
7.620	-1.973	6.158	-0.455	
8.467	1.869	3.091	-0.323	
9.313	3.545	1.024	-0.205	
10.160	3.842	-0.200	-0.111	
11.007	3.383	-0.797	-0.045	
11.853	2.609	-0.977	-0.004	
12.700	1.797	-0.914	0.017	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

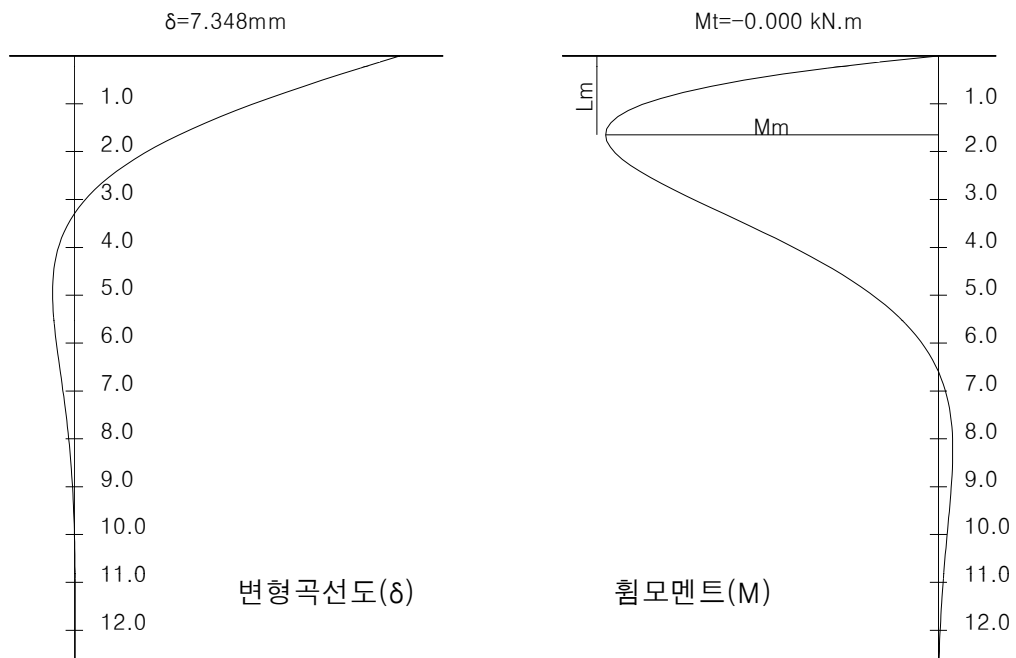
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -104.402 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.348 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.348 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-154.270	7.348	
0.847	-84.915	-54.341	4.515	
1.693	-104.355	2.074	2.269	
2.540	-90.345	26.802	0.773	
3.387	-64.452	32.013	-0.062	
4.233	-38.883	27.379	-0.422	
5.080	-19.018	19.359	-0.491	
5.927	-6.018	11.571	-0.415	
6.773	1.093	5.579	-0.291	
7.620	4.029	1.692	-0.172	
8.467	4.464	-0.411	-0.082	
9.313	3.687	-1.260	-0.024	
10.160	2.539	-1.365	0.007	
11.007	1.475	-1.115	0.020	
11.853	0.679	-0.761	0.021	
12.700	0.176	-0.438	0.017	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

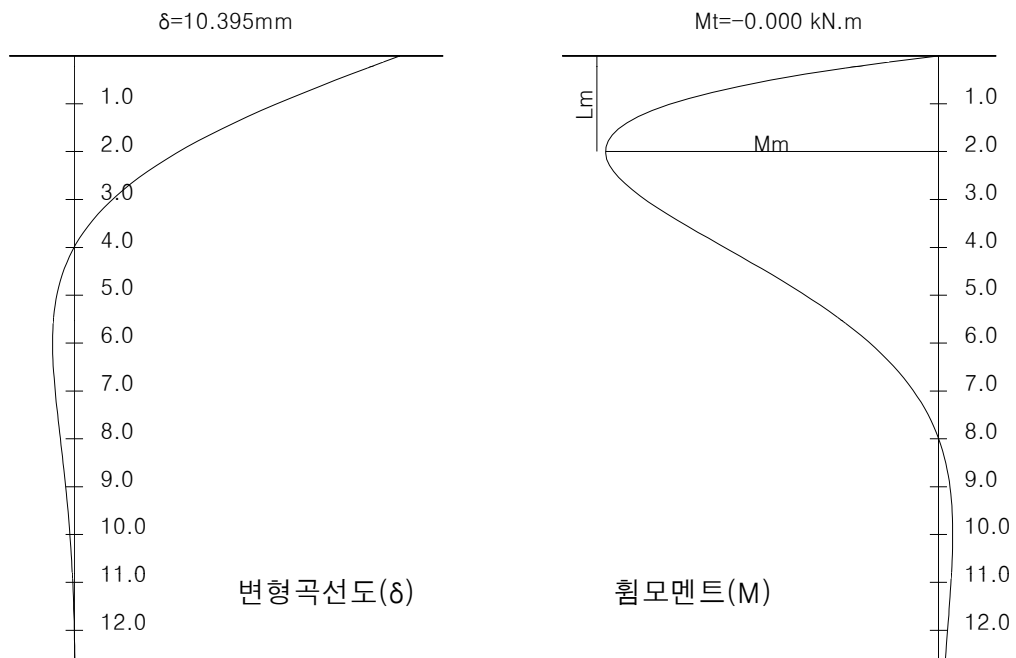
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -100.752 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.395 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.395 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-122.966	10.395	
0.847	-73.240	-54.462	7.040	
1.693	-99.206	-10.613	4.197	
2.540	-96.760	13.597	2.069	
3.387	-80.110	23.868	0.647	
4.233	-58.814	25.346	-0.186	
5.080	-38.520	22.073	-0.585	
5.927	-21.969	16.881	-0.696	
6.773	-9.973	11.528	-0.643	
7.620	-2.225	6.945	-0.513	
8.467	2.108	3.486	-0.365	
9.313	3.998	1.155	-0.231	
10.160	4.333	-0.226	-0.125	
11.007	3.816	-0.899	-0.051	
11.853	2.943	-1.102	-0.005	
12.700	2.026	-1.031	0.020	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

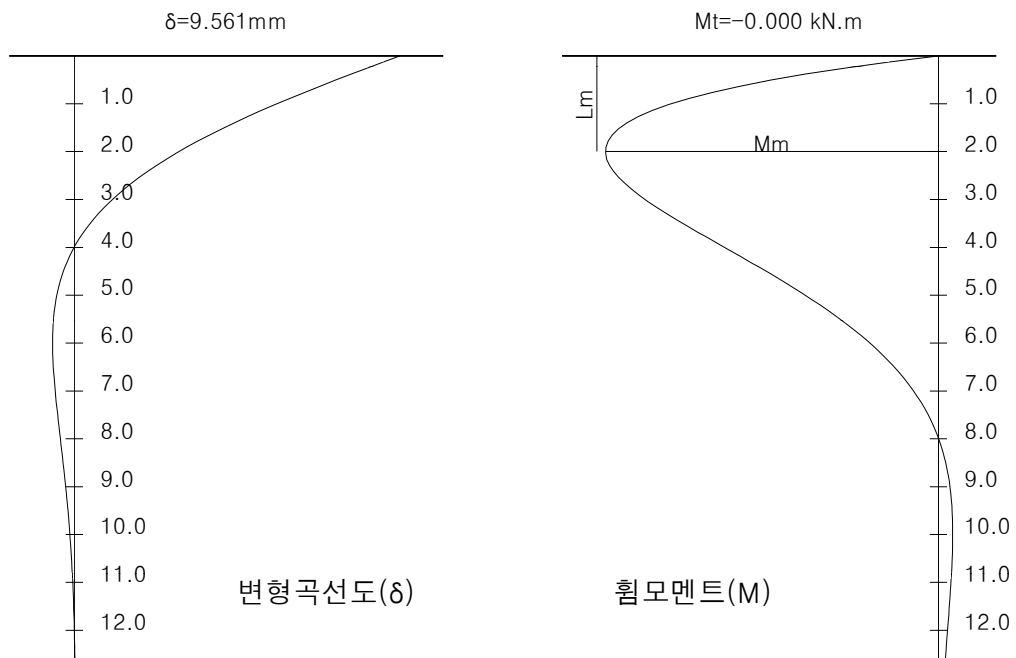
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -92.673 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.561 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.561 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-113.106	9.561	
0.847	-67.368	-50.094	6.475	
1.693	-91.251	-9.762	3.860	
2.540	-89.001	12.506	1.903	
3.387	-73.686	21.954	0.595	
4.233	-54.098	23.314	-0.171	
5.080	-35.431	20.303	-0.538	
5.927	-20.207	15.527	-0.640	
6.773	-9.173	10.604	-0.591	
7.620	-2.047	6.388	-0.472	
8.467	1.939	3.207	-0.336	
9.313	3.678	1.063	-0.212	
10.160	3.986	-0.208	-0.115	
11.007	3.510	-0.827	-0.047	
11.853	2.707	-1.014	-0.004	
12.700	1.864	-0.948	0.018	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

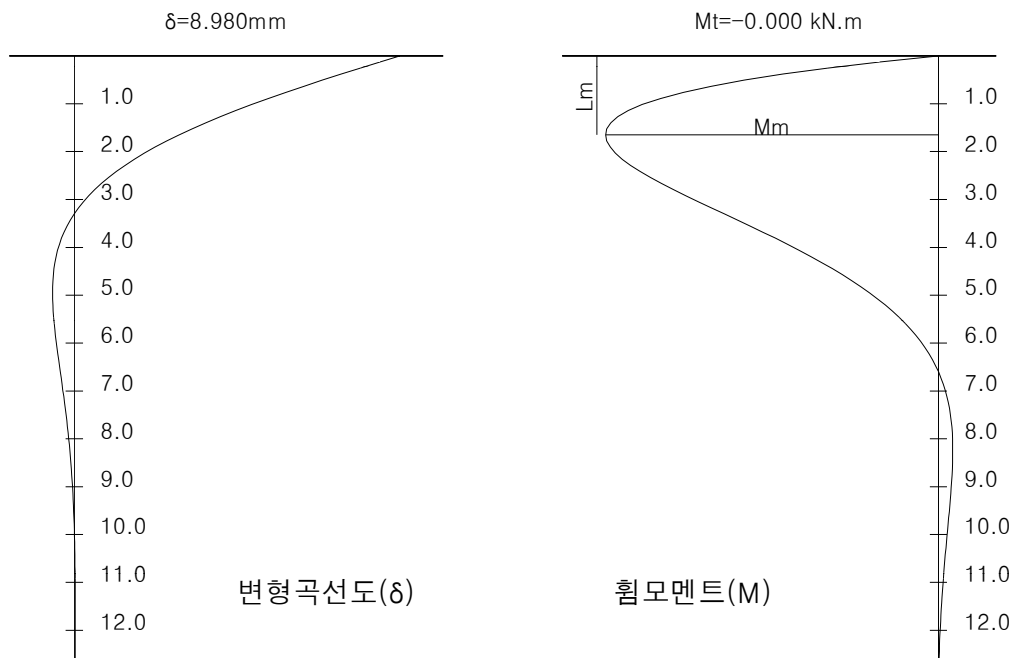
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -127.580 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.980 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.980 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-188.520	8.980	
0.847	-103.767	-66.406	5.518	
1.693	-127.523	2.534	2.773	
2.540	-110.403	32.753	0.945	
3.387	-78.761	39.120	-0.076	
4.233	-47.516	33.458	-0.515	
5.080	-23.241	23.657	-0.599	
5.927	-7.353	14.140	-0.507	
6.773	1.336	6.818	-0.355	
7.620	4.924	2.068	-0.210	
8.467	5.455	-0.502	-0.100	
9.313	4.506	-1.540	-0.029	
10.160	3.103	-1.668	0.009	
11.007	1.802	-1.363	0.024	
11.853	0.830	-0.930	0.025	
12.700	0.215	-0.535	0.021	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

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

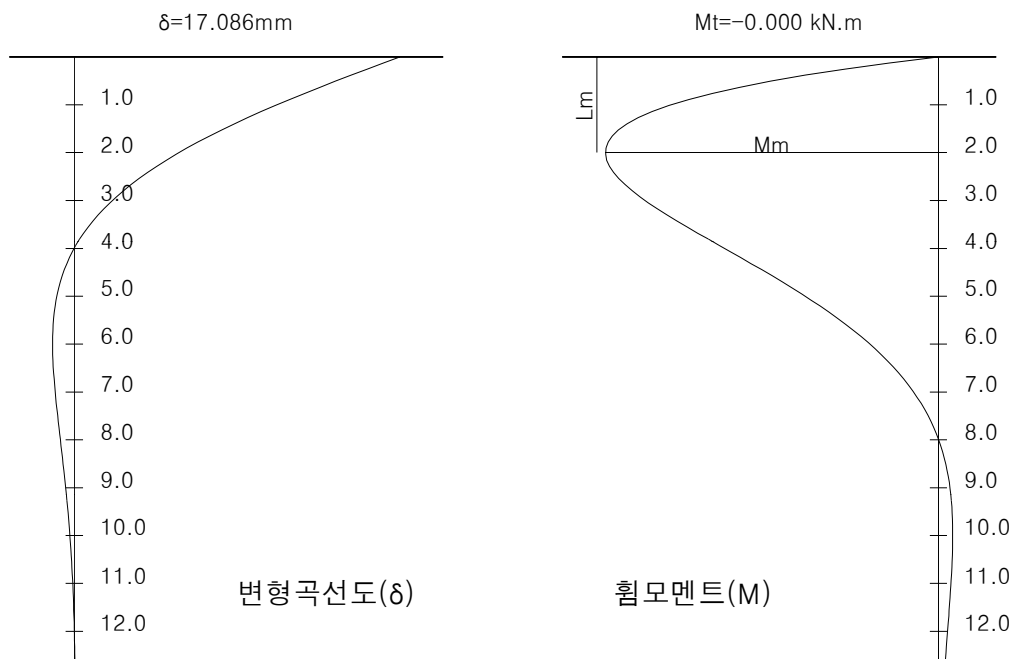
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -165.605 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 17.086 mm
- 지표면에서의 변위 : 17.086 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-202.118	17.086	
0.847	-120.385	-89.518	11.571	
1.693	-163.064	-17.444	6.898	
2.540	-159.043	22.348	3.401	
3.387	-131.676	39.231	1.064	
4.233	-96.672	41.661	-0.306	
5.080	-63.315	36.281	-0.961	
5.927	-36.110	27.746	-1.144	
6.773	-16.392	18.949	-1.057	
7.620	-3.658	11.416	-0.843	
8.467	3.465	5.731	-0.600	
9.313	6.572	1.899	-0.379	
10.160	7.122	-0.371	-0.206	
11.007	6.272	-1.478	-0.084	
11.853	4.837	-1.811	-0.008	
12.700	3.331	-1.694	0.032	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

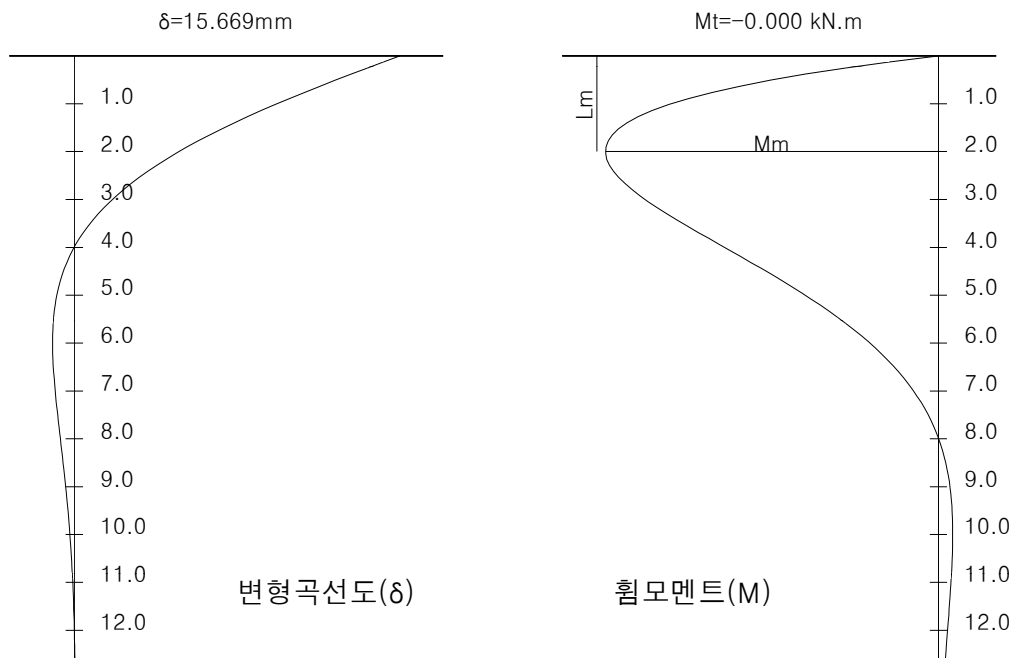
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -151.871 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 15.669 mm
- 지표면에서의 변위 : 15.669 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-185.356	15.669	
0.847	-110.401	-82.094	10.612	
1.693	-149.540	-15.998	6.326	
2.540	-145.853	20.495	3.119	
3.387	-120.756	35.977	0.975	
4.233	-88.655	38.206	-0.281	
5.080	-58.064	33.272	-0.881	
5.927	-33.115	25.445	-1.049	
6.773	-15.033	17.377	-0.969	
7.620	-3.354	10.469	-0.773	
8.467	3.178	5.255	-0.550	
9.313	6.027	1.742	-0.348	
10.160	6.532	-0.340	-0.188	
11.007	5.752	-1.355	-0.077	
11.853	4.436	-1.661	-0.007	
12.700	3.055	-1.554	0.030	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

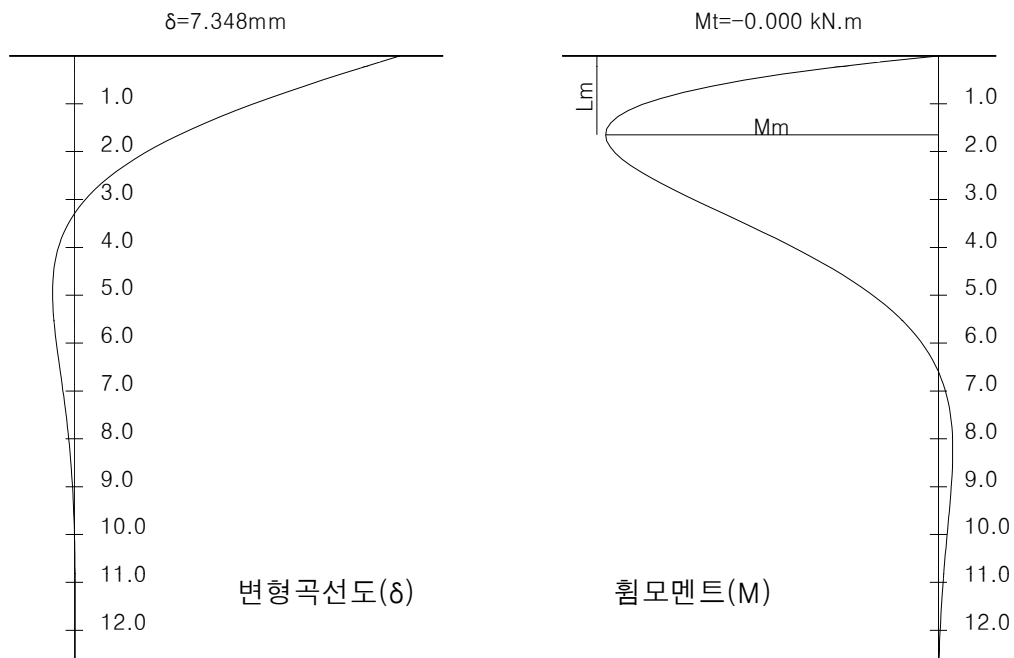
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -104.402 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.348 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.348 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-154.270	7.348	
0.847	-84.915	-54.341	4.515	
1.693	-104.355	2.074	2.269	
2.540	-90.345	26.802	0.773	
3.387	-64.452	32.013	-0.062	
4.233	-38.883	27.379	-0.422	
5.080	-19.018	19.359	-0.491	
5.927	-6.018	11.571	-0.415	
6.773	1.093	5.579	-0.291	
7.620	4.029	1.692	-0.172	
8.467	4.464	-0.411	-0.082	
9.313	3.687	-1.260	-0.024	
10.160	2.539	-1.365	0.007	
11.007	1.475	-1.115	0.020	
11.853	0.679	-0.761	0.021	
12.700	0.176	-0.438	0.017	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

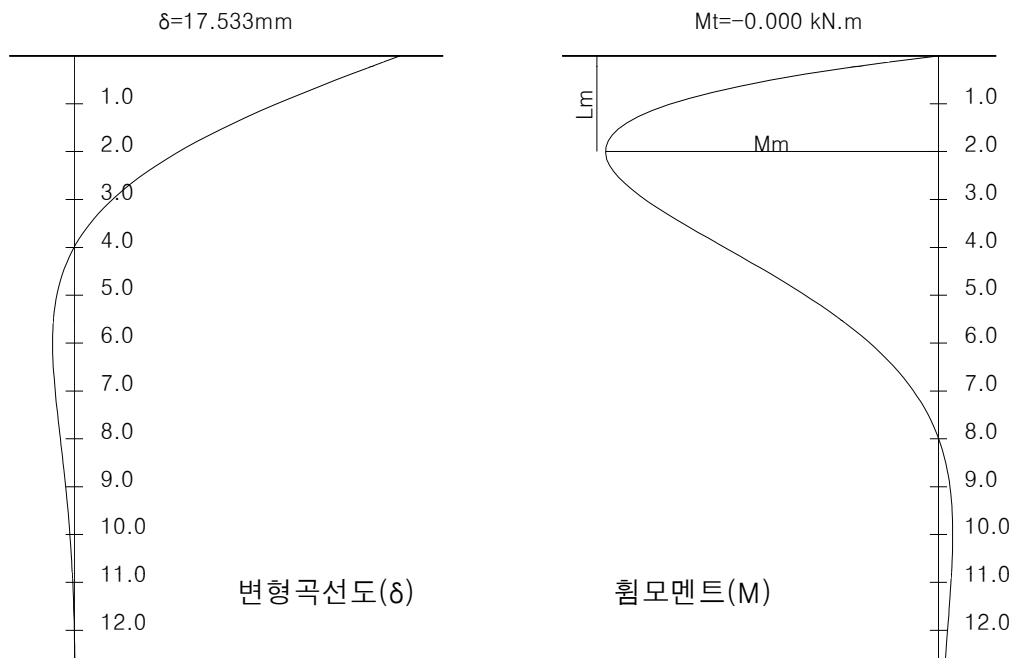
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -169.943 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 17.533 mm
- 지표면에서의 변위 : 17.533 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-207.413	17.533	
0.847	-123.538	-91.863	11.875	
1.693	-167.335	-17.901	7.079	
2.540	-163.209	22.934	3.490	
3.387	-135.126	40.259	1.091	
4.233	-99.205	42.752	-0.314	
5.080	-64.974	37.232	-0.986	
5.927	-37.056	28.473	-1.174	
6.773	-16.822	19.445	-1.084	
7.620	-3.753	11.715	-0.865	
8.467	3.556	5.881	-0.615	
9.313	6.744	1.949	-0.389	
10.160	7.309	-0.381	-0.211	
11.007	6.436	-1.517	-0.086	
11.853	4.964	-1.859	-0.008	
12.700	3.418	-1.739	0.033	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

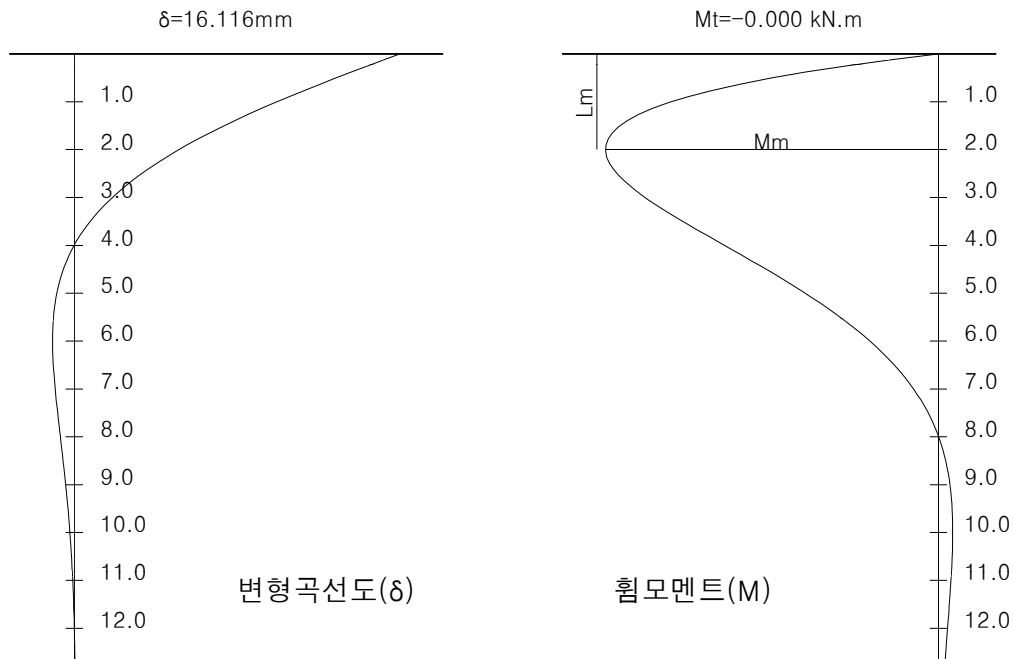
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -156.209 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 16.116 mm
- 지표면에서의 변위 : 16.116 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-190.651	16.116	
0.847	-113.554	-84.439	10.915	
1.693	-153.812	-16.455	6.507	
2.540	-150.019	21.081	3.208	
3.387	-124.205	37.005	1.003	
4.233	-91.188	39.297	-0.289	
5.080	-59.723	34.223	-0.906	
5.927	-34.061	26.172	-1.079	
6.773	-15.462	17.874	-0.997	
7.620	-3.450	10.768	-0.795	
8.467	3.268	5.405	-0.566	
9.313	6.199	1.791	-0.358	
10.160	6.718	-0.350	-0.194	
11.007	5.916	-1.394	-0.079	
11.853	4.563	-1.709	-0.007	
12.700	3.142	-1.598	0.031	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

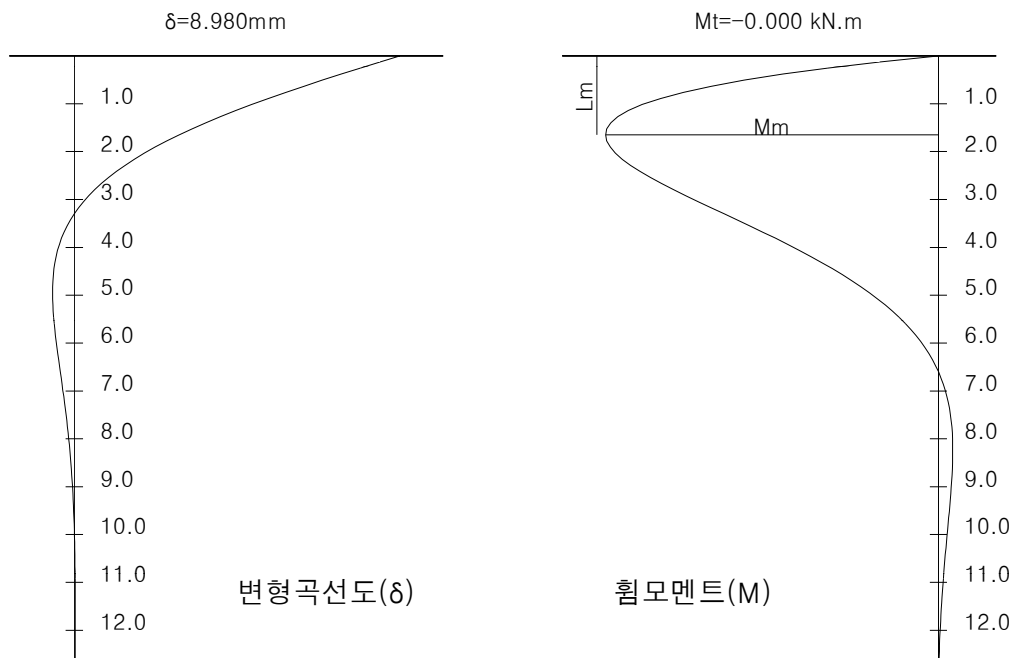
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -127.580 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.980 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.980 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-188.520	8.980	
0.847	-103.767	-66.406	5.518	
1.693	-127.523	2.534	2.773	
2.540	-110.403	32.753	0.945	
3.387	-78.761	39.120	-0.076	
4.233	-47.516	33.458	-0.515	
5.080	-23.241	23.657	-0.599	
5.927	-7.353	14.140	-0.507	
6.773	1.336	6.818	-0.355	
7.620	4.924	2.068	-0.210	
8.467	5.455	-0.502	-0.100	
9.313	4.506	-1.540	-0.029	
10.160	3.103	-1.668	0.009	
11.007	1.802	-1.363	0.024	
11.853	0.830	-0.930	0.025	
12.700	0.215	-0.535	0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

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

Ra1 = 856.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1284.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 10.3947 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 8.9796 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 370.900 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 556.400 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	547.177	162.876	856.000	370.900	0.K
	HINGE	454.311	272.252	856.000	370.900	0.K
COMBO 2	FIX	506.680	193.374	856.000	370.900	0.K
	HINGE	420.554	294.811	856.000	370.900	0.K
COMBO 3	FIX	791.836	-142.476	1284.000	556.400	0.K
	HINGE	709.988	-46.077	1284.000	556.400	0.K
COMBO 4	FIX	819.994	265.642	856.000	370.900	0.K
	HINGE	727.803	374.223	856.000	370.900	0.K
COMBO 5	FIX	733.159	271.504	856.000	370.900	0.K
	HINGE	647.174	372.775	856.000	370.900	0.K
COMBO 6	FIX	1192.597	-269.613	1284.000	556.400	0.K
	HINGE	1102.113	-163.042	1284.000	556.400	0.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 12.80 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = $12.70/0.508 = 25.000 < 100$ 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)	f _{max}	f _{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	547.177	137.132	108.803	140.00	0.K
	HINGE	454.311	97.415	81.518	140.00	0.K
COMBO 2	FIX	506.680	127.179	100.855	140.00	0.K
	HINGE	420.554	89.336	75.010	140.00	0.K
COMBO 3	FIX	791.836	120.863	115.842	210.00	0.K
	HINGE	709.988	104.402	101.740	210.00	0.K
COMBO 4	FIX	819.994	136.137	125.848	140.00	0.K
	HINGE	727.803	100.752	100.930	140.00	0.K
COMBO 5	FIX	733.159	126.971	115.337	140.00	0.K
	HINGE	647.174	92.673	91.402	140.00	0.K
COMBO 6	FIX	1192.597	133.615	148.504	210.00	0.K
	HINGE	1102.113	127.580	139.437	210.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

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

$$= 120.000 \text{ MPa (지진시)}$$

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

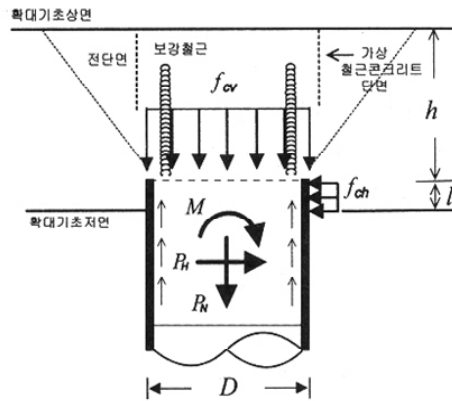
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

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

$$= 1.999 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	118.893	15.318	80.000	0.K
	HINGE	118.893	15.318	80.000	0.K
COMBO 2	FIX	109.033	14.047	80.000	0.K
	HINGE	109.033	14.047	80.000	0.K
COMBO 3	FIX	154.270	19.875	120.000	0.K
	HINGE	154.270	19.875	120.000	0.K
COMBO 4	FIX	122.966	15.842	80.000	0.K
	HINGE	122.966	15.842	80.000	0.K
COMBO 5	FIX	113.106	14.572	80.000	0.K
	HINGE	113.106	14.572	80.000	0.K
COMBO 6	FIX	188.520	24.288	120.000	0.K
	HINGE	188.520	24.288	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)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 819994.4 / (\pi/4 \times 508^2) \\ &= 4.046 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 1192597.3 / (\pi/4 \times 508^2) \\ &= 5.884 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 7.980 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

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

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

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

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

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 819994.4 / \{ \pi \times (508 + 1400) \times 1400 \} \\ &= 0.098 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.900 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 1192597.3 / \{ \pi \times (508 + 1400) \times 1400 \} \\ &= 0.142 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.197 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

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

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

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

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 122966.249 / (508 \times 100) \\ &= 2.421 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 188520.061 / (508 \times 100) \\ &= 3.711 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 7.980 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

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

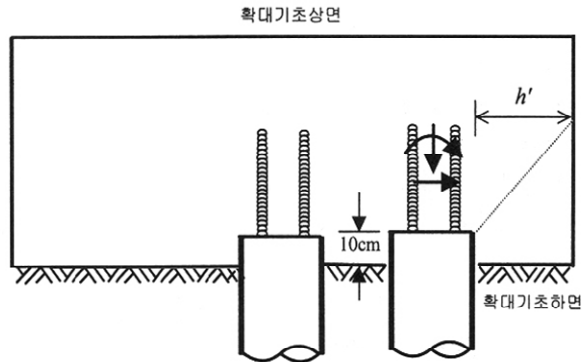
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 122966.249 / \{396 \times (200 + 508 + 792)\} \\ &= 0.207 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.900 \text{ MPa} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 188520.061 / \{396 \times (200 + 508 + 792)\} \\ &= 0.317 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.197 \text{ MPa} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 24.0 \times 202683.0) \\ &= 2894313.121 \text{ N} \geq P_{Nmax} = 1240342.679 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{24.0} \times 5837.1 \times 1350 \right) \\ &= 10294463.165 \text{ N} \geq P_{Nmax} = 1240342.679 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$